

Universidade Federal do Rio de Janeiro

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA UTILIZAÇÃO DE REFORÇO DE  
FIBRAS DE AÇO NO CONTROLE DA FISSURAÇÃO DO CONCRETO NAS  
PRIMEIRAS IDADES

Vitor de Souza Colimodio

2013



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro

---

Escola Politécnica

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA UTILIZAÇÃO DE REFORÇO DE  
FIBRAS DE AÇO NO CONTROLE DA FISSURAÇÃO DO CONCRETO NAS  
PRIMEIRAS IDADES

Vitor de Souza Colimodio

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Coorientador: Marcos Martinez Silvano

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA UTILIZAÇÃO DE REFORÇO DE  
FIBRAS DE AÇO NO CONTROLE DA FISSURAÇÃO DO CONCRETO NAS  
PRIMEIRAS IDADES

Vitor de Souza Colimodio

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO  
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

---

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

---

Coorientador: Prof. Marcos Martinez Silvos, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO de 2013

Colimodio, Vitor de Souza

Análise Experimental e Numérica da Utilização de Reforço de Fibras de Aço no Controle da Fissuração do Concreto nas Primeiras Idades/ Vitor de Souza Colimodio - Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013

XVIII, 125 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Coorientador: Marcos Martinez Silvano

Projeto de Graduação - UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 119-125.

1. Concreto reforçado com fibras de aço. 2. Fissuração do concreto. 3. Modelagem numérica. I. Pfeil, Michèle Schubert *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

## **Agradecimentos**

Primeiramente, agradeço a todos aqueles que não citarei adiante mas que me apoiaram, me incentivaram, me ajudaram, torceram e rezaram por mim.

Ao professor Marcos Martinez Silvos, pela orientação deste trabalho, pela orientação no período em que com ele trabalhei em projeto de Iniciação Científica, por toda a dedicação e atenção a mim dispensada ao longo dos últimos três anos, de modo especial também na orientação na minha opção pela ênfase de Estruturas.

À professora Michèle Schubert Pfeil, por todo o auxílio, pela disponibilidade e pelo incentivo à pesquisa.

Ao professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos, pela orientação acadêmica na graduação e por sua orientação na minha opção pela ênfase de Estruturas.

Ao Laboratório de Estruturas e Materiais Prof. Lobo Carneiro da COPPE/UFRJ, pela estrutura e equipamentos na realização de ensaios, e todos os seus funcionários e técnicos, de modo especial, em ordem alfabética, ao Adailton, ao Alessandro, ao Clodoaldo, ao Flávio, ao sr. Júlio, ao Renan e ao Rodrigo, por todo o auxílio nos ensaios lá realizados, também ao Josimar, da limpeza, e ainda aos mestrandos, doutorandos e pesquisadores que me auxiliaram e me incentivaram.

Ao Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção e Solos da FAU/UFRJ, pela estrutura e equipamentos na realização de ensaios, e aos seus técnicos, em ordem alfabética, Ivan, José Carlos e Paulo, pelo auxílio nos ensaios lá realizados, e também à Ana Paula, então responsável pela limpeza do laboratório. Agradeço ao Piter, com quem convivi por um tempo no LEMC/FAU/UFRJ, por todo o auxílio, de modo especial na edição deste trabalho, e também ao Erlon e à professora Reila Vargas Velasco.

Aos colegas da Avantec Engenharia Ltda, pela convivência saudável, por todo o aprendizado durante o estágio lá realizado e pelo apoio moral.

Aos amigos que conheci na faculdade, em ordem alfabética, Bruno, Matheus e Thiago, pela amizade, companhia, auxílio e incentivo ao longo destes anos de graduação. E também ao Igor, à Lívia, ao Luis, ao Raphael, e todos os outros que não citarei aqui, mas aos quais também agradeço muito.

A todos aqueles que conheci nas viagens quase diárias Petrópolis - Fundão, pela companhia, descontração em momentos frustrantes e pelo incentivo.

Aos meus amigos da época do Colégio Fênix, em Petrópolis - RJ, em ordem alfabética, Bruna, Evelyn, Felipe Caetano, Felipe Terra, Frederico, Lucas e Marcos, pela amizade e incentivo. Também a toda a equipe do Colégio Fênix, que me possibilitou um ensino de alta qualidade no 2º segmento do Ensino Fundamental e no Ensino Médio, e por todo o incentivo e orientação em momentos de dúvida.

À Escola das Comunidades Santo Antônio, em Petrópolis - RJ, pelo bom ensino propiciado a mim no 1º segmento do Ensino Fundamental.

Ao Colégio Beija-Flor, em Petrópolis - RJ, onde comecei minha caminhada escolar.

Aos meus amigos da Paróquia de Santo Antônio, no Alto da Serra, em Petrópolis - RJ, e por todos aqueles que por lá passaram nos últimos anos, por todo o incentivo e orações.

Aos meus vizinhos, que sempre me apoiaram e me incentivaram em todos estes anos.

Aos meus familiares, por todo o apoio, incentivo e compreensão de muitas vezes não estar próximo por conta das atividades universitárias.

Principalmente aos meus pais, por me bancarem financeiramente por todo este período, por todas as vezes que levantaram às 4:30 para preparar café para mim, por todas as vezes que me esperaram chegar em casa, diversas vezes bem tarde, com o jantar preparado, por todo o amor, carinho e dedicação a mim nestes meus 23 anos de vida, enfim, por tudo o que eles são e representam para mim, o que não é possível expressar em palavras. Amo vocês!

Por fim, acima de tudo, a Deus, pelo dom da vida, pela família que Ele me deu, por todas as pessoas que Ele colocou e tem colocado no meu caminho, por suas vidas, pela minha saúde, por todas as oportunidades que Ele colocou e acredito que continuará colocando em minha vida, por ter me guiado até aqui. Senhor, obrigado por tudo, e que, pela ação e o impulso do Espírito Santo, a Tua vontade sempre se realize em minha vida e que eu possa viver sempre segundo a Tua vontade!

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA UTILIZAÇÃO DE REFORÇO DE FIBRAS DE AÇO NO CONTROLE DA FISSURAÇÃO DO CONCRETO NAS PRIMEIRAS IDADES

Vitor de Souza Colimodio

Agosto / 2013

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Coorientador: Marcos Martinez Silvoso

Curso: Engenharia Civil

Em estruturas massivas de concreto, o controle da fissuração ganha especial importância em razão das tensões térmicas geradas com o calor de hidratação, requerendo medidas para evitar a fissuração nas primeiras idades. Com isto, este trabalho pretende avaliar o benefício do reforço de fibras de aço no controle da fissuração de estruturas de concreto. Foram realizados ensaios mecânicos num concreto reforçado com fibras de aço, em frações volumétricas de 0,5% e 1,0%, que permitiram analisar a evolução do módulo de elasticidade, das resistências à compressão e à tração na flexão e da tenacidade sob compressão e sob flexão, com relação ao tempo, comparando-se tais resultados com os de um concreto de referência. A mistura com fração volumétrica de 1,0% de fibras de aço foi a que apresentou maior resistência à tração na flexão e maior tenacidade e a referência foi a que apresentou maior resistência à compressão. Foi aplicada uma metodologia de avaliação experimental da fissuração do concreto, em escala de laboratório, da qual se obtiveram parâmetros para avaliar o benefício do reforço com fibras de aço ao concreto numa estrutura real, através da análise numérica do seu comportamento termo-químico-mecânico. Nesta análise, foram verificados benefícios com o reforço de fibras de aço ao concreto, mas também a importância da avaliação de outros parâmetros de execução.

Palavras-chave: Concreto reforçado com fibras de aço, fissuração do concreto, modelagem numérica.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/ UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

## EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE USE OF STEEL FIBER REINFORCEMENT IN CONCRETE CONTROL OF CRACKING AT FIRST AGES

Vitor de Souza Colimodio

August / 2013

Advisors: Michèle Schubert Pfeil

Marcos Martinez Silvoso

Course: Civil Engineering

In massive concrete structures, the control of cracking becomes particularly important due to the thermal stresses induced by the heat of hydration, requiring measures to prevent cracking at early ages. So, this work intends to evaluate the reinforcement steel fibers benefit in controlling concrete structures cracking. Mechanical essays were performed in a concrete reinforced with steel fibers in volume fractions of 0.5% and 1.0%, which made possible the analysis of the evolution of the elastic modulus, the compressive strength, the tensile strength in bending and the toughness under compression and under bending in relation to time, and comparing these results with those ones of a reference concrete. The mixture with 1.0% volume fraction of steel fibers showed the highest tensile strength in bending and the highest toughness and the reference one showed the highest compressive strength. A methodology for experimental evaluation of concrete cracking in laboratory scale was applied, from which parameters were obtained in order to evaluate the benefit of steel fibers reinforcement to concrete in a real structure, through numerical analysis of its thermo-chemo-mechanical behavior. In this analysis, there were observed benefits with the steel fibers reinforcement to concrete but also the importance of evaluating other execution parameters.

Keywords: steel fiber reinforced concrete, concrete cracking, numerical modeling.

## **Sumário**

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 1     | Introdução.....  | 1  |
| 1.1   | Motivação .....  | 1  |
| 1.2   | Objetivos.....   | 8  |
| 2     | Revisão bibliográfica.....   | 10 |
| 2.1   | Concretos com reforço fibroso.....   | 10 |
| 2.1.1 | Introdução.....  | 10 |
| 2.1.2 | Propriedades reológicas.....   | 12 |
| 2.1.3 | Propriedades mecânicas.....  | 14 |
| 2.2   | Fissuração do concreto nas primeiras idades.....                           | 23 |
| 2.2.1 | Modelo numérico adotado para fissuração do concreto nas primeiras idades   | 23 |
| 2.2.2 | Avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades.     | 29 |
| 3     | Materiais e métodos .....  | 33 |
| 3.1   | Concreto com reforço fibroso .....   | 33 |
| 3.1.1 | Materiais cimentícios .....  | 33 |
| 3.1.2 | Agregados.....   | 38 |
| 3.1.3 | Dosagem e produção dos concretos.....                                      | 42 |
| 3.1.4 | Metodologia dos ensaios realizados .....                                   | 44 |
| 3.2   | Avaliação numérica da fissuração do concreto nas primeiras idades.....     | 50 |
| 3.3   | Avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades..... | 50 |
| 4     | Resultados dos ensaios realizados para os concretos.....                   | 54 |
| 4.1   | Comportamento no estado fresco.....  | 54 |
| 4.2   | Comportamento mecânico .....   | 54 |
| 4.2.1 | Compressão .....   | 54 |
| 4.2.2 | Flexão .....   | 60 |
| 4.3   | Evolução da tenacidade .....   | 67 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.3.1 | Compressão .....   | 67  |
| 4.3.2 | Flexão .....   | 69  |
| 4.4   | Resumo dos resultados dos ensaios mecânicos e dos ensaios para os concretos no estado fresco ..... | 73  |
| 5     | Resultados das análises experimental e numérica do ensaio de fissuração.....                       | 75  |
| 5.1   | Análise experimental .....   | 75  |
| 5.2   | Análise numérica .....   | 77  |
| 6     | Aplicação a uma estrutura real .....   | 84  |
| 6.1   | Análise termo-química.....   | 93  |
| 6.2   | Análise mecânica .....   | 106 |
| 7     | Considerações finais.....  | 118 |
| 8     | Referências bibliográficas .....   | 119 |

## Índice de figuras

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 - Unidade II da Usina Nuclear de Angra dos Reis ( <a href="http://www.eletronuclear.gov.br/AEmpresa/CentralNuclear/Angra2.aspx">http://www.eletronuclear.gov.br/AEmpresa/CentralNuclear/Angra2.aspx</a> ) ..... | 5  |
| Figura 2 - Estádio Nacional Mané Garrincha (SACHS, 2013) .....   | 6  |
| Figura 3 - Execução de bloco de fundação de grandes dimensões do edifício Nova São Paulo (SACHS, 2013) .....   | 7  |
| Figura 4 - Execução de sapata com 3600 m <sup>3</sup> e 4,2 m de altura no empreendimento WTorre Morumbi (SACHS, 2013).....  | 7  |
| Figura 5 – Compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão (FIGUEIREDO, 2000).....   | 16 |
| Figura 6 – Concreto reforçado com fibras no qual há compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados (FIGUEIREDO, 2000).....   | 18 |
| Figura 7 – Concreto reforçado com fibras no qual não há compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados (FIGUEIREDO, 2000).....   | 18 |
| Figura 8 – Comportamento típico de compósitos submetidos à flexão (VELASCO, 2008).....   | 21 |
| Figura 9 – O concreto como meio poroso (ULM E COUSSY, 1995, citados por SILVOSO, 2003).....  | 25 |
| Figura 10 - Configuração "clássica" do <i>ring test</i> (adaptado de BRIFFAUT <i>et al.</i> , 2011) .....  | 30 |
| Figura 11 - Configuração do <i>ring test</i> com as adaptações de BRIFFAUT <i>et al.</i> (2011)  | 31 |
| Figura 12 - Configuração utilizada por SHAH <i>et al.</i> (2004) para avaliar o efeito das fibras de aço na redução da fissuração do concreto por conta da retração .....  | 32 |
| Figura 13 - Misturador prescrito pela NBR 7215 (1996) para produção de argamassas para determinação da resistência do cimento .....  | 34 |
| Figura 14 - Granulômetro a laser <i>Malvern</i> .....  | 36 |
| Figura 15 - Curva granulométrica do cimento CP II - F 32 MPa.....  | 36 |
| Figura 16 - Curva granulométrica da cinza volante .....  | 36 |
| Figura 17 - Picnômetro para determinação das massas específicas dos materiais cimentícios .....  | 37 |
| Figura 18 - Peneiramento para determinação da composição granulométrica da areia .   | 38 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 19 - Peneiramento para determinação da composição granulométrica das britas   | 39 |
| Figura 20 - Curva granulométrica da areia utilizada .....  | 40 |
| Figura 21 - Curva granulométrica da brita zero utilizada.....  | 40 |
| Figura 22 - Curva granulométrica da brita 1 utilizada.....   | 41 |
| Figura 23 - Configuração do ensaio de compressão com vibração .....  | 42 |
| Figura 24 – Cura dos concretos produzidos em câmara úmida.....   | 44 |
| Figura 25 – Medição do abatimento de tronco de cone.....   | 44 |
| Figura 26 – Realização de ensaio de determinação do tempo de VeBe .....  | 45 |
| Figura 27 – Prensa Shimadzu servo-controlada, modelo UH-F 1000 kN.....   | 45 |
| Figura 28 – Configuração do ensaio mecânico de compressão simples.....   | 46 |
| Figura 29 – Configuração do ensaio mecânico de flexão.....   | 46 |
| Figura 30 - Esquema do diagrama utilizado na determinação do índice de tenacidade na compressão, segundo LIMA (2004), conforme VELASCO (2008)..... | 48 |
| Figura 31 - Definição dos índices de tenacidade na flexão, conforme a ASTM C1018 (1992), citada por VELASCO (2008).....                            | 49 |
| Figura 32 - Produção do corpo de prova para avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades.....                             | 51 |
| Figura 33 - Esquema representativo dos pontos onde foram feitas as medidas de temperatura.....   | 52 |
| Figura 34 - Configuração do ensaio em andamento, com o sistema de isolamento térmico fechado .....   | 52 |
| Figura 35 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia.....                          | 55 |
| Figura 36 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias .....                        | 56 |
| Figura 37 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias .....                        | 56 |
| Figura 38 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias .....                       | 57 |
| Figura 39 - Curvas da evolução da tensão de pico na compressão para as três misturas produzidas.....   | 57 |
| Figura 40 - Resistência à compressão relativa entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV.....   | 58 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 41 - Relação entre os módulos de elasticidade dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV.....  | 58 |
| Figura 42 - Deformação axial de pico relativa, na compressão, entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV.....                                   | 59 |
| Figura 43 – Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia.....   | 61 |
| Figura 44 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia, com maior escala no eixo dos deslocamentos.....   | 61 |
| Figura 45 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias.....  | 62 |
| Figura 46 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos.....  | 62 |
| Figura 47 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias.....  | 63 |
| Figura 48 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos.....  | 63 |
| Figura 49 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias.....   | 64 |
| Figura 50 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos..... | 64 |
| Figura 51 – Curvas da evolução da carga de pico na flexão para as três misturas produzidas.....  | 65 |
| Figura 52 - Relação entre a carga de pico na flexão dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV.....   | 65 |
| Figura 53 - Flecha de pico relativa entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV.....   | 66 |
| Figura 54 - Curvas da evolução dos índices de tenacidade (em %) na compressão para as três misturas produzidas.....  | 68 |
| Figura 55 - Relação entre os índices de tenacidade na compressão (ITC) dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV.....                              | 68 |
| Figura 56 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_5$ .....  | 70 |
| Figura 57 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_{10}$ .....   | 71 |
| Figura 58 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_{20}$ .....   | 71 |
| Figura 59 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_{30}$ .....   | 72 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 60 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_{50}$ .....   | 72 |
| Figura 61 - Valores obtidos para o índice de tenacidade $I_{100}$ .....  | 73 |
| Figura 62 - Curva tensão x deformação típica para o CR, para a idade de 28 dias.....   | 76 |
| Figura 63 - Gráfico temperatura x tempo obtido experimentalmente no ensaio de fissuração.....  | 76 |
| Figura 64 - Gráfico temperatura x tempo obtido experimentalmente no ensaio de fissuração, com o eixo da idade do concreto em escala logarítmica .....  | 77 |
| Figura 65 - Geometria adotada para a análise numérica do ensaio de fissuração .....  | 78 |
| Figura 66 - Malha de elementos finitos adotada para a análise numérica do ensaio de fissuração.....  | 78 |
| Figura 67 - Curva temperatura x tempo gerada na análise numérica no módulo termo-químico para a situação do ensaio de fissuração com a curva ajustada da elevação adiabática da temperatura, e comparação com a curva obtida experimentalmente.....  | 82 |
| Figura 68 - Curva temperatura x tempo, com o eixo do tempo em escala logarítmica, gerada na análise numérica no módulo termo-químico para a situação do ensaio de fissuração com a curva ajustada da elevação adiabática da temperatura, e comparação com a curva obtida experimentalmente ..... | 82 |
| Figura 69 - Esquema da sapata mostrando as dimensões $h$ (altura total da sapata), $h_0$ (altura do paralelepípedo) e o ângulo $\alpha$ (entre a superfície inclinada do tronco de cone e a horizontal).....   | 85 |
| Figura 70 - Esquema da sapata com as dimensões obtidas no pré-dimensionamento ...  | 86 |
| Figura 71 - Geometria do modelo adotado para as análises numéricas para a situação em questão.....   | 87 |
| Figura 72 - Condições de contorno no módulo mecânico .....   | 88 |
| Figura 73 - Malha obtida na primeira tentativa de discretização .....  | 88 |
| Figura 74 - Malha obtida na segunda tentativa de discretização.....  | 89 |
| Figura 75 - Malha obtida na terceira tentativa de discretização .....  | 90 |
| Figura 76 - Definição dos cortes para melhor visualização dos resultados das análises  | 93 |
| Figura 77 - Campos de grau de hidratação para a idade de 12 horas (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....   | 94 |
| Figura 78 - Campos de grau de hidratação para a idade de 1 dia (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....  | 95 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 79 - Campos de grau de hidratação para a idade de 3 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....  | 96  |
| Figura 80 - Campos de grau de hidratação para a idade de 7 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....  | 97  |
| Figura 81 - Campos de grau de hidratação para a idade de 28 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )..... | 98  |
| Figura 82 - Curvas grau de hidratação x tempo, com a consideração de grau de hidratação constante ao longo da sapata num determinado instante de tempo .....  | 99  |
| Figura 83 - Curvas grau de hidratação x tempo, com o tempo em escala logarítmica e a consideração de grau de hidratação constante ao longo da sapata num determinado instante de tempo .....                                      | 99  |
| Figura 84 - Campos de temperatura para a idade de 12 horas (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ) ....       | 100 |
| Figura 85 - Campos de temperatura para a idade de 1 dia (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ) .....         | 101 |
| Figura 86 - Campos de temperatura para a idade de 3 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....         | 102 |
| Figura 87 - Campos de temperatura para a idade de 7 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....         | 103 |
| Figura 88 - Campos de temperatura para a idade de 14 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....        | 104 |
| Figura 89 - Campos de temperatura para a idade de 28 dias (canto superior esquerdo: $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito: $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo: $T_0 = 30^\circ\text{C}$ ).....        | 105 |
| Figura 90 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento $T_0 = 15^\circ\text{C}$ .....   | 107 |
| Figura 91 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento $T_0 = 15^\circ\text{C}$ .....  | 108 |
| Figura 92 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento $T_0 = 21^\circ\text{C}$ .....   | 108 |
| Figura 93 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento $T_0 = 21^\circ\text{C}$ .....  | 109 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 94 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento $T_0 = 30^\circ\text{C}$ .....   | 109 |
| Figura 95 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento $T_0 = 30^\circ\text{C}$ .....  | 110 |
| Figura 96 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 7 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $30^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)  | 111 |
| Figura 97 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 14 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $30^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)   | 112 |
| Figura 98 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $30^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0).<br>Observa-se que praticamente toda a estrutura está fissurada, tanto para o CRCV quanto para o CRCV1.0. ....                | 113 |
| Figura 99 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 14 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $21^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)   | 114 |
| Figura 100 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $21^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0).<br>Observa-se, principalmente para o CRCV mas também para o CRCV1.0, que praticamente toda a estrutura está fissurada. .... | 115 |
| Figura 101 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de $15^\circ\text{C}$ , com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)  | 116 |

## **Índice de tabelas**

|   |    |
|---|----|
| Tabela 1 - Estratégias referentes aos materiais para controle do calor de hidratação (SACHS, 2013).....   | 3  |
| Tabela 2 - Estratégias referentes à produção, lançamento e cura do concreto para controle do calor de hidratação (SACHS, 2013).....   | 4  |
| Tabela 3 - Resistência do cimento.....  | 34 |
| Tabela 4 - Composição química do cimento CP II - F 32 MPa.....  | 35 |
| Tabela 5 - Composição química da cinza volante.....   | 35 |
| Tabela 6 - Massa específica dos materiais cimentícios.....  | 37 |
| Tabela 7 - Compacidade experimental dos materiais cimentícios.....  | 38 |
| Tabela 8 - Granulometria dos agregados utilizados na produção dos concretos estudados.....  | 39 |
| Tabela 9 – Massa específica dos agregados.....  | 41 |
| Tabela 10 - Compacidade experimental dos agregados utilizados na produção dos concretos estudados.....  | 42 |
| Tabela 11 – Dosagem dos concretos produzidos.....   | 43 |
| Tabela 12 – Padrão de procedimentos na produção dos concretos.....  | 43 |
| Tabela 13 - Dosagem do concreto de referência (CR) utilizado no ensaio de fissuração.....   | 53 |
| Tabela 14 – Comportamento, no estado fresco, dos concretos produzidos.....  | 54 |
| Tabela 15 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão.....   | 55 |
| Tabela 16 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão.....   | 60 |
| Tabela 17 - Índices de tenacidade na compressão obtidos para as três misturas produzidas.....   | 67 |
| Tabela 18 – Índices de tenacidade na flexão e seus respectivos coeficientes de variação (%), de acordo com a ASTM C1018 (1992), obtidos para as misturas CRCV0.5 e CRCV1.0..... | 69 |
| Tabela 19 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão para o CR.....   | 75 |
| Tabela 20 - Propriedades do aço e do EPS consideradas na simulação numérica do ensaio de fissuração.....  | 79 |
| Tabela 21 - Propriedades do concreto consideradas na simulação numérica do ensaio de fissuração.....  | 80 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 22 - Propriedades consideradas, nas análises numéricas, para a areia compacta e para a rocha alterada.....  | 91  |
| Tabela 23 - Propriedades consideradas, nas análises numéricas, para os concretos .....   | 91  |
| Tabela 24 - Propriedades específicas de cada concreto, consideradas nas análises numéricas, determinadas experimentalmente, para a idade de 28 dias .....  | 92  |
| Tabela 25 - Temperaturas máximas obtidas na análise numérica e idade em que ocorrem em função da temperatura de lançamento do concreto.....  | 105 |
| Tabela 26 - Máximas tensões de tração na sapata em questão, obtidas na análise numérica do módulo mecânico do modelo descrito no item 2.2.1, todas na idade de 28 dias, até onde a análise foi levada..... | 107 |
| Tabela 27 - Tensões resistentes de tração e máximas tensões solicitantes de tração para quando da abertura da primeira fissura e idade para a qual ela ocorre.....   | 110 |

# **1 Introdução**

## **1.1 Motivação**

O concreto é o material de construção mais utilizado no planeta. Esse fato se dá em razão de diversas vantagens do concreto em relação a outros materiais, por exemplo: baixo custo de materiais, em geral sem dificuldade de disponibilidade; baixo custo de mão-de-obra, tendo em vista que o nível de qualificação exigido dos profissionais é baixo; conhecimento e difusão dos processos construtivos; em estruturas dimensionadas, detalhadas e executadas adequadamente, apresenta boa resistência às solicitações em geral e ao fogo, alta durabilidade, baixa permeabilidade à água e pouca necessidade de manutenção. Entretanto, além de apresentar resistência à tração direta entre 7% e 11%, em geral, da resistência à compressão (MEHTA E MONTEIRO, 2008), o concreto é um material quase-frágil, com tendência a romper bruscamente, sem apresentar grandes deformações antes da ruptura. Adicionalmente às deformações autógenas, a reação de hidratação do cimento, cujo avanço propicia ao concreto ganhos de resistência e rigidez, por ser exotérmica, libera calor, gerando deformações de origem térmica no concreto nas primeiras idades. A retração autógena e o resfriamento do concreto, depois de seu aquecimento devido ao calor de hidratação, são responsáveis por deformações que, restringidas, geram tensões de tração no material, que podem levar à formação de fissuras, caso a resistência do concreto seja superada, especialmente em grandes estruturas, como, por exemplo, barragens, e nas primeiras idades, quando a resistência do material ainda não se desenvolveu plenamente. A formação de fissuras deve sempre ser controlada e, se possível, evitada, pois, por mais que possa não comprometer a estabilidade da estrutura, aumenta a permeabilidade do material, diminuindo sua durabilidade e eficiência, especialmente se a estrutura for projetada para ser impermeável.

A prática mais comum com o objetivo de propiciar maior ductilidade ao concreto é o uso de armaduras, se constituindo o concreto armado. Uma outra alternativa nesse sentido é o reforço fibroso, que, além de proporcionar ao concreto maior ductilidade, já que as fibras fazem pontes de ligação entre as fissuras, retardando e controlando sua propagação, pode aumentar a resistência do concreto à tração, fadiga, impacto, cisalhamento e abrasão (VELASCO, 2008). O reforço fibroso não tem por objetivo melhorar a resistência à compressão do concreto, embora isso seja possível. Tais

benefícios gerados ao concreto pela introdução das fibras são possíveis graças à capacidade que as fibras possuem na modificação do mecanismo de ruptura do compósito. Tanto o concreto armado quanto o concreto reforçado com fibras são materiais compósitos, com duas fases, constituídos por uma matriz cimentícia frágil e um reforço, respectivamente, as barras e as fibras de aço. De acordo com MARANGON (2006), os benefícios propiciados pelo reforço fibroso ao concreto dependem do tipo de fibra, comprimento, diâmetro, forma, fração volumétrica e arranjo espacial.

Como exemplo de aplicação, já prevista em norma no Brasil, de concreto reforçado com fibras de aço, tem-se os tubos, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários (NBR 8890 (2007)). Segundo levantamento realizado por FIGUEIREDO (2011), o mercado de fibras de aço no Brasil tem como principal aplicação os pavimentos industriais, vindo na sequência o concreto projetado e os pré-moldados, sendo estas aplicações, no 1º semestre de 2010, responsáveis por 97% da utilização de concretos reforçados com fibras de aço no país. Ainda conforme FIGUEIREDO (2011), a aplicação dos concretos reforçados com fibras de aço no Brasil se dá com falta de embasamento técnico, agravado pela carência de normas sobre o assunto, de modo que a aplicação se dá de forma essencialmente empírica, com consumos de fibras de aço fixados em múltiplos de 5 kg por metro cúbico de concreto e sem preocupação de dosagem otimizada do material, mesmo sendo o custo das fibras de aço da ordem de 15 vezes maior que o custo do cimento. Ainda, o reforço fibroso é especialmente interessante em concretos de alto desempenho, tendo em vista que eles são ainda mais frágeis que os concretos convencionais.

A concretagem de peças de grandes volumes é sempre um desafio para as construtoras. Trincas e fissuras podem surgir na peça, caso a concretagem não seja bem feita. Os compostos que fornecem resistência ao concreto, os silicatos de cálcio hidratados, são produzidos na reação de hidratação do cimento, que é exotérmica, isto é, libera calor, como explicado anteriormente. De acordo com SACHS (2013), se a diferença entre a temperatura no interior da massa de concreto e a temperatura na sua superfície (a temperatura ambiente) for maior que 25°C, a probabilidade de ocorrência de fissura de origem térmica é bastante grande. Conforme o concreto esfria e endurece, ele sofre um processo natural de retração e, acontecendo o resfriamento de fora para dentro, as camadas externas resfriarão primeiro e sua retração será restringida pelo núcleo, que ainda estará mais quente, de modo que surgirão tensões de tração, que, se superiores à

resistência do material, provocarão fissuras. Este problema ocorre mais frequentemente em peças com volume maior que 1,5 m<sup>3</sup> e com lado maior ou igual a 1 m, com concreto com alto consumo de cimento e, em decorrência das condições climáticas do local da obra, sejam mais susceptíveis a variações térmicas.

Quanto maior o volume de concreto, maior a quantidade de cimento consumida e, assim, maior será a liberação de calor e a temperatura no interior da massa de concreto. Nas construções convencionais, os elementos estruturais que merecem maior cuidado com relação à fissuração por origem térmica são os blocos de fundação com alturas superiores a 1,5 m e área da base superior a 10 m<sup>2</sup>, construídos em locais com grande restrição à movimentação ou rigidez muito alta, como bases em rocha ou concretagens junto a taludes de rocha. Embora seja mais comum verificar este tipo de problema em peças grandes, a fissuração de origem térmica também pode ocorrer em peças que não podem ser consideradas como de grande volume, dependendo das restrições e do calor gerado. (SACHS, 2013).

Tabela 1 - Estratégias referentes aos materiais para controle do calor de hidratação  
(SACHS, 2013)

|  |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Usar cimentos compostos com escória de alto forno ou cimentos de baixo calor de hidratação, tais como CP III e CP IV. Fazer ensaios de calor de hidratação para comprovar valores.</li></ul> |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Utilizar aditivos retardadores de pega e de endurecimento.</li></ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Utilizar aditivos que possibilitem reduzir o consumo de cimento da dosagem.</li></ul>  |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Reduzir o consumo de cimento mediante a utilização de materiais pozolânicos, como sílica ativa, cinza volante ou metacaulim, entre outros.</li></ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Sempre que viável, empregar agregados que conferem maior capacidade de deformação ao concreto, além de menor módulo de deformação.</li></ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Aumentar a dimensão máxima do agregado graúdo, produzindo, assim, concretos com baixo teor de argamassa.</li></ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Reduzir a resistência à compressão na fase de projeto ou aumentar o prazo para que a resistência à compressão especificada seja atingida.</li></ul>  |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Utilizar armaduras específicas (vínculos internos) para limitar ou impedir a formação de fissuras por retração térmica.</li></ul>  |

Para evitar este tipo de problema, é necessário definir adequadamente o tipo de cimento, os agregados e aditivos a serem utilizados, assim como avaliar a melhor forma de lançamento, cura e desforma. Conforme SACHS (2013), não há uma receita a fim de se chegar à melhor opção para uma concretagem bem-sucedida de peças de grande volume, tal opção varia caso a caso e com o cronograma da obra. Algumas estratégias para controle do calor de hidratação são apresentadas na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 2 - Estratégias referentes à produção, lançamento e cura do concreto para controle do calor de hidratação (SACHS, 2013)

|  |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Na cura, substituir parte da água de amassamento por água gelada, gelo (em escamas ou triturado) ou nitrogênio líquido.</li> </ul>  |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Diminuir a temperatura dos agregados graúdos, seja com proteção contra a insolação por meio de mantas geotérmicas, seja com umidificação ou refrigeração.</li> </ul>  |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Utilizar serpentinas embutidas no concreto, pelas quais circulará água gelada. Elas ficam imersas nos elementos estruturais que serão concretados e devem ser controladas por termômetros ou termopares embutidos.</li> </ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Adotar, quando possível, concretagem em camadas com altura moderada e intervalos de lançamento do concreto que possibilitem maior dissipação do calor.</li> </ul>   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Além de baixar a temperatura da água, baixar também a temperatura dos outros materiais constituintes do concreto (agregado graúdo, cimento e areia). A água, que tem o maior calor específico (4,18 kJ/kg*K), entra na composição do concreto com uma porcentagem muito pequena, entre 10% e 15% do volume total. O agregado graúdo (brita), que tem um calor específico de 0,92 kJ/kg*K, ocupa porcentagem de cerca de 65% do volume total do concreto.</li> </ul> |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sempre que possível, empregar concreto lançado com caçamba para que o abatimento seja pequeno e, com isso, as dimensões máximas do agregado possam ser aumentadas para 38 mm ou 50 mm e, conseqüentemente, o consumo de cimento possa ser reduzido.</li> </ul>  |

Segundo SACHS (2013), em peças de grandes volumes, com maior risco de fissuração de origem térmica, além dos ensaios usuais de controle tecnológico do concreto, é de suma importância o monitoramento da temperatura do concreto antes e depois do lançamento. Tal medição normalmente é realizada através de termômetros ou termopares introduzidos no interior da massa de concreto, em sua posição definitiva. Ainda, a temperatura ambiente deve ser medida durante a concretagem, pois, assim como sua temperatura de lançamento, ela tem influência direta na máxima temperatura atingida no interior da massa de concreto.

Na execução da laje de encabeçamento das estacas do Edifício Turbo Gerador da Unidade II da Usina Nuclear de Angra dos Reis, foi utilizado concreto com consumo de cimento superior a  $400 \text{ kg/m}^3$ , sendo complicado o controle do calor de hidratação. A fim de evitar a fissuração de origem térmica, na produção do concreto foi utilizado gelo em escamas em substituição parcial da água de amassamento, oscilando a temperatura do concreto fresco entre  $13^\circ\text{C}$  e  $17^\circ\text{C}$  e estudos indicaram a viabilidade de camadas de concretagem de até 3,45 m com concreto bombeado, com intervalos entre as concretagens de subcamadas de 50 cm de até 10 horas com a utilização de teores adequados de aditivos plastificante e retardador de pega. Durante a execução, foi observado que o tempo necessário para estabilização térmica do elemento em questão foi superior a 100 dias. As observações visuais feitas no campo mostraram que os trechos da laje concretada ficaram isentos de fissuração. (ANDRADE *et al.*, 1981).

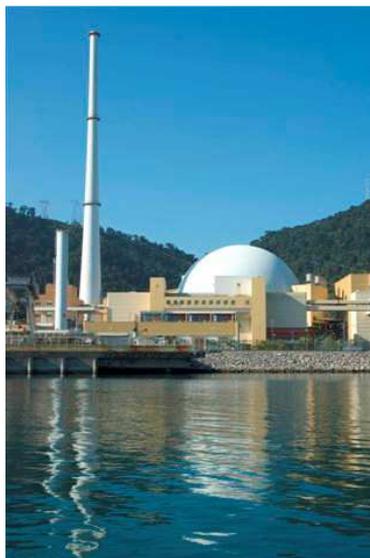


Figura 1 - Unidade II da Usina Nuclear de Angra dos Reis  
(<http://www.eletronuclear.gov.br/AEmpresa/CentralNuclear/Angra2.aspx>)

Na construção do Estádio Nacional Mané Garrincha, em Brasília, que receberá jogos da Copa do Mundo em 2014, para produzir pilares circulares com concreto de  $f_{ck} = 60$  MPa de modo a evitar fissuras de origem térmica, as superfícies internas das formas e as armaduras foram umedecidas 12 horas antes da concretagem, foi aspergida água nos agregados e foi utilizada uma maior proporção de CP III, diminuindo a quantidade de CP V na mistura e, desta forma, a temperatura do concreto, medida por termopares nele embutidos, não passou de 70°C. (SACHS, 2013).



Figura 2 - Estádio Nacional Mané Garrincha (SACHS, 2013)

Na construção do Edifício Nova São Paulo, em São Paulo, com blocos de fundação de grandes dimensões, foi usado concreto pré-refrigerado, de modo que a temperatura do concreto na saída da central dosadora foi de 14°C e a temperatura de lançamento foi de no máximo 16°C, e, ainda, a concretagem dos blocos, que se deu em uma única etapa, teve início às 6:00, a fim de aproveitar as menores temperaturas ambiente. (SACHS, 2013).

Na construção do edifício comercial WTorre Morumbi, em São Paulo, para a execução de dois blocos de fundação de 3600 m<sup>3</sup> e 4,2 m de espessura, a concretagem foi dividida em três etapas, sendo a primeira camada com 70 cm de espessura e cada uma das outras duas, com 1,75 m de espessura, e adicionou-se gelo e microssílica ao concreto, que foi bombeado com temperatura de 14°C e atingiu a máxima temperatura de 50°C. (SACHS, 2013).



Figura 3 - Execução de bloco de fundação de grandes dimensões do edifício Nova São Paulo (SACHS, 2013)



Figura 4 - Execução de sapata com 3600 m<sup>3</sup> e 4,2 m de altura no empreendimento WTorre Morumbi (SACHS, 2013)

Sob o aspecto do custo da obra, quanto maiores as espessuras das camadas de concretagem, quanto mais próxima da temperatura ambiente for a temperatura de produção e lançamento do concreto e quanto menor o volume de aglomerante, mais econômica é a obra.

A adição mineral também é algo bastante positivo sob o ponto de vista da questão ambiental. CORDEIRO (2006) cita que MALHOTRA (2002) estima que o processo de produção de cimento Portland emite cerca de 7% de todo o CO<sub>2</sub> antrópico emitido no planeta, fora a emissão, em menor escala, de outros gases contribuintes para o efeito estufa, como CO, CH<sub>4</sub> e SO<sub>2</sub>, além de requerer cerca de 5 GJ de energia para produzir

uma tonelada de cimento Portland (STRUBLE E GODFREY, 2004, citados por CORDEIRO, 2006). As adições minerais mais usadas hoje em dia, como cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa, são, de modo geral, resíduos de processos industriais ou agroindustriais. Tais adições podem contribuir para reduções de despesas e do impacto ambiental na produção do concreto, desde a extração das matérias-primas, e ainda podem propiciar benefícios em termos de reologia, durabilidade e propriedades mecânicas.

## **1.2 Objetivos**

Neste sentido, este trabalho tem por objetivo principal avaliar os benefícios do reforço com fibras de aço ao concreto no controle de sua fissuração nas primeiras idades, com aplicação voltada, de modo especial, para estruturas convencionais. Numa primeira etapa, foi feita uma avaliação de propriedades reológicas e da evolução de propriedades mecânicas e de tenacidade de uma matriz cimentícia reforçada em 0,5% e em 1,0%, em volume, com fibras de aço, com relação à matriz de referência sem reforço fibroso. Esta matriz de referência adotada tem uma adição mineral de 20% de cinza volante - um material pozzolânico, em substituição ao cimento Portland, para tratar a questão do calor de hidratação - minimizando a redução de resistência e durabilidade do material. Contudo, para a matriz adotada, os resultados mecânicos obtidos para a mistura com fração volumétrica de 0,5% de fibras de aço não a justificaram.

Numa segunda etapa, foi testada uma metodologia a fim de verificar o comportamento do concreto nas primeiras idades submetido ao seu próprio calor de hidratação, de modo a observar a idade e a abertura de fissuras num corpo de prova em escala de laboratório mas representativo de uma estrutura massiva. Contudo, com a configuração adotada, para o concreto ensaiado sem reforço fibroso, não foi verificada fissuração, de modo que a configuração adotada não é adequada para tal concreto. Todavia, o teste realizado foi muito importante, pois permitiu a calibração da curva de elevação adiabática da temperatura do concreto ensaiado por retroanálise numérica com base nos resultados obtidos experimentalmente.

Numa terceira etapa, foi feita uma aplicação numérica para avaliação do benefício do reforço com fibras de aço ao concreto em uma estrutura real, considerando três diferentes temperaturas de lançamento do concreto. Esta avaliação mostrou que, para o caso estudado, o reforço fibroso, ao aumentar a resistência à tração do concreto, retarda

a abertura de fissuras, deixando margem para a suposição de que tal reforço pode, de fato, evitar a fissuração do concreto, com a combinação com outros fatores, tais como temperatura de lançamento mais baixa que as consideradas ou execução em mais camadas, por exemplo, ficando evidente a importância da avaliação não somente do material, mas aliando também o processo construtivo e a geometria da estrutura.

Tendo em vista que a reação de hidratação do cimento é, ao mesmo tempo, o fenômeno que gera o calor a partir do qual surgem tensões no concreto e que propicia ao concreto ganho de rigidez e resistência, o modelo numérico adotado para análise dos campos de hidratação, temperatura e tensões atuantes deve ser capaz de prever não somente as tensões térmicas às quais o concreto fica submetido, mas também as propriedades mecânicas que o material desenvolve. Desta forma, foi utilizado para as análises numéricas um modelo termo-químico-mecânico acoplado, resolvido pelo método dos elementos finitos.

Neste trabalho, as análises realizadas tiveram o intuito de avaliar o benefício do reforço com fibras de aço no controle da fissuração do concreto nas primeiras idades. No entanto, a metodologia empregada pode ser aplicada como ferramenta para o projeto executivo de estruturas com grandes volumes de concreto em geral, avaliando especialmente, diferentes materiais, geometrias e processos construtivos.

## 2 Revisão bibliográfica

### 2.1 Concretos com reforço fibroso

#### 2.1.1 Introdução

De acordo com FIGUEIREDO (2011), as fibras são elementos descontínuos cujo comprimento é muito maior que as dimensões da seção transversal. A prática da utilização de fibras como reforço de matrizes frágeis existe desde a Antiguidade. Até mesmo a natureza fornece exemplos do reforço de matrizes frágeis com fibras, como, por exemplo, a madeira, cuja matriz é constituída de lignina e pectina e é reforçada com fibras de celulose. De acordo com SWAMY (1975), citado por VELASCO (2008), a primeira fibra inorgânica utilizada em materiais compósitos foi a fibra de asbestos.

A primeira patente de matriz cimentícea reforçada com fibras é de 1874. Em 1910, PORTER (1910), citado por SWAMY (1975) e por VELASCO (2008), já considerou o reforço estrutural do concreto com pequenos pedaços de aço. Em 1911, o reforço do concreto com fibras de aço, com o intuito de melhorar as propriedades do concreto ligadas à resistência e à estabilidade, foi sugerido por GRAHAM (1911), também citado por SWAMY (1975) e VELASCO (2008). Contudo, somente a partir dos anos 1950 e 1960 as fibras passam a ser utilizadas, de maneira mais sistemática, no reforço de matrizes frágeis cimentíceas. Nesta época, apenas fibras de aço retas eram utilizadas para tal finalidade. Os primeiros resultados mostraram benefícios do reforço fibroso no comportamento do material depois da primeira fissura, com ganho de tenacidade pós-fissuração. Contudo, também foi verificada perda de trabalhabilidade do material e a tendência de formação de novelos de fibras durante a mistura.

Com o passar do tempo, surgiram aditivos capazes de tornar a mistura mais trabalhável e foram desenvolvidas fibras de aço com gancho, das quais é necessário um menor teor, em comparação às fibras retas, para produzir um mesmo resultado em termos de tenacidade do concreto, de acordo com RAMAKRISHANAN *et al.* (1980 e 1981), citados por BALAGURU E SHAH (1992) e VELASCO (2008). Daí em diante, fibras de aço com diversas características e formas foram desenvolvidas, possibilitando sua aplicação como reforço secundário para variadas aplicações, como túneis, pisos industriais e pavimentos em geral. Segundo BALAGURU E NAJM (2004), citados por VELASCO (2008), as matrizes cimentíceas reforçadas com fibras de aço são materiais

promissores para reparo e reforço de estruturas e para uso em estruturas sujeitas à deterioração por cargas dinâmicas e, ainda, os acréscimos nas propriedades mecânicas, observados em aplicações de concretos reforçados com fibras em rodovias e pontes, justificam seu uso sob o ponto de vista econômico.

De acordo com PEDROSA (2010), as fibras de aço são produzidas a partir de aço carbono ou aço inoxidável, têm resistência à tração variando de 500 a 2600 MPa e módulo de elasticidade de cerca de 210 GPa. Conforme VELASCO (2008), uma grande variedade de fibras de aço está disponível, hoje em dia, para utilização como reforço em matrizes cimentícias, podendo as fibras ter diferentes geometrias, apresentar ou não ancoragem, ser lisas ou corrugadas, influenciando tais características nas propriedades mecânicas dos compósitos, pelo fato de influenciar na aderência entre a matriz e a fibra. FIGUEIREDO (2011) comenta que, para aumentar sua ancoragem, as fibras de aço normalmente apresentam ganchos nas extremidades, que o comprimento das fibras varia entre 25 mm e 60 mm, que elas podem ser fornecidas soltas ou coladas em pentes e que já existe no Brasil uma norma de especificação para fibras de aço, a NBR 15530 (2007), cuja maior preocupação foi a padronização da geometria das fibras e a resistência do aço que lhes deu origem. PEDROSA (2010) cita que, segundo NAAMAN (2000), a seção transversal da fibra pode ser circular ou ter qualquer forma poligonal; que, segundo ZOLLO (1997), para fibras que possuem seção transversal não-circular, é usual determinar seu diâmetro equivalente, correspondente ao diâmetro de um círculo de mesma área transversal que a da fibra em questão; e que, segundo o ACI (1993), a razão entre o comprimento da fibra e seu diâmetro ou diâmetro equivalente é definida como *relação de aspecto* ou *fator de forma* (embora a norma NBR 15530 adote a segunda nomenclatura, neste trabalho será adotada a primeira), variando este valor entre 30 e 100 para fibras de aço normalmente aplicadas como reforço de matrizes frágeis cimentícias. PEDROSA (2010) ainda cita que, conforme NAAMAN (2000), o diâmetro equivalente das fibras de aço utilizadas para reforço em concreto varia entre 0,4 mm e 0,8 mm.

Atualmente, outros tipos de fibra também têm sido usados como reforço de matrizes frágeis cimentícias, como, por exemplo, fibras de sisal, de vidro e de carbono. A principal contribuição das fibras como reforço de matrizes frágeis cimentícias se dá na região pós-fissuração das curvas tensão x deformação ou carga x deslocamento, tendo em vista que, ao funcionarem como pontes de ligações entre as fissuras, as fibras

redistribuem as tensões no material. Segundo VELASCO (2008), as fibras podem proporcionar, em razão da transferência de tensões através das fissuras, um aumento na capacidade de carga do material e, em razão dos efeitos de seu escorregamento e arrancamento, maior capacidade de deformação.

Ainda conforme VELASCO (2008), a magnitude do ganho de tenacidade e resistência depende da sequência de eventos posteriores à fissuração da matriz. Caso a capacidade de carga das fibras, depois da fissuração da matriz, for maior que a carga no compósito no instante da fissuração, o material não romperá bruscamente e o carregamento será redistribuído entre a matriz e as fibras e, desta forma, estando o carregamento concentrado nas fibras, fica livre de tensão a região da matriz nas extremidades da fissura. Havendo novos carregamentos, podem aparecer, nestas regiões, novas fissuras, até a matriz estar dividida em vários segmentos, separados pelas fissuras, caracterizando o que é chamado de múltipla fissuração.

Enfim, o principal objetivo da prática do reforço fibroso em matrizes frágeis é o de melhorar suas propriedades mecânicas, especialmente sua capacidade de deformação, sendo uma forma de prevenção contra uma ruptura brusca do material. Porém, a interação das fibras com a matriz é que determina a eficiência das fibras, já que esta interação é a garantia da transferência de tensões da matriz para a fibra. Consegue-se tal interação apenas com uma boa dispersão das fibras, que é essencialmente dependente da reologia da matriz.

### **2.1.2 Propriedades reológicas**

Em seu estado plástico, concretos com reforço fibroso têm estrutura mais enrijecida que a das suas respectivas matrizes sem fibras, o que se traduz em redução de trabalhabilidade devida ao reforço fibroso, diretamente proporcional ao teor de fibras utilizado, segundo BENTUR E MINDESS (1990), citados por MARANGON (2006). De acordo com FIGUEIREDO (2011), as fibras se constituem numa restrição à mobilidade relativa das partículas, principalmente dos agregados de maiores dimensões, além de que, ao se adicionar fibras ao concreto, está-se também adicionando área superficial demandando água de molhagem. Tendo isto em vista, a distribuição aleatória das fibras na produção destes compósitos é fundamental para que sua distribuição na matriz seja uniforme e, desta forma, sejam evitadas a segregação e a formação de novos, que reduziriam as propriedades mecânicas do material, conforme VELASCO

(2008). Adicionalmente a autora afirma também que a redução de trabalhabilidade dos concretos reforçados com fibras é, de maneira geral, proporcional ao comprimento das fibras, pois, quanto maior seu comprimento, maior será a restrição à mobilidade relativa das partículas, e à sua relação de aspecto, considerando a influência simultânea do comprimento e da área da seção transversal das fibras. OZYRUT *et al.* (2007), citados por VELASCO (2008), observaram que quanto maior o tempo de vibração, maior a segregação das fibras e, assim, maior a redução de trabalhabilidade, mas, também, que agentes modificadores de viscosidade praticamente anulam tal efeito. MARANGON (2006) acrescenta que, a fim de proporcionar boa dispersão das fibras mantendo alto nível de trabalhabilidade do concreto, é necessário aumentar a quantidade de pasta da mistura, tendo em vista que quanto maior o volume de finos, maior o volume de fibras que pode ser adicionado à mistura sem comprometer a trabalhabilidade do concreto, e, ainda, que, de acordo com GRÜNEWALD E WALRAVEM (2001), uma técnica na tentativa de manter a trabalhabilidade dos concretos com reforço fibroso é adicionar o volume de fibras previsto em substituição ao mesmo volume de agregado graúdo.

A redução de trabalhabilidade por conta do reforço fibroso também pode ser controlada com adições minerais. Tais adições contribuem significativamente para que o concreto tenha baixa resistência interna ao escoamento e uma coesão adequada, a fim de impedir a desagregação dos materiais, condições necessárias para que, segundo SHI *et al.* (2002), citados por VELASCO (2008), o concreto seja de excelente reologia. As adições minerais podem ainda propiciar ao concreto menor permeabilidade, que tem como consequência maior durabilidade do material. As adições minerais, também, ao tornarem a matriz mais densa, evitam a exsudação de água em torno das fibras e um ineficiente empacotamento das partículas de cimento, proporcionando um aumento na resistência do concreto à aderência. VELASCO (2008) produziu uma mistura com adição de 5% de microfibras de volastonita, 10% de sílica ativa e 10% de cinza volante e reforço com fibras de aço em diferentes teores, e comparou com a mistura sem adição de cinza volante, verificando que, de modo especial para altas frações volumétricas de reforço fibroso, a adição de cinza volante em substituição parcial ao cimento melhora a trabalhabilidade dos concretos (para a mistura com reforço de 2% em volume de fibras de aço, por exemplo, a adição da cinza volante propiciou diminuição do tempo de VeBe de 25 s para 11 s e aumento do abatimento de 15 mm para 60 mm), por conta do

formato esférico e da textura vítrea das partículas de cinza volante, favorecendo um melhor escoamento de toda a mistura.

### **2.1.3 Propriedades mecânicas**

O reforço fibroso a matrizes cimentíceas altera o seu comportamento mecânico, de modo especial depois do surgimento das fissuras. Porém, podem ser observadas alterações, também, antes do surgimento das fissuras.

De acordo com FIGUEIREDO (2011), no concreto simples, uma fissura se torna uma barreira à propagação de tensões de tração, implicando em concentração de tensões na extremidade da fissura, aumentando a fissura, até que, quando a fissura atinge um comprimento crítico, o material rompe bruscamente, num comportamento caracteristicamente frágil, não se podendo contar com nenhuma capacidade, do concreto fissurado, de resistência residual à tração. Conforme este mesmo autor, com a adição ao concreto de fibras de módulo de elasticidade e resistência adequados e em teor apropriado, a concentração de tensões na extremidade da fissura é minimizada, por conta do efeito propiciado pela fibra, de ponte de transferência de tensões através da fissura, reduzindo a velocidade de propagação das fissuras no material, que passa a apresentar comportamento pseudo-dúctil ou não-frágil, com certa capacidade resistente após a fissuração. Ele ainda cita que, segundo BENTUR E MINDESS (1990), o mecanismo básico da matriz reforçada pós-fissuração é composto por duas parcelas, uma elástica e outra de atrito, havendo uma zona de transição, motivo pelo qual tais autores defendem que a tensão de cisalhamento por aderência elástica é sempre maior que a resistência ao cisalhamento na interface entre matriz e fibra e, assim, ocorre o descolamento da fibra, com o seu escorregamento a partir da borda da fissura, de modo que a parcela de transferência de tensão por atrito aumenta em relação à parcela elástica com o arrancamento da fibra da matriz durante o carregamento, que torna a fissura maior, diminuindo o comprimento embutido da fibra e a carga por ela resistida.

FIGUEIREDO (2011) também afirma que a capacidade de reforço que um determinado tipo de fibras pode proporcionar ao concreto é definida essencialmente pelo módulo de elasticidade e pela resistência mecânica de tais fibras, sendo que, a capacidade residual resistente do compósito é proporcional à resistência das fibras, e se a resistência das fibras for menor que a da matriz, as fibras não irão conferir reforço à matriz. De acordo com VELASCO (2008), fibras de baixo módulo de elasticidade, como as fibras de sisal

e de polipropileno, têm seu benefício mais acentuado no aumento de capacidade de deformação que no aumento de resistência da matriz. Fibras minerais, como a fibra de vidro, são de alto módulo de elasticidade, viabilizando a transferência de carga da matriz para as fibras após a fissuração, incrementando a resistência do compósito, porém sua aderência com matrizes cimentícias não é tão boa e sua ruptura é relativamente frágil. Sendo as fibras de aço de alto módulo de elasticidade, o aço um material tipicamente dúctil e tendo o aço compatibilidade muito boa com o concreto, já verificada no concreto armado e no concreto protendido, as fibras de aço são as mais utilizadas no reforço de matrizes cimentícias. Assim, FIGUEIREDO (2011) considera que apenas as fibras com maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência à tração que a matriz de concreto são capazes de reforçar matrizes cimentícias.

Segundo VELASCO (2008), em função de seu comprimento, as fibras podem ser divididas em macrofibras e microfibras. As macrofibras têm comprimentos maiores ou iguais a 30 mm, possibilitam a transferência de carga através das macro-fissuras, contribuindo assim para aumentar a resistência do compósito em comparação à da matriz, e proporcionam os mecanismos de absorção de energia relativos aos processos de arrancamento e descolamento das fibras que atravessam as fissuras, aumentando a tenacidade do compósito. As microfibras são mais finas e mais curtas que as macrofibras e, por conta do pequeno espaço entre as fibras no interior da matriz, aumentando a probabilidade de uma micro-fissura ser interceptada por uma fibra, impedem o alargamento das micro-fissuras. Enfim, as macrofibras influenciam o comportamento pós-fissuração do compósito e as microfibras, seu comportamento pré-fissuração, podendo incrementar, em relação à matriz, a carga para a qual ocorre a primeira fissura e o módulo de elasticidade.

Conforme FIGUEIREDO (2011), a resistência residual do compósito é proporcional ao teor de fibras, pois quanto maior este, maior o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão através da fissura. De acordo com VELASCO (2008), o volume crítico de fibras é o volume mínimo de fibras para que haja transferência de carga da matriz para as fibras, depois do surgimento da primeira fissura, sem que as fibras rompam, de modo que as fibras propiciem incrementos de resistência do compósito e sua ruptura se dê por múltipla fissuração. No caso de volume de fibras inferior ao crítico, o volume de fibras é insuficiente para suportar cargas e, desta forma, a ruptura

do compósito se dá com a propagação de uma única fissura. O comportamento do concreto em função do volume de fibras é apresentado na Figura 5. FIGUEIREDO (2000) adota o teor crítico de fibras, correspondente ao volume crítico de fibras, de 0,81%, referente às fibras orientadas em duas direções.

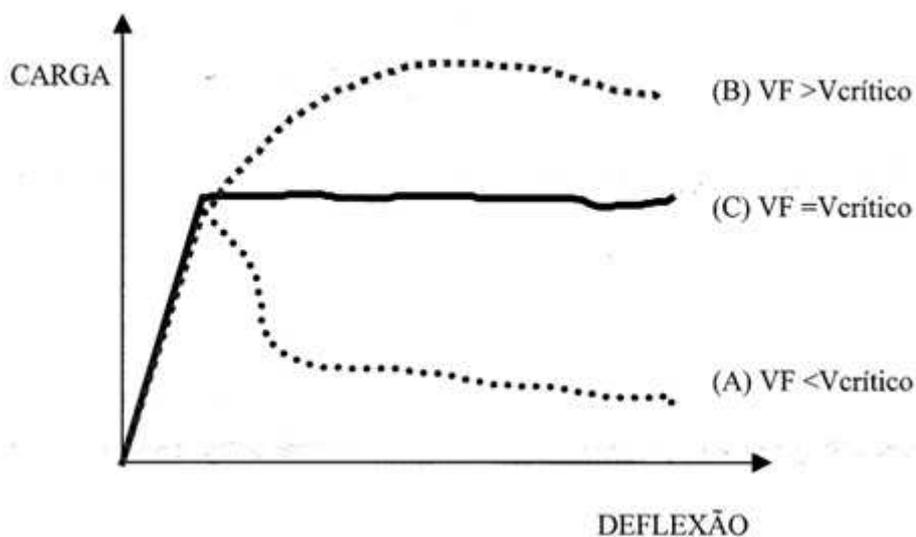


Figura 5 – Compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão (FIGUEIREDO, 2000)

Segundo FIGUEIREDO (2000), o comprimento crítico de uma fibra é o comprimento para o qual a tensão atuante no meio da fibra, com a abertura de uma fissura perpendicular a ela, em sua parte central, é igual à sua tensão de ruptura. Sendo o comprimento das fibras menor que o crítico, a tensão para a qual as fibras são arrancadas da matriz, proporcional ao comprimento das fibras embutido na matriz, é menor que a tensão resistente das fibras, ou seja, a ruptura do compósito se dá pelo arrancamento das fibras da matriz, sem que as fibras rompam. Quanto maior o comprimento das fibras, maior é seu embutimento na matriz, contudo fibras com comprimento maior que o crítico rompem com a abertura de uma fissura, reduzindo a resistência residual do compósito e, assim, aumentando sua fragilidade.

Conforme FIGUEIREDO (2011), a carga que a fibra poderá suportar durante seu arrancamento é proporcional à área da sua seção transversal, pois quanto maior esta, maior a área de contato da fibra com a matriz. Influenciando o comprimento das fibras e

a área de sua seção transversal a capacidade resistente do concreto reforçado com fibras, FIGUEIREDO (2011) afirma que esta é proporcional à relação de aspecto, desde que o comprimento das fibras seja menor que o crítico. VELASCO (2008), contudo, citando YAZICI *et al.* (2006), ressalta que a relação de aspecto deve ser definida minimizando o prejuízo de trabalhabilidade. Para uma mesma relação de aspecto, FIGUEIREDO (2011) conclui que o desempenho dos compósitos é melhor quanto mais compridas forem as fibras, com comprimento menor que o crítico. De acordo com NUNES *et al.* (2001), citados por VELASCO (2008), a resistência ao arrancamento das fibras e também a tenacidade do compósito são proporcionais à relação de aspecto das fibras. Ainda segundo estes autores, para um mesmo comprimento de fibra, a alteração da relação de aspecto tem efeito considerável na alteração da tenacidade na flexão para baixos níveis de deflexão, que é quando se dá a propagação das fissuras, havendo relação direta com as condições de serviço das estruturas de concreto e sua durabilidade, por meio do controle da fissuração, tornando mais difícil a penetração de agentes agressivos.

De acordo com MAIDL (1991), citado por FIGUEIREDO (2000), com o objetivo de que as fibras interceptem com maior frequência as fissuras, deve existir compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados, tendo em vista que, de modo especial em concretos de baixa e moderada resistência mecânica, as fissuras se propagam principalmente em interfaces entre agregado graúdo e pasta, e, tomando isto por base, FIGUEIREDO (2000) recomenda, para fins práticos, que o comprimento das fibras usadas no reforço dos concretos seja maior ou igual ao dobro da dimensão máxima dos agregados utilizados. A Figura 6 e a Figura 7 tornam mais clara a questão da compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados.

Ainda, segundo FIGUEIREDO (2011), quanto maior o módulo de elasticidade da matriz, maior o teor de fibras necessário para que um comportamento próximo do elasto-plástico perfeito seja atingido, e, com relação à resistência da matriz, um comportamento mais próximo ou mais distante do elasto-plástico perfeito pode ser obtido em função da combinação entre o comprimento e a resistência das fibras.

Enfim, conforme VELASCO (2008), a resistência, a deformação última e o modo de ruptura do compósito serão determinados conforme os mecanismos de transferência de tensões nas matrizes fissuradas, ou seja, da interação entre matriz e fibras.

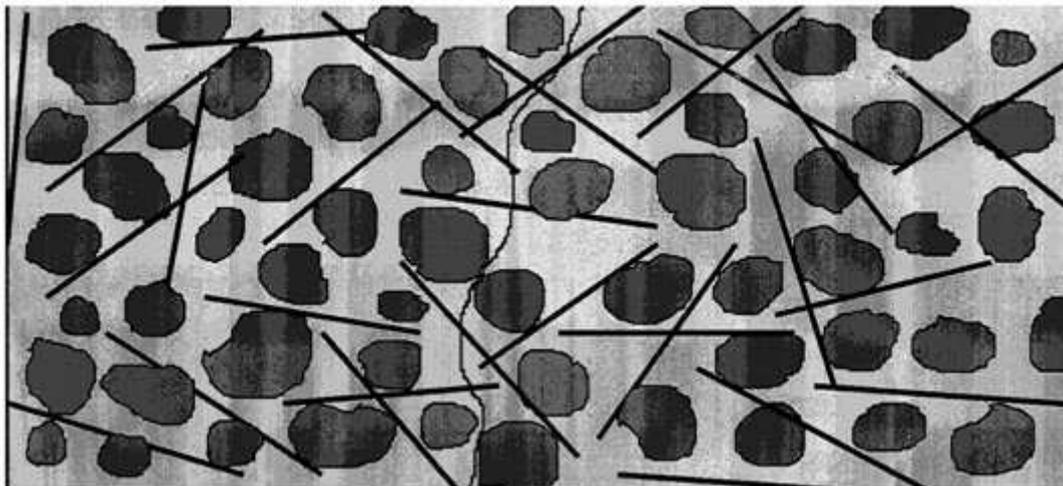


Figura 6 – Concreto reforçado com fibras no qual há compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados (FIGUEIREDO, 2000).

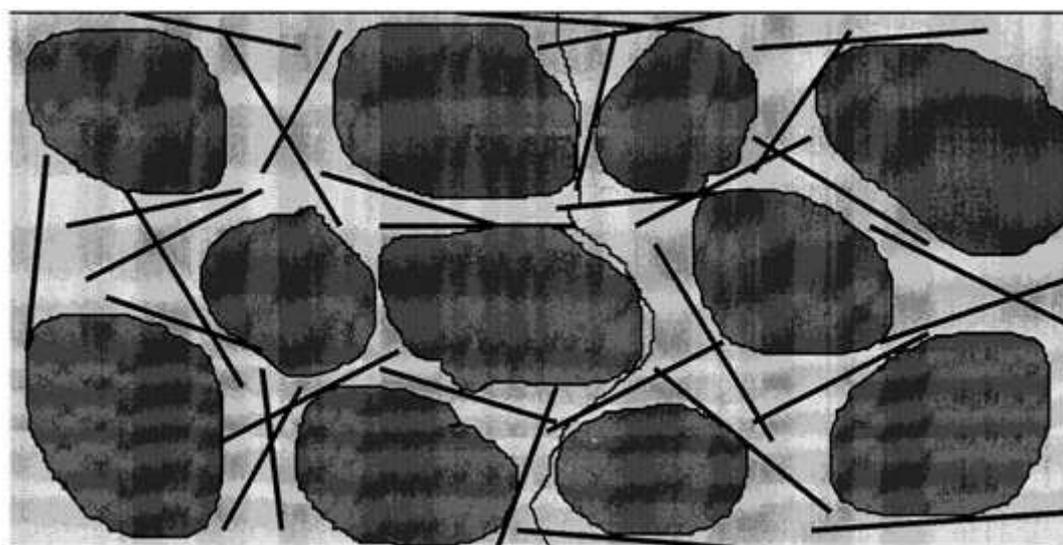


Figura 7 – Concreto reforçado com fibras no qual não há compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados (FIGUEIREDO, 2000).

#### **2.1.3.1 Resistência à compressão**

Estando o concreto submetido à compressão, de acordo com VELASCO (2008), ocorre concentração de tensões em micro-fissuras que surgem nos vazios do concreto e nas proximidades do agregado e da fibra, se houver reforço fibroso. A ruptura de materiais frágeis se dá principalmente por conta destas tensões concentradas. O reforço fibroso é aplicado com o intuito de evitar a ruptura brusca do concreto, já que, pelo efeito de ponte, as fibras previnem uma falha abrupta ao controlarem a propagação da fissura.

Desta forma, o reforço fibroso altera o comportamento tensão x deformação do concreto submetido à compressão, tornando possível o aumento da resistência pós-pico em comparação à matriz não reforçada e que o concreto mantenha, mesmo a grandes deformações, uma determinada resistência residual.

VELASCO (2008) cita que BALAGURU E SHAH (1992) obtiveram, com um reforço fibroso de 1,5% a um concreto de resistência normal, incrementos de resistência à compressão maiores que 25% e que LOPES (2005) obteve, com um reforço fibroso de 2,5% a um concreto originariamente com resistência de 40 MPa, incrementos de resistência à compressão da ordem de 60% aos 28 dias. Porém cita também que EREN e CELIK (1997) verificaram, em concretos de alto desempenho com reforço fibroso de até 2%, na resistência à compressão, incrementos de até 10% quando com adição de 10% de sílica ativa, reduções de mais de 20% quando com adição de 5% de sílica ativa e reduções de até 40% quando sem adição de sílica ativa, o que pode ser explicado pelo fato de que a sílica ativa proporciona melhor aderência entre a matriz e as fibras.

Em seus estudos, com concretos autoadensáveis com adições de 5% de microfibras de volastonita, 10% de sílica ativa e 10% de cinza volante, reforçados com fibras de aço nos teores de 1,0%, 1,5%, 2,0% e 2,5% e sem reforço fibroso, VELASCO (2008) verificou que o reforço fibroso propiciou incrementos significativos na resistência à compressão e deformação axial dos concretos, com acréscimos de mais de 30%, na idade de 28 dias, em relação à mistura sem reforço fibroso, na resistência à compressão da mistura com 2% de reforço com fibras de aço, que também foi a que apresentou maiores incrementos de deformação axial, sem causar significativas alterações no módulo de elasticidade das misturas (da ordem de no máximo 7%). Com relação à tenacidade, VELASCO (2008) verificou grande similaridade entre os índices de tenacidade para todas as misturas reforçadas com fibras de aço, com quase todos os valores acima de 0,9, sendo que o índice de tenacidade igual 1,0 representa o comportamento elasto-plástico.

MARANGON (2011), estudando concretos autoadensáveis com adições de sílica 325, cinza volante e sílica ativa, observou que as fibras de aço, em teores de 1,0%, 1,25% e 1,5%, proporcionaram ligeiros aumentos na resistência à compressão dos concretos, de, respectivamente, 3,0%, 3,3% e 3,8%, em relação à referência, sem reforço fibroso. Este autor ainda verificou que o reforço fibroso, em relação à referência, sem reforço fibroso,

não propiciou incrementos de deformação axial de pico para os concretos estudados. Além disso, MARANGON (2011) concluiu que para os três teores de fibras avaliados, o módulo de elasticidade dos compósitos ficou cerca de 10% maior que o da matriz sem reforço fibroso e que o aumento no teor de fibras promoveu acréscimo na tenacidade dos concretos.

Em seus estudos, com concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço, RAMBO (2012) verificou que o reforço com fibras de aço de 35 mm propiciou, à resistência à compressão, aumento de 6,03% e redução de 8,43%, e à deformação axial última, aumento de 3,14% e redução de 5,64%, para as frações volumétricas de, respectivamente, 1,0% e 1,5%, em relação ao concreto de referência sem reforço fibroso.

Com base em resultados obtidos ensaiando misturas com matrizes diferentes, VELASCO (2008) afirma que não há uma fração volumétrica ótima, que proporcione o melhor comportamento a um concreto em todas as suas idades.

#### **2.1.3.2 Resistência à tração na flexão**

A propriedade mais importante a ser estudada em concretos com reforço fibroso é o seu comportamento à tração na flexão, tendo em vista que esta resistência é a propriedade mais beneficiada em seus valores com o reforço com fibras. Tal avaliação pode ser feita através de ensaio de flexão, de acordo com a norma americana ASTM C1018 (1997). A partir da análise das curvas carga x deslocamento, é obtida a carga de fissuração e a tenacidade é avaliada com o cálculo de índices de tenacidade, os quais, segundo VELASCO (2008), podem ser avaliados por diferentes métodos, como os apresentados no ACI Committee 544 (1982), na norma americana ASTM C1018 (1992), na norma japonesa JCSE-SF4 (1983) e na norma belga NBN B15-238 (1992). A figura a seguir apresenta o comportamento típico de compósitos submetidos à flexão.

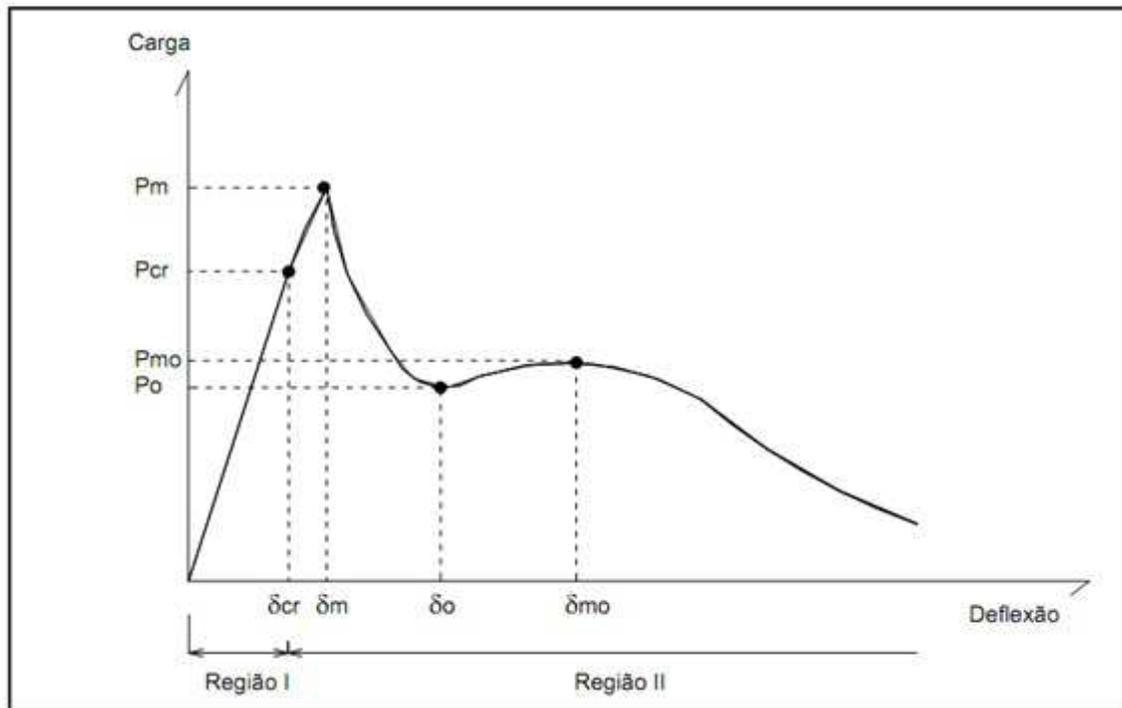


Figura 8 – Comportamento típico de compósitos submetidos à flexão (VELASCO, 2008)

A região I apresentada na figura é elástica, antes da fissuração, e nela a matriz é quem controla o comportamento do compósito. Esta região termina quando a matriz começa a fissurar, sendo este ponto, chamado de carga de primeira fissura ( $P_{cr}$ ), aquele no qual o gráfico deixa de ser linear. Tal ponto não é obtido de maneira trivial, de modo que, normalmente, a carga de primeira fissura ( $P_{cr}$ ) é associada à carga máxima de ruptura ( $P_m$ ). A região II é inelástica até a ruptura e nela a matriz tem pequena contribuição no comportamento do compósito, apenas no início da propagação da fissura, sendo as fibras quem têm maior contribuição neste comportamento. Com a fissuração, a matriz transfere tensões para as fibras, possibilitando que o compósito se deforme até atingir uma deflexão  $\delta_0$ , a partir da qual a carga no compósito pode aumentar até um valor máximo pós-pico ( $P_{mo}$ ), o que depende da capacidade das fibras em continuar suportando cargas. Daí em diante, o compósito perde resistência, até romper. A carga máxima pós-pico ( $P_{mo}$ ) pode ser maior que a carga máxima de ruptura ( $P_m$ ) quando o reforço é feito com alto teor de fibras de alto módulo de elasticidade, mas não o é quando o reforço é feito com fibras curtas e/ou com baixo teor de fibras. (VELASCO, 2008).

De acordo com VELASCO (2008), o comportamento do compósito depende principalmente das propriedades mecânicas da matriz e da relação de aspecto das fibras. O comportamento pós-fissuração do compósito é melhor quanto maior for a aderência entre as fibras e a matriz, que por sua vez é maior quanto mais densa e resistente for a matriz. A resistência à tração na flexão do compósito é proporcional à relação de aspecto das fibras, assim como a tenacidade. VELASCO (2008) cita que SONG E HWANG (2004) verificaram, em pesquisas realizadas com concretos de alto desempenho reforçados com fibras de aço, que os incrementos de resistência à tração na flexão aumentam com o teor de fibras, obtendo acréscimos de 28,1% até 126,6% para teores de fibras de, respectivamente, 0,5% até 2%. YAZICI *et al.* (2006), também citados por VELASCO (2008), verificaram que o acréscimo de resistência à flexão em virtude do reforço fibroso é proporcional ao teor de fibras e à sua relação de aspecto e, ainda, que os incrementos nas resistências propiciados pelo reforço fibroso são muito mais expressivos na flexão que na compressão.

Em seus estudos, com concretos autoadensáveis com adições de 5% de microfibras de volastonita, 10% de sílica ativa e 10% de cinza volante, reforçados com fibras de aço nos teores de 1,0%, 1,5%, 2,0% e 2,5% e sem reforço fibroso, VELASCO (2008) verificou que o reforço fibroso propiciou, respectivamente, para os teores de fibras de aço de 1,0%, 1,5%, 2,0% e 2,5%, na idade de 28 dias, incrementos, na carga de ruptura, de 37%, 105%, 113% e 134%. Para a mistura com teor de reforço de fibras de aço de 2,0%, VELASCO (2008) observou que o deslocamento, ao nível da ruptura, foi 14,4 vezes maior que o deslocamento para a mistura sem reforço fibroso. Com relação à tenacidade, VELASCO (2008) verificou, por meio do cálculo dos índices de tenacidade com base em diferentes normas, que a mistura com reforço de 2,5% de fibras de aço foi a que apresentou melhor comportamento, dentre os teores anteriormente citados.

MARANGON (2006), estudando o reforço com fibras de aço a concretos autoadensáveis com adições de sílica 325, cinza volante, sílica ativa e microfibras de volastonita, verificou que os índices de tenacidade na flexão, definidos pela norma americana ASTM C1018 (1992), são crescentes com o teor de reforço fibroso e que as fibras alteraram o modo de ruptura do concreto de tipicamente frágil, bruscamente, com a divisão do corpo de prova em duas partes, para tipicamente dúctil, com a abertura das fissuras restringidas pelas fibras.

MARANGON (2011), estudando concretos autoadensáveis com adições de sílica 325, cinza volante e sílica ativa, concluiu que as fibras proporcionaram aos concretos relevantes incrementos de resistência à flexão e capacidade de absorção de energia, sendo os incrementos maiores conforme maior o teor de fibras. Os acréscimos na resistência à flexão foram de 49%, 77% e 110%, para teores de reforço de, respectivamente, 1,0%, 1,25% e 1,5%.

Em seus estudos, com concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço, RAMBO (2012) observou incrementos na resistência à flexão de 70,58% e 132,98%, para frações volumétricas de reforço de, respectivamente, 0,5% e 1,0% de fibras de aço de 35 mm de comprimento.

Desta forma, o melhor comportamento da matriz reforçada com fibras em relação à matriz não reforçada é indiscutível, tornando o compósito mais dúctil por conta da maior tenacidade propiciada pelas fibras.

## **2.2 Fissuração do concreto nas primeiras idades**

### **2.2.1 Modelo numérico adotado para fissuração do concreto nas primeiras idades**

A hidratação do cimento é, ao mesmo tempo, o fenômeno gerador de calor no interior da massa de concreto, especialmente em suas primeiras idades, e também o fenômeno pelo qual é formado o esqueleto sólido do material, sendo responsável pelos ganhos de rigidez e resistência, de modo que, para a realização da análise numérica de avaliação da fissuração de uma estrutura de concreto massa, o modelo adotado deve ser capaz de prever, além do estado de tensões térmicas, as resistências mecânicas desenvolvidas pelo material. A solução numérica deste problema consiste em determinar, para toda a estrutura, desde o início de sua construção até a sua estabilização térmica, os campos de hidratação, temperatura, deslocamentos e tensões.

Na literatura, podem ser encontrados exemplos de modelos numéricos, com ligeiras diferenças entre si, desenvolvidos com tal finalidade com desempenho comprovado em simulações numéricas de estruturas massivas. BENBOUDJEMA E TORRENTI (2008) simularam numericamente o campo de temperaturas desenvolvido nas primeiras idades de grandes paredes de concreto, construídas com o intuito de avaliar o potencial de fissuração de uma estrutura de uma usina nuclear, e os resultados foram razoavelmente

compatíveis com as medições de temperatura feitas em campo. Eles ainda avaliaram numericamente a possibilidade de fissuração de tais paredes e, também, da estrutura da usina nuclear. Usando um outro modelo numérico, LACKNER E MANG (2004) avaliaram numericamente os campos de temperatura e grau de hidratação de uma barragem de concreto compactado com rolo e, a partir de tais campos de temperatura e grau de hidratação, avaliaram numericamente a possibilidade de fissuração em tal barragem. LEE E KIM (2009), usando um modelo diferente, analisaram numericamente duas estruturas massivas de concreto, uma parede e uma laje, determinando o campo de temperaturas e tensões atuantes, até a idade de 20 dias, tendo em vista a restrição às deformações impostas nas primeiras idades, e verificando a possibilidade de fissuração. FARIA *et al.* (2006) monitoraram as deformações e as temperaturas, nas primeiras idades, em alguns pontos de um pavimento de concreto armado, com restrições às deformações, e, comparando as deformações e as temperaturas monitoradas em campo com aquelas obtidas através de uma simulação numérica, validaram o modelo utilizado e ainda, no caso estudado, verificaram a viabilidade da simplificação da análise através de um modelo 2D ou 1D, ao invés de um modelo 3D da estrutura. Por, ainda, outro modelo, SILVOSO (2003) otimizou o projeto construtivo de uma pequena barragem de concreto, típica de pequenas usinas hidrelétricas, determinando os valores ótimos de altura de lançamento, frequência de lançamento, temperatura de lançamento e tipo de concreto mais adequados de modo a não haver fissuração e também minimizando custos. Com este mesmo modelo, FERREIRA (2008) simulou a construção de um vertedouro e de uma casa de força de uma usina hidrelétrica. Ainda com este modelo, VELASCO *et al.* (2008) simularam a construção de um elemento estrutural típico de uma usina hidrelétrica, constituído de um bloco vazado que serve de base para a caixa espiral de uma turbina geradora, avaliando numericamente o campo de temperatura e o potencial de fissuração em tal estrutura.

O modelo numérico adotado neste trabalho é o mesmo utilizado por SILVOSO (2003), FERREIRA (2008) e VELASCO *et al.* (2008), modelo este derivado do modelo de acoplamento termo-químico-mecânico desenvolvido por ULM E COUSSY (1995), o qual se enquadra num consistente e rigoroso quadro teórico termodinâmico, considerando os efeitos cruzados entre hidratação do cimento, evolução de temperatura, variações dimensionais e mudanças nas propriedades do concreto, de acordo com

SILVOSO *et al.* (2008), segundo os quais, também, vários trabalhos verificaram a praticidade de tal modelo, em diferentes aplicações.

O modelo de acoplamento termo-químico-mecânico adotado foi desenvolvido no Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ e se constitui em dois módulos, um termo-químico e outro, mecânico. Segundo SILVOSO *et al.* (2008), considerando a exotermia da reação de hidratação do cimento e sua termoativação, tendo em vista que a quantidade de calor gerada num determinado instante de tempo depende da evolução da hidratação, que depende do histórico de temperaturas no concreto, no módulo termo-químico são calculados os campos de temperatura e de hidratação. No módulo mecânico, com o acoplamento entre deformações de origem térmica, de retração autógena e de fluência, são calculadas as tensões que aparecem no concreto. Neste modelo, as propriedades mecânicas mais significativas, como resistência e módulo de elasticidade, são consideradas como funções do grau de hidratação. Tal modelo foi implementado em um programa de elementos finitos tridimensional, possibilitando, ao longo do endurecimento do concreto, os cálculos da distribuição de temperatura, hidratação e tensões, no interior do material.

### 2.2.1.1 Evolução da reação de hidratação

O concreto é considerado, no modelo, como um meio poroso, quimicamente reativo, composto por um esqueleto sólido e por poros, conforme esquematizado na Figura 9:

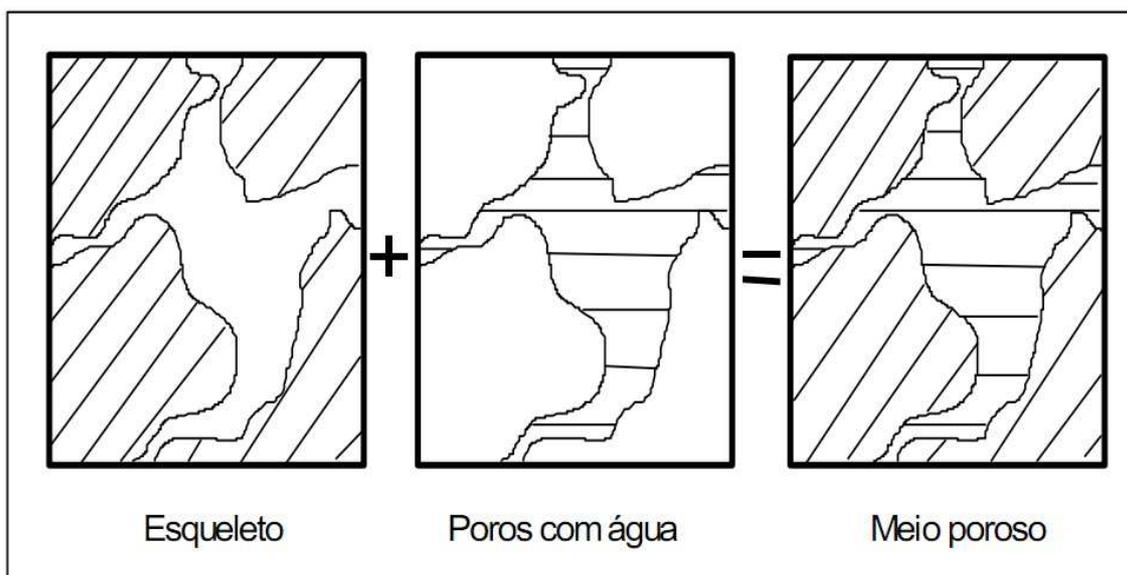


Figura 9 – O concreto como meio poroso (ULM E COUSSY, 1995, citados por SILVOSO, 2003)

Os poros podem estar preenchidos não somente com água, mas e/ou também com ar. O esqueleto sólido, por sua vez, é composto pelos grãos de cimento anidro e pelos produtos da hidratação do cimento, os hidratos. De acordo com BORGES (2002), no modelo em questão, a reação de hidratação do cimento é modelada considerando o aumento da massa sólida de hidratos e a conseqüente diminuição da massa de água livre nos poros. Este esqueleto sólido em formação é responsável por proporcionar ao concreto a evolução de suas propriedades, como os aumentos de resistência e rigidez, proporcionais ao montante dos produtos da hidratação.

Conforme SILVOSO *et al.* (2008), citando ULM E COUSSY (1995), com base na evolução da massa do esqueleto, é possível deduzir, dentro de um quadro teórico termodinâmico, a evolução da reação de hidratação, representada pela equação (1), do tipo Arrhenius, considerando sua exotermia e termoativação,

$$\frac{dm}{dt} = \frac{d\xi}{dt} m_{\infty} = \frac{1}{\eta(\xi)} A(\xi) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \quad \frac{d\xi}{dt} = \tilde{A}(\xi) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \quad (1)$$

onde  $dm/dt$  é a variação da massa de esqueleto sólido, correspondendo à velocidade da reação de hidratação;  $\xi$  é o grau de hidratação, ou seja, a razão entre a massa de esqueleto sólido no instante de tempo  $t$  e a massa de esqueleto sólido quando a hidratação termina, isto é,  $\xi(t) = m(t)/m_{\infty}$ , e, assim,  $0 < \xi < 1$ ;  $\eta(\xi)$  representa o aumento da barreira física para microdifusão da água através da camada de hidratos já formada em volta do grão de cimento anidro, sendo uma medida de viscosidade;  $A(\xi)$  é a afinidade química da reação, dependente do estado da reação;  $Ea$  é energia aparente de ativação térmica, suposta constante com a variação do grau de hidratação;  $T$  é a temperatura (K) e  $R$  a constante universal dos gases (8,314 J/mol\*K);  $\tilde{A}(\xi)$  representa a afinidade normalizada, sendo esta a propriedade intrínseca do material, responsável pela cinética da reação de hidratação (SILVOSO *et al.*, 2008; CARVALHO, 2002). De acordo com SILVOSO (2003), a afinidade normalizada  $\tilde{A}(\xi)$  pode ser determinada experimentalmente em ensaios de elevação adiabática da temperatura do concreto ou em ensaios de compressão uniaxial realizados em diversas idades. Segundo CARVALHO (2002), a afinidade normalizada corresponde a

$$\tilde{A}(\xi) = A(m(\xi)) / (m_{\infty} \times \eta(\xi)) \quad (2)$$

Ainda segundo este autor, a afinidade normalizada é a propriedade do concreto independente da temperatura e, assim, o termo exponencial de  $Ea/RT$  é que representa a termoativação na equação (1). Conforme FERREIRA (2008), a afinidade normalizada e a energia de ativação são propriedades intrínsecas de uma determinada dosagem, entendendo-se por dosagem não apenas o traço da mistura, porém todas as especificidades dos materiais utilizados, desde a composição química do cimento até o tipo litológico dos agregados, de modo que qualquer alteração nos materiais ou na proporção entre eles acarreta alterações nos valores da afinidade normalizada e da energia de ativação.

### 2.2.1.2 Acoplamento termo-químico

De acordo com CARVALHO (2002), como a evolução de muitas das propriedades do concreto são diretamente relacionadas com a evolução da hidratação, para que tais propriedades sejam calculadas é necessário que, antes, sejam calculadas as evoluções dos campos de hidratação e também de temperatura, já que a reação de hidratação é termoativada. Os campos térmicos e de hidratação são determinados pela equação (3), composta por um acoplamento termo-químico,

$$C_e \dot{T} = Q + L \dot{\xi} + k \nabla^2 T \quad (3)$$

sendo  $T$  a temperatura;  $L \dot{\xi}$  a representação do acoplamento termo-químico através do calor gerado por conta da exotermia da reação de hidratação do cimento, onde  $L$  é o calor latente de hidratação, sempre positivo por causa da exotermia da reação de hidratação e determinado através de ensaios experimentais, e  $\dot{\xi}$  é a velocidade da reação de hidratação, dependente do próprio grau de hidratação e da evolução do campo de temperaturas;  $C_e$  e  $k$ , respectivamente, a capacidade térmica e a condutividade térmica (para um sólido supostamente homogêneo e isotrópico) do concreto, sendo tomadas como constantes com o avanço da reação de hidratação;  $Q$  é o calor proveniente de outras fontes. (CARVALHO, 2002; SILVOSO *et al.*, 2008).

Segundo SILVOSO *et al.* (2008), sendo conhecida a afinidade química normalizada  $\tilde{A}(\xi)$ , a equação (3) pode ser resolvida a partir da equação (1), onde é determinada  $\dot{\xi}$ .

### 2.2.1.3 Acoplamento químico-mecânico

A partir dos resultados obtidos no módulo termo-químico, o módulo mecânico é resolvido determinando o histórico de tensões, deslocamentos e potencial de fissuração do concreto, considerando as deformações impostas pela variação de temperatura, pela retração autógena e de fluência básica, sendo que o modelo considera duas parcelas de deformação de fluência básica, uma de curto e outra de longo prazo, de acordo com HELMICH (1999) e SERCOMBE *et al.* (2000), citados por SILVOSO *et al.* (2008). Este problema é definido pela lei de evolução do grau de hidratação e pela equação incremental de tensões, dada a seguir,

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}(\xi) : (d\boldsymbol{\varepsilon} - d\boldsymbol{\varepsilon}^{fl} - d\boldsymbol{\varepsilon}^{fc} - d\boldsymbol{\varepsilon}^{RA} - d\boldsymbol{\varepsilon}^T) \quad (4)$$

onde  $\boldsymbol{\sigma}$  é o tensor de tensões;  $\mathbf{C}(\xi)$  é o tensor de rigidez elástica do concreto, que é função do módulo de elasticidade ( $E$ ), dependente do grau de hidratação e determinante no endurecimento do concreto, e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), considerado constante;  $\boldsymbol{\varepsilon}$  é o tensor de deformações totais;  $\boldsymbol{\varepsilon}^{fl}$  é o tensor de deformações de fluência básica de longo prazo;  $\boldsymbol{\varepsilon}^{fc}$  é o tensor de deformações de fluência básica de curto prazo;  $\boldsymbol{\varepsilon}^{RA}$  é o tensor de deformações de retração autógena, que é função do grau de hidratação;  $\boldsymbol{\varepsilon}^T$  é o tensor de deformações térmicas, com  $d\boldsymbol{\varepsilon}^T = \alpha \mathbf{1}dT$ , sendo  $\alpha$  o coeficiente de dilatação térmica do concreto, considerado constante ao longo da reação de hidratação. (SILVOSO *et al.*, 2008)

### 2.2.1.4 Propriedades dos materiais

Com o intuito de resolver o problema termo-químico-mecânico, o material deve ser caracterizado levando em consideração a relação com o grau de hidratação. Apenas depois de atingido um determinado grau de hidratação limite, no qual o material deixa de ser um fluido e passa a ser um sólido, é que passam a existir as propriedades mecânicas. Este grau de hidratação limite é representado por  $\xi_0$  e é conhecido como patamar de percolação. Por esta razão, as propriedades mecânicas que variam com o grau de hidratação são consideradas, no modelo adotado, de acordo com a equação (5), conforme SILVOSO *et al.* (2008),

$$P(\xi) = \begin{cases} 0 & \text{se } 0 \leq \xi < \xi_0 \\ P^\infty \left( \frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^b & \text{se } \xi_0 \leq \xi \leq 1 \end{cases} \quad (5)$$

onde  $P(\xi)$  representa uma propriedade que varia em função do grau de hidratação, com  $P^\infty$  representando a propriedade no término da hidratação;  $\xi$  é o grau de hidratação, indicando  $\xi = 0$  que a hidratação ainda não começou,  $\xi = 1$  que a hidratação já terminou e representando  $\xi_0$  o patamar de percolação;  $b$  é um parâmetro dependente da propriedade analisada.

### **2.2.2 Avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades**

No contexto da fissuração do concreto nas primeiras idades, a avaliação de tal potencial pode ser feita experimentalmente, restringindo sua retração. Neste trabalho, foi feita uma tentativa de avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades, que, porém, não trouxe resultados práticos, já que não houve microfissuração do concreto nas condições para as quais o ensaio foi realizado. Ainda assim, esta tentativa foi importante, conforme será explicado mais adiante.

De acordo com BRIFFAUT *et al.* (2011), com o objetivo de estudar o comportamento do concreto submetido à retração restringida e avaliar seu potencial de fissuração, há alguns ensaios. Tais ensaios podem ser, basicamente, de três tipos: com deformações restringidas em uma direção; com deformações restringidas em duas direções; *ring test*, sendo, certamente, este último o mais aplicado, segundo HOSSEIN E WEISS (2004), por conta de sua simplicidade e versatilidade.

Conforme GRASLEY E D'AMBROSIA (2011), foi na década de 1930 que o *ring test* começou a ser desenvolvido, com o intuito de avaliar o potencial de fissuração do concreto nas construções por conta da retração por secagem. Neste ensaio, molda-se um corpo de prova anelar ao redor de um anel metálico que, de acordo com HOSSEIN E WEISS (2004), restringe a retração do concreto conforme ele vai perdendo água, resultando no desenvolvimento de tensões de tração no concreto. Nas primeiras versões do ensaio, como não havia qualquer instrumentação, o único resultado obtido era a idade do concreto quando da abertura da fissura, verificada por observação visual diária da superfície do corpo de prova. Segundo MOON E WEISS (2006), desde então vários

pesquisadores foram fazendo diversas adaptações ao *ring test*, com diferentes particularidades, alterando as dimensões dos anéis de concreto e metálico, especialmente a partir do final da década de 1980, quando o *ring test* passou a ser aplicado nos estudos para controle da fissuração, nas primeiras idades, de concretos de alta resistência ou alto desempenho. As inovações no ensaio levaram ao desenvolvimento de versões padronizadas do *ring test* pela AASHTO e pela ASTM. Uma configuração geral clássica do *ring test* considerando as inovações a partir do final dos anos 1980 é apresentada na Figura 10, tendo o anel metálico 24 cm de raio externo e 2 cm de espessura e o corpo de prova, espessura de 7 cm; ambos os anéis apresentam, neste caso, altura de 7 cm, de modo que a seção de concreto seja um quadrado de 7 cm de lado. Em geral, o concreto é protegido da perda de umidade em seu raio externo e são medidas as deformações do anel metálico, com a utilização de *strain gages*, para que, a partir de tais deformações, possam ser estimadas as tensões máximas geradas no corpo de prova.

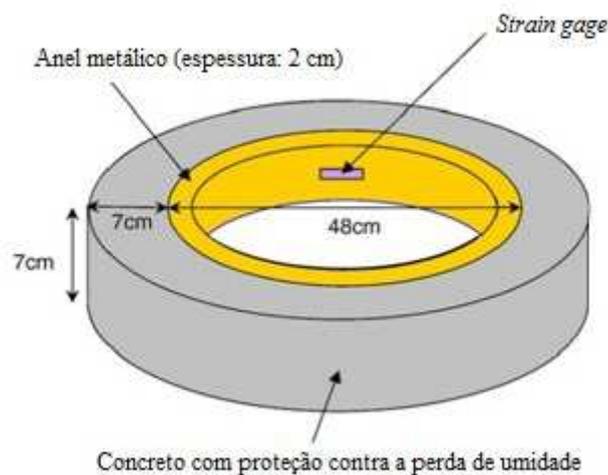


Figura 10 - Configuração "clássica" do *ring test* (adaptado de BRIFFAUT *et al.*, 2011)

BRIFFAUT *et al.* (2011) propuseram uma nova versão do *ring test* com o objetivo de prever o comportamento e a fissuração do concreto, nas primeiras idades, em estruturas massivas. O princípio é aumentar a temperatura do anel metálico para causar sua expansão, que é restringida pelo corpo de prova anelar de concreto, induzindo tensões de compressão no anel metálico e tensões de tração no corpo de prova anelar de concreto. A evolução da temperatura do anel metálico é controlada através da circulação de água em seu interior; a temperatura da água é controlada por um dispositivo eletrônico. São utilizados três *strain gages*, posicionados a 120°, a fim de

medir as deformações do anel metálico, e dois medidores das temperaturas no concreto, posicionados em lados opostos de um mesmo diâmetro do corpo de prova anelar. A dimensão máxima dos agregados utilizados por BRIFFAUT *et al.* (2011) é de 20 mm, de modo que a seção de concreto 7 cm x 7 cm, adotada na versão “clássica” do *ring test*, não é suficientemente grande para ser uma seção representativa de concreto. Por esta razão, eles optaram por uma seção de concreto de 10 cm x 10 cm. Eles também alteraram a espessura do anel metálico e seu raio interno, calculados de modo a obter no anel metálico deformações mensuráveis pelos *strain gages*, cuja precisão é da ordem de 5  $\mu\text{m/m}$ , sem também obter um anel muito pesado; assim, eles adotaram espessura do anel metálico de 3 cm e raio interno de 19 cm . A fim de evitar a perda de umidade do concreto, este é coberto, em sua face lateral, por uma camada adesiva de alumínio. A configuração do *ring test* com estas adaptações é apresentada na Figura 11.

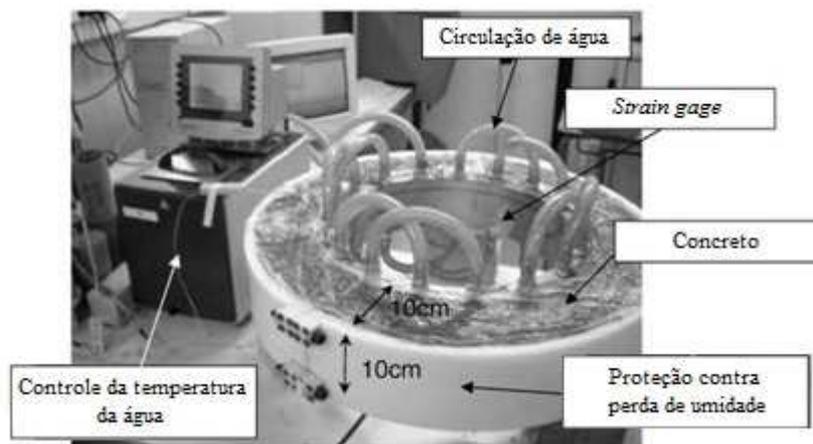


Figura 11 - Configuração do *ring test* com as adaptações de BRIFFAUT *et al.* (2011)

SHAH *et al.* (2004) avaliaram o efeito das fibras de aço na redução da fissuração do concreto por conta da retração, através de uma adaptação do *ring test*. A configuração utilizada é apresentada na Figura 12. Tais pesquisadores observaram que quanto maior a fração de fibras, maior a idade do concreto quando da fissuração e menor a largura da fissura.

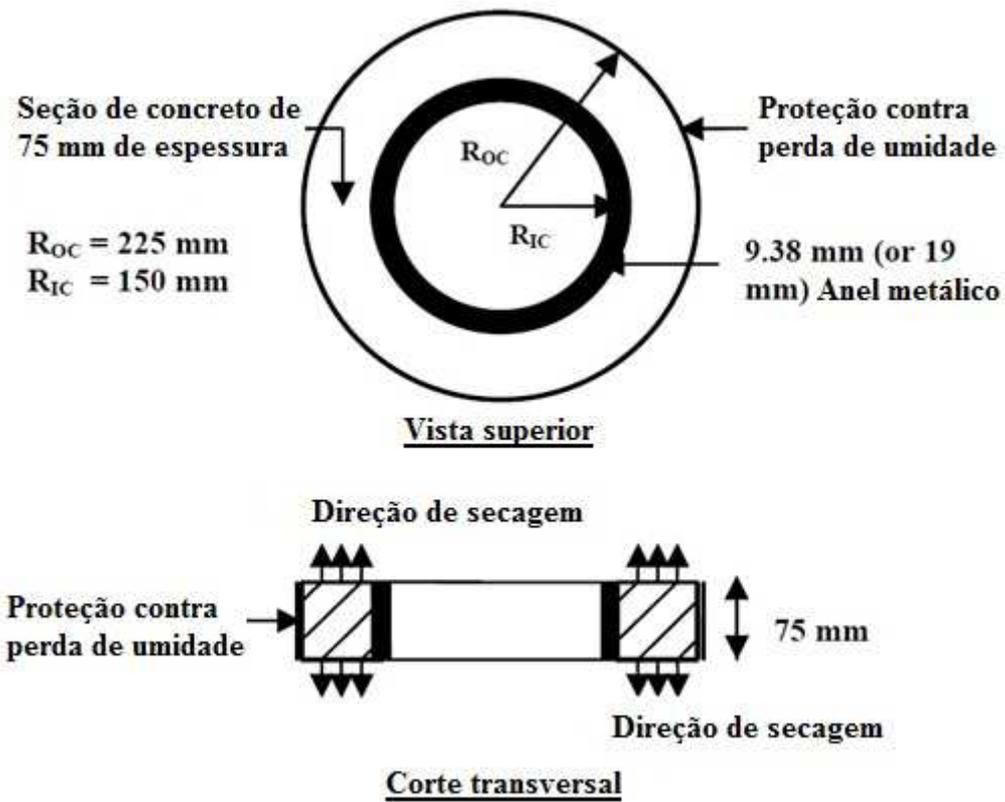


Figura 12 - Configuração utilizada por SHAH *et al.* (2004) para avaliar o efeito das fibras de aço na redução da fissuração do concreto por conta da retração

## **3 Materiais e métodos**

### **3.1 Concreto com reforço fibroso**

Os concretos estudados neste trabalho foram produzidos com a utilização dos seguintes materiais: cimento Portland, cinza volante, brita zero, brita 1, areia, água e aditivo superplastificante, além de fibras de aço de 35 mm de comprimento e diâmetro nominal de 0,55 mm nos concretos com reforço fibroso. O comprimento das fibras utilizadas é menor que o dobro da dimensão máxima característica do agregado utilizado (25 mm, conforme será apresentado neste capítulo), não atendendo à recomendação de FIGUEIREDO (2000) para compatibilidade dimensional entre as fibras e os agregados, contudo tais fibras eram as que se tinha disponíveis. As características dos materiais utilizados são apresentadas a seguir.

Para a realização dos ensaios apresentados neste item, contou-se com a estrutura, os equipamentos e o auxílio dos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais Prof. Lobo Carneiro da COPPE/UFRJ.

#### **3.1.1 Materiais cimentícios**

Tendo em vista a aplicabilidade do concreto com reforço fibroso no controle da fissuração do concreto nas primeiras idades, o cimento Portland utilizado foi o CP II - F 32 MPa, com adição mineral de 20% de cinza volante.

##### ***3.1.1.1 Resistência do cimento***

A resistência do cimento foi determinada de acordo com a NBR 7215 (1996), para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias. O misturador utilizado, de 2 litros de capacidade, prescrito pela referida norma para produção das argamassas para determinação da resistência do cimento, é apresentado na Figura 13. Os resultados, correspondentes à média dos resultados para 4 corpos de prova, são apresentados na Tabela 3, com seus devidos coeficientes de variação.



Figura 13 - Misturador prescrito pela NBR 7215 (1996) para produção de argamassas para determinação da resistência do cimento

Tabela 3 - Resistência do cimento

| <b>Idade (dias)</b> | <b>Resistência à compressão (MPa) - CV (%)</b> |
|---------------------|--|
| 1                   | 7,96 - 4,18                                    |
| 3                   | 17,65 - 0,97                                   |
| 7                   | 23,47 - 4,12                                   |
| 28                  | 31,93 - 3,95                                   |

A resistência do cimento obtida experimentalmente aos 28 dias é compatível com a resistência nominal dada pelo fabricante.

### ***3.1.1.2 Composição química***

As composições químicas do cimento e da cinza volante utilizados na produção dos concretos foram determinadas por fluorescência de raios X. Os resultados são apresentados, respectivamente, na Tabela 4 e na Tabela 5.

### ***3.1.1.3 Granulometria***

As curvas granulométricas do cimento e da cinza volante utilizados neste trabalho foram obtidas através de um granulômetro a laser, apresentado na Figura 14. As respectivas curvas granulométricas são apresentadas na Figura 15 e na Figura 16.

Tabela 4 - Composição química do cimento CP II - F 32 MPa

| <b>Composto químico</b>        | <b>Composição (%)</b> |
|--------------------------------|-----------------------|
| CaO                            | 70,975                |
| SiO <sub>2</sub>               | 15,156                |
| SO <sub>3</sub>                | 4,718                 |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 4,108                 |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 3,937                 |
| K <sub>2</sub> O               | 0,365                 |
| TiO <sub>2</sub>               | 0,325                 |
| SrO                            | 0,273                 |
| MnO                            | 0,065                 |
| ZnO                            | 0,053                 |
| CuO                            | 0,024                 |

Tabela 5 - Composição química da cinza volante

| <b>Composto químico</b>        | <b>Composição (%)</b> |
|--------------------------------|-----------------------|
| SiO <sub>2</sub>               | 52,245                |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 33,503                |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 5,164                 |
| K <sub>2</sub> O               | 3,111                 |
| CaO                            | 1,747                 |
| SO <sub>3</sub>                | 1,599                 |
| TiO <sub>2</sub>               | 1,062                 |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 0,795                 |
| BaO                            | 0,477                 |
| ZrO <sub>2</sub>               | 0,123                 |
| MnO                            | 0,039                 |
| ZnO                            | 0,037                 |
| Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 0,035                 |
| SrO                            | 0,022                 |
| Rb <sub>2</sub> O              | 0,022                 |
| Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>  | 0,015                 |
| NbO                            | 0,004                 |



Figura 14 - Granulômetro a laser *Malvern*

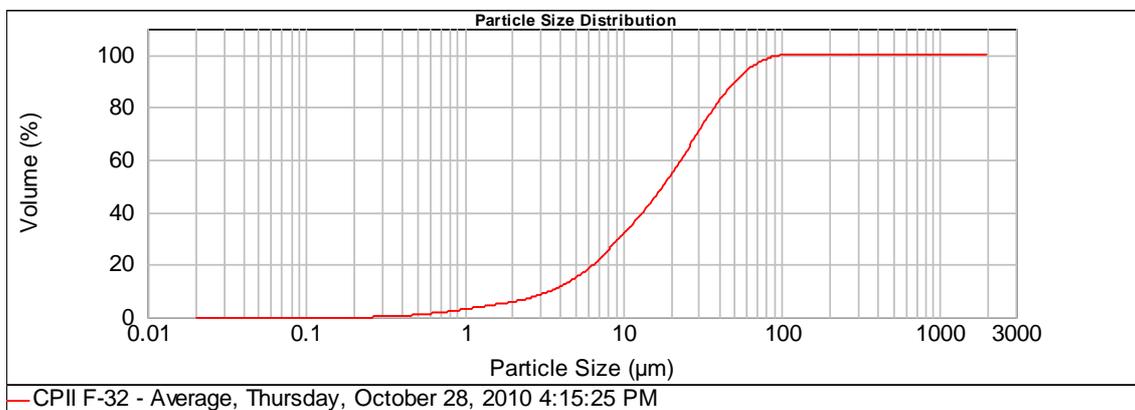


Figura 15 - Curva granulométrica do cimento CP II - F 32 MPa

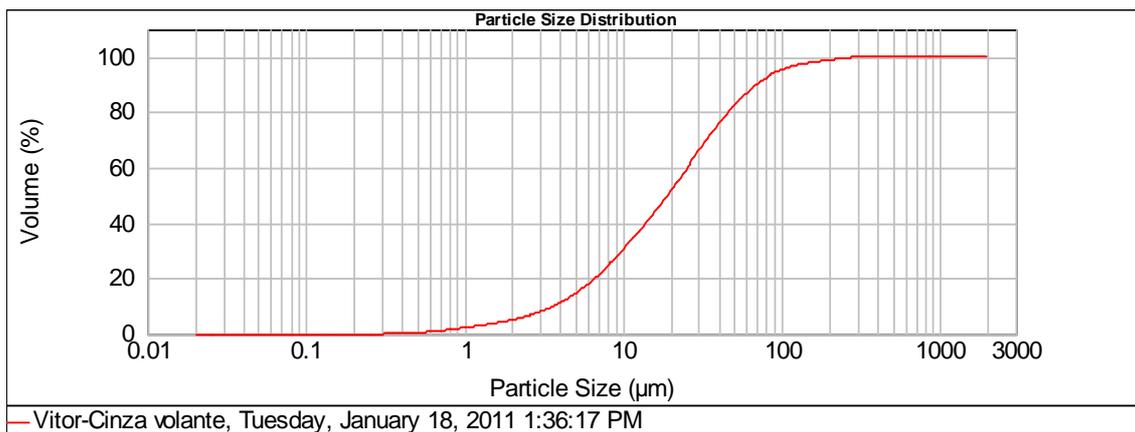


Figura 16 - Curva granulométrica da cinza volante

As curvas granulométricas obtidas para o cimento e a cinza volante utilizados são bastante semelhantes, sendo, para ambos os materiais, quase a totalidade das partículas menores que 100  $\mu\text{m}$ .

#### **3.1.1.4 Massa específica**

As massas específicas do cimento e da cinza volante em questão foram obtidas com a utilização de um picnômetro, apresentado na Figura 17. Os respectivos resultados são apresentados na Tabela 6.



Figura 17 - Picnômetro para determinação das massas específicas dos materiais cimentícios

Tabela 6 - Massa específica dos materiais cimentícios

| <b>Material</b>          | <b>Massa específica (g/cm<sup>3</sup>)</b> |
|--------------------------|--|
| Cimento CP II - F 32 MPa | 3,186                                      |
| Cinza volante            | 2,399                                      |

#### **3.1.1.5 Compacidade experimental**

Segundo VELASCO (2008), a compacidade experimental pode ser entendida como um valor característico de empacotamento de partículas. Esta é uma importante propriedade para a dosagem pelo método utilizado neste trabalho, como será explicado no item 3.1.3.1.

Para materiais com partículas de dimensões inferiores a 100  $\mu\text{m}$ , a compacidade experimental é determinada através do ensaio de demanda d'água, realizado em misturador planetário de capacidade de 2 litros (o mesmo prescrito pela NBR 7215 (1996) para produção de argamassas para determinação da resistência do cimento -

Figura 13), podendo a descrição deste ensaio ser encontrada em CORDEIRO (2006) e em VELASCO (2008). Tal ensaio foi realizado para o cimento e a cinza volante em questão e a compactidade experimental para cada um destes materiais é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Compactidade experimental dos materiais cimentícios

| <b>Material</b> | <b>Compactidade Experimental</b> |
|-----------------|----------------------------------|
| Cimento         | 0,535                            |
| Cinza volante   | 0,530                            |

### **3.1.2 Agregados**

#### **3.1.2.1 Granulometria**

A composição granulométrica dos agregados utilizados na produção dos concretos foi determinada conforme a NBR 7217 (1987). As configurações dos ensaios (peneiramento) para determinação da composição granulométrica da areia e das britas são apresentadas, respectivamente, na Figura 18 e na Figura 19.



Figura 18 - Peneiramento para determinação da composição granulométrica da areia



Figura 19 - Peneiramento para determinação da composição granulométrica das britas

Os resultados dos ensaios acima citados são apresentados na Tabela 8, sendo as curvas granulométricas obtidas apresentadas na Figura 20, na Figura 21 e na Figura 22.

Tabela 8 - Granulometria dos agregados utilizados na produção dos concretos estudados

|            | <b>Dimensão máxima característica (mm)</b> | <b>Módulo de finura</b> |
|------------|--|-------------------------|
| Areia      | 2,4  | 2,68                    |
| Brita zero | 9,5  | 5,70                    |
| Brita 1    | 25,0                                       | 7,13                    |

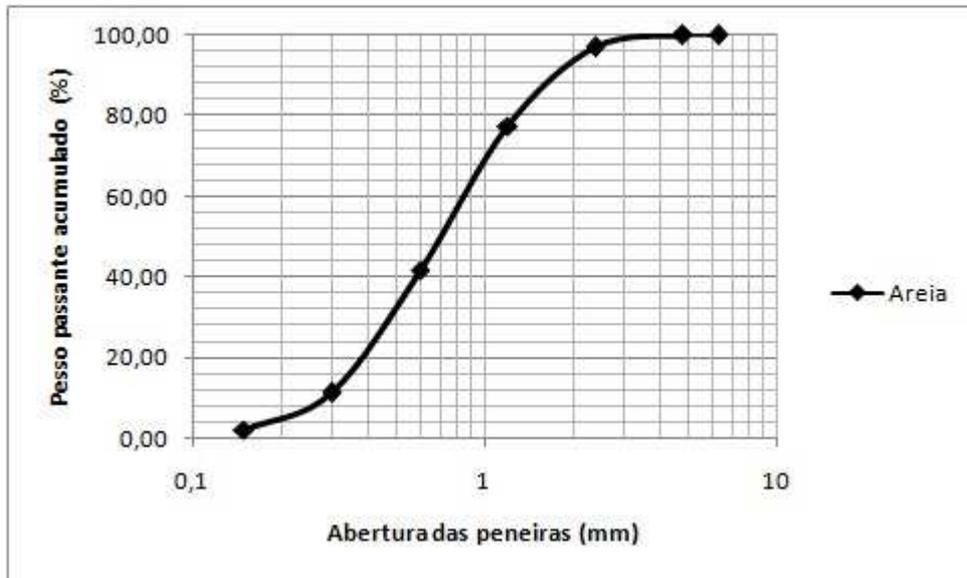


Figura 20 - Curva granulométrica da areia utilizada

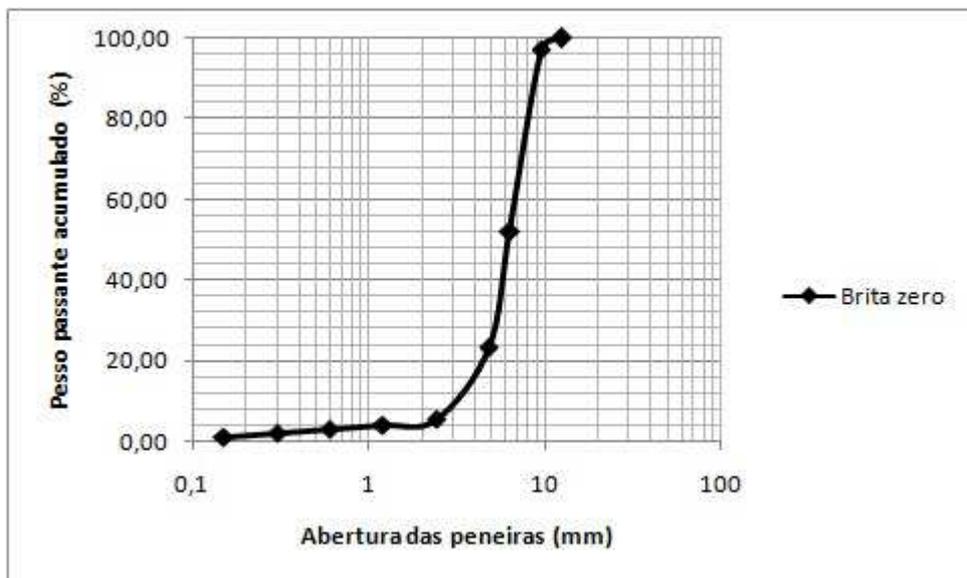


Figura 21 - Curva granulométrica da brita zero utilizada



Figura 22 - Curva granulométrica da brita 1 utilizada

### 3.1.2.2 *Massa específica*

A areia utilizada na produção dos concretos estudados teve sua massa específica determinada seguindo os procedimentos prescritos na norma NBR 9776 (1987), com a utilização de um frasco de Chapman. Já as britas, tanto a zero quanto a 1, utilizadas na produção destes concretos tiveram sua massa específica determinada segundo VELASCO (2008), conforme os procedimentos descritos pela norma NBR NM 53 (2003). Tais massas específicas são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Massa específica dos agregados

| Agregado       | Massa específica (kg/m <sup>3</sup> ) |
|----------------|---------------------------------------|
| Areia          | 2625                                  |
| Britas (0 e 1) | 2650                                  |

### 3.1.2.3 *Compacidade experimental*

Para materiais com partículas de dimensões superiores a 100 µm, a compacidade experimental é determinada através do ensaio de compressão com vibração, cuja configuração é apresentada na Figura 23. Maiores detalhes a respeito deste ensaio podem ser encontrados em CORDEIRO (2006) e VELASCO (2008). A compacidade experimental dos agregados utilizados na produção dos concretos estudados é apresentada na Tabela 10, sendo que para a brita 1 a compacidade experimental foi determinada para três faixas granulométricas.



Figura 23 - Configuração do ensaio de compressão com vibração

Tabela 10 - Compacidade experimental dos agregados utilizados na produção dos concretos estudados

| Material   |   | Compacidade experimental |
|------------|---|--------------------------|
| Areia      |   | 0,637                    |
| Brita zero |   | 0,530                    |
| Brita 1    | $D_{\text{máx}} \leq 12,5 \text{ mm}$                 | 0,547                    |
|            | $12,5 \text{ mm} < D_{\text{máx}} \leq 19 \text{ mm}$ | 0,555                    |
|            | $D_{\text{máx}} > 19 \text{ mm}$                      | 0,575                    |

### 3.1.3 Dosagem e produção dos concretos

#### 3.1.3.1 Dosagem dos concretos

A partir dos resultados da caracterização dos materiais, apresentados nos itens 3.1.1 e 3.1.2, os concretos produzidos foram dosados pelo Método de Empacotamento Compressível (MEC). Conforme VELASCO (2008), este método de dosagem permite determinar, através de procedimentos numéricos, a dosagem que corresponda à máxima compacidade do concreto a ser produzido. De acordo com CORDEIRO (2006), para esta determinação, devem ser conhecidas as compacidades e distribuições granulométricas dos constituintes da mistura. A dosagem dos concretos produzidos neste trabalho é apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 – Dosagem dos concretos produzidos

| Mistura | Água (kg/m <sup>3</sup> ) | Cimento (kg/m <sup>3</sup> ) | Cinza volante (kg/m <sup>3</sup> ) | Brita zero (kg/m <sup>3</sup> ) | Brita 1 (kg/m <sup>3</sup> ) | Areia (kg/m <sup>3</sup> ) | Fibras (kg/m <sup>3</sup> ) | Superplastificante (kg/m <sup>3</sup> ) |
|---------|---------------------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|---|
| CRCV    | 180                       | 304                          | 76                                 | 146,4                           | 983,30                       | 700                        | -                           | 1,95                                    |
| CRCV0.5 | 180                       | 304                          | 76                                 | 146,4                           | 970,05                       | 700                        | 39                          | 2,38                                    |
| CRCV1.0 | 180                       | 304                          | 76                                 | 146,4                           | 943,55                       | 700                        | 78                          | 2,38                                    |

Antes de se chegar à dosagem final utilizada, foram realizadas dosagens prévias, a partir das quais se optou por um maior teor de superplastificante nos concretos com reforço fibroso, de modo a manter as propriedades no estado fresco.

### 3.1.3.2 Produção e cura dos concretos

Os concretos foram produzidos em sala climatizada com temperatura de (21±1)°C. Para sua produção, foi utilizado um misturador planetário de capacidade de 200 litros. O padrão dos procedimentos adotados para a produção dos concretos é apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Padrão de procedimentos na produção dos concretos

| Etapa | Procedimento   | Duração (segundos) |
|-------|--|--------------------|
| 1     | Mistura dos agregados                                    | 30                 |
| 2     | Adição dos aglomerantes                                  | 30                 |
| 3     | Adição de 80% da água de amassamento                     | 120                |
| 4     | Adição do superplastificante e dos 20% restantes da água | 240                |
| 5     | Parada para raspagem das paredes e das pás do misturador | 30                 |
| 6     | Adição das fibras de aço                                 | 240                |

Completados os procedimentos acima descritos, foram realizados ensaios com o concreto no estado fresco e, em seguida, moldados corpos de prova, submetidos a adensamento por vibração. Após a moldagem, as amostras foram cobertas com um pano úmido a fim de impedir a perda de água. Depois de 24 horas, as amostras foram desmoldadas e sua cura se deu em câmara úmida (Figura 24), com temperatura de (21±1)°C e umidade relativa de 100%, até a data de ruptura dos corpos de prova.



Figura 24 – Cura dos concretos produzidos em câmara úmida

### 3.1.4 Metodologia dos ensaios realizados

#### 3.1.4.1 *Ensaio com o concreto no estado fresco*

Com o concreto no estado fresco, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone para as três misturas; a medição do abatimento de tronco de cone é ilustrada na Figura 25 e sua prescrição se encontra na NBR NM 67 (1998). Para as misturas com reforço de fibras de aço, foi realizado, também, o ensaio de determinação do tempo de VeBe (Figura 26), cuja descrição pode ser encontrada em VELASCO (2008).



Figura 25 – Medição do abatimento de tronco de cone



Figura 26 – Realização de ensaio de determinação do tempo de VeBe

#### **3.1.4.2 Ensaio mecânicos**

A caracterização mecânica dos concretos produzidos se deu por meio de ensaios de resistência à compressão e resistência à tração na flexão, para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias. Tais ensaios permitiram a obtenção, respectivamente, das curvas tensão x deformação e carga x deslocamento, para os concretos em questão, além da avaliação da tenacidade das três misturas na compressão e dos concretos reforçados com fibras de aço na flexão, para as idades acima citadas. Os ensaios mecânicos foram realizados em uma prensa Shimadzu servo-controlada, modelo UH-F 1000 kN (Figura 27) e suas configurações são apresentadas na Figura 28 e na Figura 29.



Figura 27 – Prensa Shimadzu servo-controlada, modelo UH-F 1000 kN



Figura 28 – Configuração do ensaio mecânico de compressão simples



Figura 29 – Configuração do ensaio mecânico de flexão

#### 3.1.4.2.1 Compressão

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados em corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro da base e 200 mm de altura. Superfícies irregulares e não-planas dos topos dos corpos de prova são problemáticas por transmitirem a tensão de compressão ao corpo de prova de modo não-uniforme, o que tem como consequência concentração de tensões em pontas das superfícies dos corpos de prova, antecipando sua ruptura. Por este motivo, superfícies planas e paralelas entre si foram obtidas através de faceamento dos corpos de prova. Estes ensaios foram realizados com taxa de controle de

deformação axial de 0,02 mm/min. Para cada mistura, foram ensaiados três corpos de prova.

Através destes ensaios foram obtidos a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a deformação axial de pico. Os deslocamentos dos corpos de prova ensaiados foram obtidos por meio de transdutores elétricos de deslocamento, sendo a deformação axial obtida para uma base de leitura de 100 mm. A partir do diagrama tensão x deformação, foi obtido o módulo de elasticidade e avaliada a tenacidade na compressão. O módulo de elasticidade foi calculado através da equação (6):

$$E = \frac{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}{\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1}} \quad (6)$$

$\sigma_{c2}$  é a tensão de compressão correspondente a 40% da carga última.

$\sigma_{c1}$  é a tensão de compressão correspondente à deformação axial  $\varepsilon_{a1} = 0,000050$ .

$\varepsilon_{a1}$  é a deformação axial igual a 0,000050.

$\varepsilon_{a2}$  é a deformação axial correspondente à tensão de compressão  $\sigma_{c2}$ .

Para avaliar a tenacidade dos concretos produzidos submetidos à compressão, a partir das curvas tensão x deformação, foi utilizado um índice de tenacidade na compressão (ITC), adimensional, proposto por LIMA (2004), de acordo com VELASCO (2008). A Figura 30 ilustra a definição deste índice, que é a razão entre a área sob a curva tensão x deformação (área ABCD) e a área equivalente de um material elasto-plástico com mesmo módulo de elasticidade e mesma tensão de ruptura (área AEFD). Por esta definição, tal índice varia entre 0 e 1, sendo que, quanto mais próximo de 1 (ou 100%) for o índice de tenacidade, mais próximo do comportamento elasto-plástico é o comportamento do material.

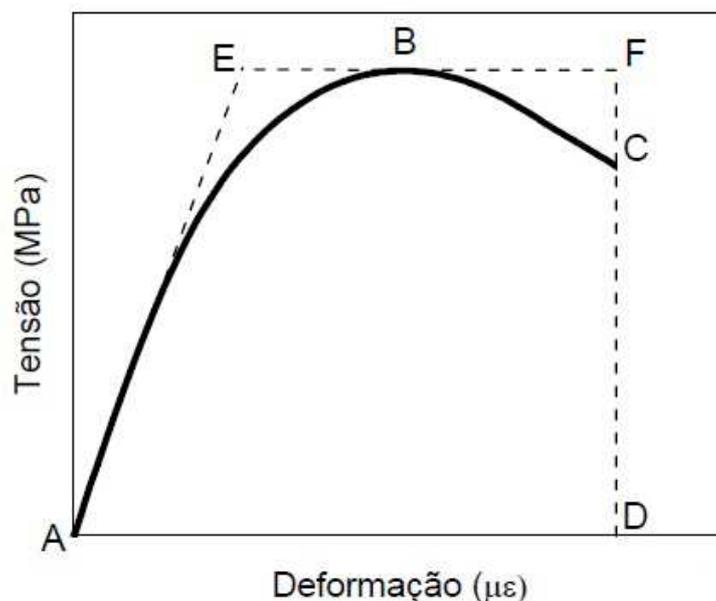


Figura 30 - Esquema do diagrama utilizado na determinação do índice de tenacidade na compressão, segundo LIMA (2004), conforme VELASCO (2008)

#### 3.1.4.2.2 Flexão

Os ensaios de flexão a quatro pontos foram realizados em corpos de prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm, sendo igual a 3 a relação vão livre (300 mm) / altura (100 mm), com carregamento aplicado nos terços do vão, sendo  $P$  a carga total aplicada e a carga aplicada em cada terço do vão igual a  $\frac{P}{2}$ . Estes ensaios foram realizados com taxa de incremento de flecha de 0,1 mm/min. Para cada mistura, foram ensaiados três corpos de prova.

Através destes ensaios foram obtidos a resistência à tração na flexão e o deslocamento (flecha) do corpo de prova no meio do vão livre. Os deslocamentos foram obtidos por meio de transdutores elétricos de deslocamento. A distribuição de tensões e deformações deixa de ser linear quando da primeira fissura, porém a resistência à tração na flexão foi calculada sob tal consideração, através da equação (7):

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2} \quad (7)$$

$M$  é o momento fletor correspondente à carga de ruptura  $P$  ( $M = \frac{PL}{6}$ , sendo  $L$  o vão livre);  $b$  e  $h$  são, respectivamente, a largura e a altura do corpo de prova.

Ainda, o ensaio de resistência à tração na flexão permite, por meio da curva carga x deslocamento, a avaliação da tenacidade do concreto reforçado com fibras. Tal propriedade foi avaliada segundo o método proposto pela norma americana ASTM C1018 (1992), que define, para tal finalidade, índices de tenacidade, alguns deles aqui calculados. A definição de tais índices é ilustrada na Figura 31.

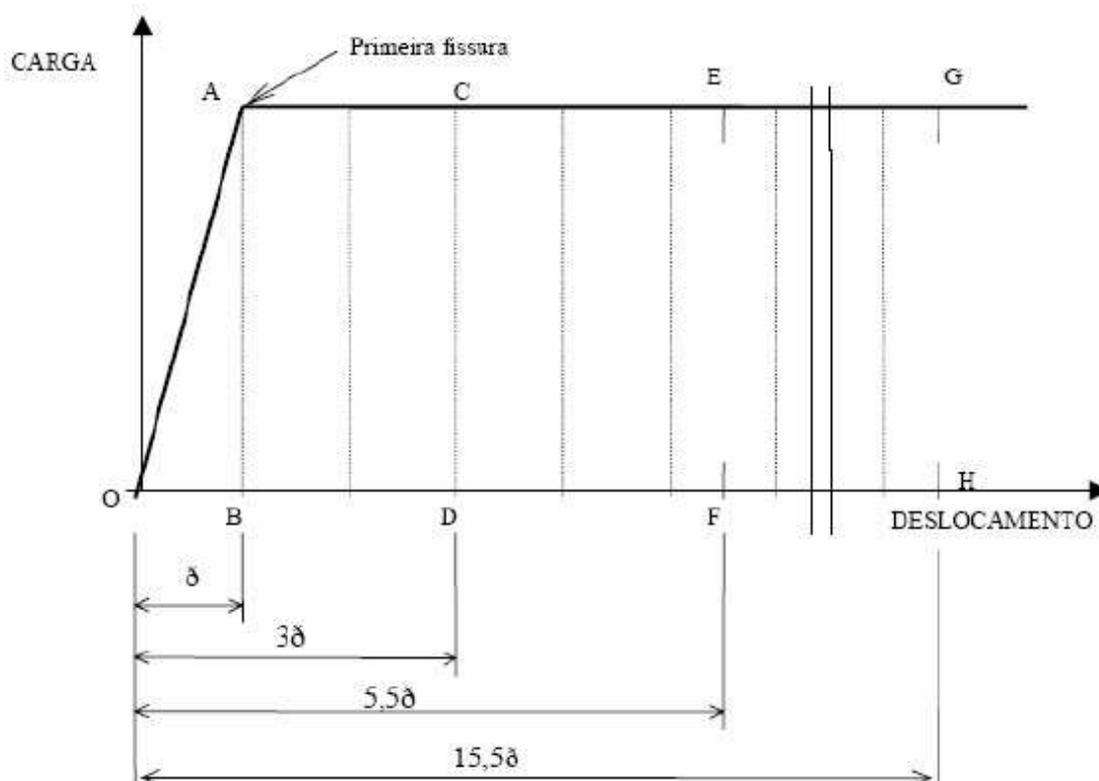


Figura 31 - Definição dos índices de tenacidade na flexão, conforme a ASTM C1018 (1992), citada por VELASCO (2008)

Por exemplo, o índice  $I_5$  é definido como a razão entre a área sob a curva carga x deslocamento até o deslocamento de  $3\delta$  e a área sob a curva carga x deslocamento até o deslocamento  $\delta$ , sendo  $\delta$  o deslocamento para o qual ocorre a primeira fissura; o índice  $I_{10}$ , como a razão entre a área sob a curva carga x deslocamento até o deslocamento de  $5,5\delta$  e a área sob a curva carga x deslocamento até o deslocamento  $\delta$ , e assim sucessivamente (VELASCO, 2008; MARANGON, 2011). VELASCO (2008) cita que, segundo GOPALARATNAM *et al.* (1991), os índices de tenacidade definidos desta forma têm o valor mínimo de 1 para comportamento elástico/frágil e, para comportamentos elasto-plástico ideais, o índice  $I_5$  é igual a 5, o índice  $I_{10}$  é igual a 10 e assim por diante. Segundo MARANGON (2011), caso o índice  $I_5$  seja maior que 5, o

índice  $I_{10}$  seja maior que 10 e assim sucessivamente, significa que o material apresenta comportamento elasto-plástico com endurecimento (“work hardening”). Neste trabalho foram levados em conta os índices que consideram deslocamentos de até 50,5δ ( $I_{100}$ ).

### **3.2 Avaliação numérica da fissuração do concreto nas primeiras idades**

As geometrias e malhas (o pré-processamento da análise) dos problemas abordados neste trabalho foram geradas com o software GiD, da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC). O processamento da análise, através de modelo de acoplamento termo-químico-mecânico, foi realizado em programa computacional desenvolvido pelo Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, modelo este referenciado no item 2.2.1, cujo desenvolvimento pode ser encontrado em SILVOSO (2003) e FERREIRA (2008). O pós-processamento das análises também foi feito com o software GiD.

### **3.3 Avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades**

O ensaio de avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades, abaixo descrito, foi realizado no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção e Solos da FAU/UFRJ, contando com sua estrutura, seus equipamentos e o auxílio de seus técnicos.

Neste trabalho, a tentativa de avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades se deu evitando a dissipação do calor gerado na reação de hidratação do cimento de modo a aquecer o concreto e, em seguida, reduzindo sua temperatura de maneira um tanto brusca, forçando sua retração. Com este intuito, foi usado um corpo de prova anelar de concreto, moldado ao redor de um anel metálico, como no *ring test*. Da mesma forma que BRIFFAUT *et al.* (2011), neste trabalho optou-se por uma seção de concreto de 10 cm x 10 cm (10 cm de altura e 10 cm de espessura do corpo de prova anelar de concreto) e um anel metálico de 19 cm de raio interno e 3 cm de espessura. A fim de evitar a dissipação do calor gerado pela reação de hidratação do cimento, foi montado um sistema de isolamento térmico com placas de poliestireno expandido (EPS): uma placa retangular furada, externamente ao corpo de prova, com a mesma altura deste, uma placa acima e outra abaixo do corpo de prova anelar de concreto, cada uma com 20 cm de espessura e 1,0 m de comprimento e de largura, mantendo, no

mínimo, 18 cm de isolamento de EPS a partir de qualquer ponto da superfície externa do corpo de prova anelar de concreto. Entre este e a placa inferior de EPS foi colocada uma placa de madeira pouco espessa a fim de distribuir o peso do concreto e do aço sobre o EPS. Para manter a simetria, foi colocada uma placa de madeira, idêntica àquela citada anteriormente, também entre o concreto e a placa superior de EPS. Para tal avaliação, o concreto foi submetido a adensamento manual, diferentemente do adensamento por vibração ao qual foram submetidos os corpos de prova cilíndricos e prismáticos usados nos ensaios mecânicos. A Figura 32 ilustra a produção do corpo de prova para tal avaliação.

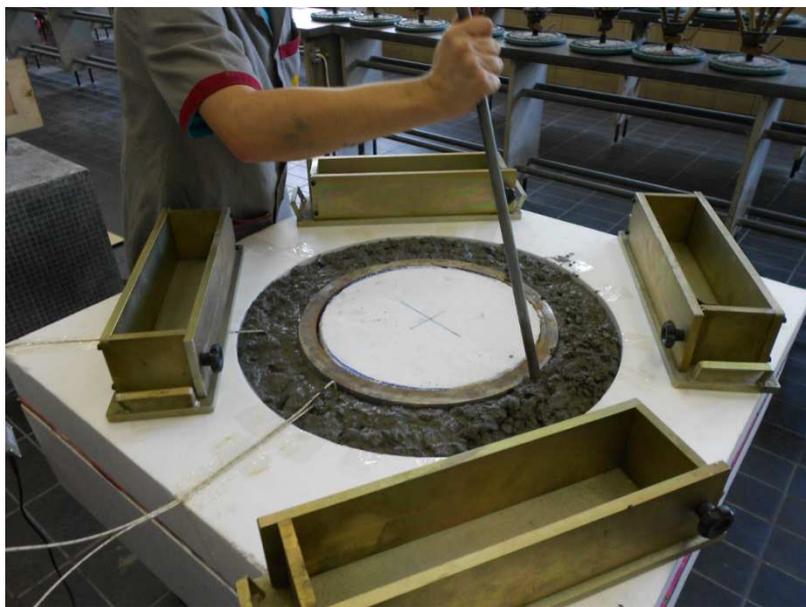


Figura 32 - Produção do corpo de prova para avaliação experimental da fissuração do concreto nas primeiras idades

No interior do anel metálico, foi colocada também uma placa de EPS. Foram utilizados termopares conectados ao software MyPCLab's para aquisição das temperaturas em 4 pontos: 1 da temperatura externa e outros 3 no interior do concreto, conforme mostra a Figura 33. A tais posições foram atribuídos os nomes  $T_{Aço}$ ,  $T_{45}$  e  $T_{Médio}$ , como referência interna para o software de aquisição de temperatura, sendo  $T_{Aço}$  a temperatura referente à interface aço-concreto,  $T_{Médio}$  a temperatura avaliada na posição média da seção de concreto em direção paralela a uma das faces externas das placas de EPS e  $T_{45}$  a temperatura avaliada na posição média da seção de concreto em direção diagonal em relação às placas de EPS.

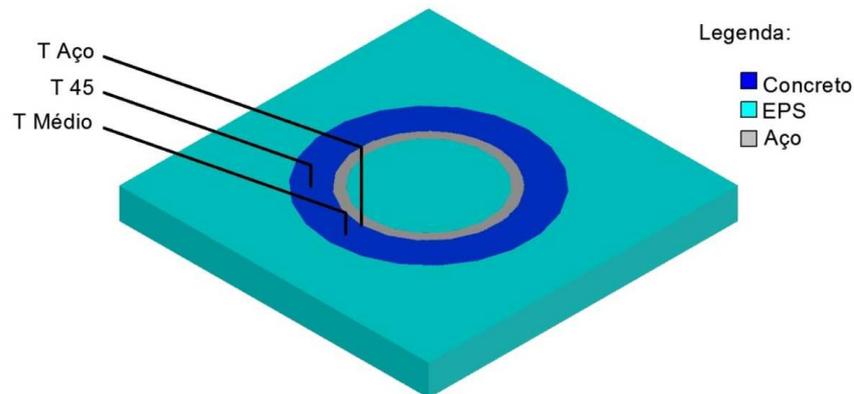


Figura 33 - Esquema representativo dos pontos onde foram feitas as medidas de temperatura



Figura 34 - Configuração do ensaio em andamento, com o sistema de isolamento térmico fechado

No decorrer do texto, este ensaio será referenciado como ensaio de fissuração, cuja configuração em andamento é mostrada na Figura 34. Ao longo do ensaio de fissuração, o ambiente foi mantido climatizado, com temperatura de aproximadamente 21°C. Com a liberação de calor na reação de hidratação do cimento, a temperatura no interior do sistema isolado aumenta, o concreto tende a expandir, mas tal expansão é restringida pelo EPS e, desta maneira, o concreto fica submetido à compressão. Com o concreto na idade de 2 dias, depois de verificada a sua temperatura máxima, a placa de EPS

responsável pelo isolamento térmico lateral do corpo de prova foi retirada com o objetivo de forçar um resfriamento do concreto, gerando um maior gradiente de temperatura ao longo da seção transversal do corpo de prova, causando a retração do concreto numa condição mais crítica que a do seu resfriamento causado apenas pela perda de calor por conta da imperfeição do isolamento do sistema. Como o anel metálico restringe tal retração do concreto, este fica submetido à tração. Sendo tais tensões de tração maiores que a resistência do concreto à tração numa determinada idade, ocorre fissuração.

Esta configuração, acima descrita, foi testada com um concreto de referência (CR) sem adição mineral de cinza volante e sem reforço fibroso, cuja dosagem, através do Método do Empacotamento Compressível (MEC), é apresentada na Tabela 13, que, se comparada com a dosagem do CRCV apresentada na Tabela 11, mostra que o consumo de materiais cimentícios das duas misturas é o mesmo, com a diferença que, no CR, 100% deste consumo é de cimento e, no CRCV, 80% deste consumo é de cimento e 20% de cinza volante. Os materiais constituintes são aqueles caracterizados nos itens 3.1.1 e 3.1.2.

Tabela 13 - Dosagem do concreto de referência (CR) utilizado no ensaio de fissuração

| <b>Mistura</b> | <b>Água<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Cimento<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Cinza<br/>volante<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Brita<br/>zero<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Brita 1<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Areia<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Fibras<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Superplastificante<br/>(kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|----------------|------------------------------------|---------------------------------------|---|--|---------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--|
| CR             | 180                                | 380                                   | -   | 146,4  | 983,3                                 | 700                                 | -                                    | 1,95   |

Para a configuração acima descrita e o concreto utilizado no ensaio, não foi verificada fissuração do corpo de prova. Ou seja, a configuração idealizada não é adequada para avaliação do benefício do reforço fibroso no controle da fissuração deste concreto em suas primeiras idades, tendo em vista que, sob as condições acima descritas, não houve fissuração do concreto sem reforço fibroso.

Após a realização de tal avaliação experimental, a estrutura de concreto ensaiada (o corpo de prova anelar) foi analisada numericamente, submetida às condições do ensaio de avaliação experimental. Tal análise foi de grande importância neste trabalho, como será melhor explicado adiante.

## 4 Resultados dos ensaios realizados para os concretos

### 4.1 Comportamento no estado fresco

Os resultados obtidos nos ensaios realizados com o concreto no estado fresco são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Comportamento, no estado fresco, dos concretos produzidos

| Mistura | Abatimento de tronco de cone (cm) | Tempo de VeBe (s) |
|---------|-----------------------------------|-------------------|
| CRCV    | 21                                | -                 |
| CRCV0.5 | 19                                | 2,6               |
| CRCV1.0 | 19,5                              | 2                 |

Pode-se observar que o abatimento de tronco de cone foi mantido em  $(20 \pm 1)$  mm para as três misturas. Os tempos de VeBe obtidos para as misturas com reforço fibroso foram bastante baixos, indicando que estas misturas podem ser vibradas com facilidade.

### 4.2 Comportamento mecânico

#### 4.2.1 Compressão

Os resultados de resistência ( $f_c$ ), módulo de elasticidade (E) e deformação axial de pico ( $\epsilon_a$ ) obtidos nos ensaios de compressão para as três misturas produzidas, nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias, são apresentados na Tabela 15. A não ser que explicitamente seja apresentada situação diferente, os resultados apresentados correspondem à média dos resultados obtidos para três corpos de prova.

Da Figura 35 até a Figura 38, são apresentadas curvas tensão x deformação típicas, obtidas para as três misturas produzidas, para as idades, respectivamente, de 1, 3, 7 e 28 dias. Através destas curvas, os resultados podem ser melhor visualizados. Ainda, na Figura 39, são apresentadas as curvas da evolução da tensão de pico na compressão para as três misturas produzidas. Convém ressaltar que, embora segundo a convenção padronizada para esforços normais, tensões de tração sejam positivas e de compressão negativas, quando é avaliada a resistência à compressão do concreto, as tensões nas curvas tensão x deformação e nas curvas de evolução da tensão de pico são apresentadas com os sinais invertidos, de modo que tais tensões de compressão, negativas de acordo com a convenção padrão, são apresentadas como positivas.

Tabela 15 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão

| 1 dia  |                      |                  |   |
|--|----------------------|------------------|---|
| Mistura                                      | $f_c$ (MPa) - CV (%) | E (GPa) - CV (%) | $\epsilon_a$ ( $\mu\epsilon$ ) - CV (%) |
| CRCV   | 10,97 - 0,58         | 12,53 - 14,85    | 3432,9 - 28,29                          |
| CRCV0.5                                      | 8,33 - 3,47          | 12,30 - 5,48     | 3922,3 - 20,47                          |
| CRCV1.0                                      | 10,47 - 6,07         | 11,2*            | 7534,3*                                 |
| * Dados referentes a apenas 1 corpo de prova |                      |                  |   |
| 3 dias                                       |                      |                  |   |
| Mistura                                      | $f_c$ (MPa) - CV (%) | E (GPa) - CV (%) | $\epsilon_a$ ( $\mu\epsilon$ ) - CV (%) |
| CRCV   | 20,63 - 2,85         | 19,79 - 0,95     | 2500,0 - 5,42                           |
| CRCV0.5                                      | 17,46 - 2,94         | 19,17 - 3,39     | 1999,6 - 4,94                           |
| CRCV1.0                                      | 17,79 - 5,83         | 18,22 - 6,41     | 3778,7 - 1,13                           |
| 7 dias                                       |                      |                  |   |
| Mistura                                      | $f_c$ (MPa) - CV (%) | E (GPa) - CV (%) | $\epsilon_a$ ( $\mu\epsilon$ ) - CV (%) |
| CRCV   | 24,63 - 1,20         | 21,26 - 7,24     | 2531,6 - 6,90                           |
| CRCV0.5                                      | 19,65 - 2,04         | 20,20 - 0,85     | 1758,0 - 8,94                           |
| CRCV1.0                                      | 20,48 - 1,60         | 20,23 - 9,37     | 2634,3 - 20,56                          |
| 28 dias                                      |                      |                  |   |
| Mistura                                      | $f_c$ (MPa) - CV (%) | E (GPa) - CV (%) | $\epsilon_a$ ( $\mu\epsilon$ ) - CV (%) |
| CRCV   | 34,94 - 1,02         | 26,16 - 3,28     | 2323,7 - 0,83                           |
| CRCV0.5                                      | 28,41 - 0,69         | 23,42 - 3,55     | 1849,5 - 10,85                          |
| CRCV1.0                                      | 26,55 - 1,91         | 23,39 - 2,79     | 2366,4 - 2,25                           |

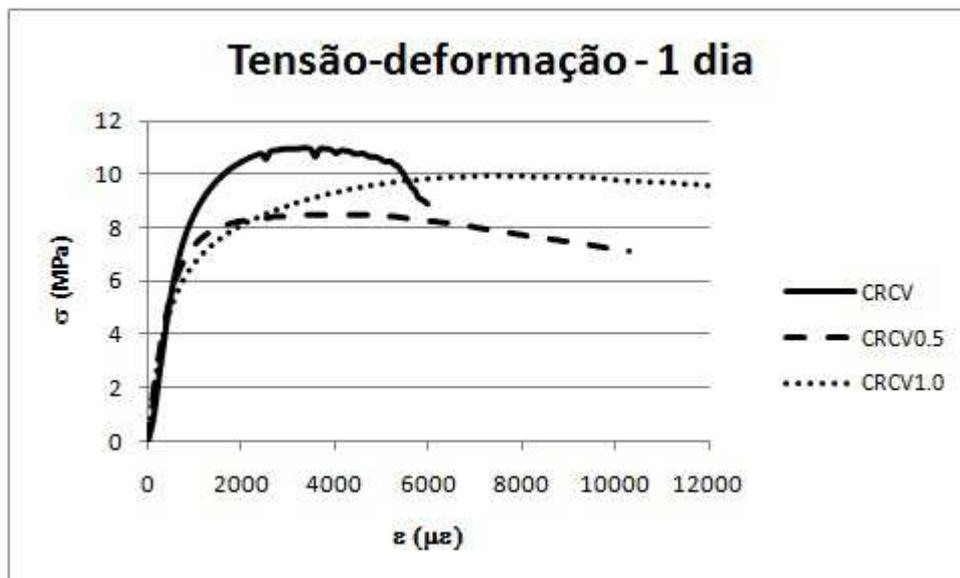


Figura 35 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia

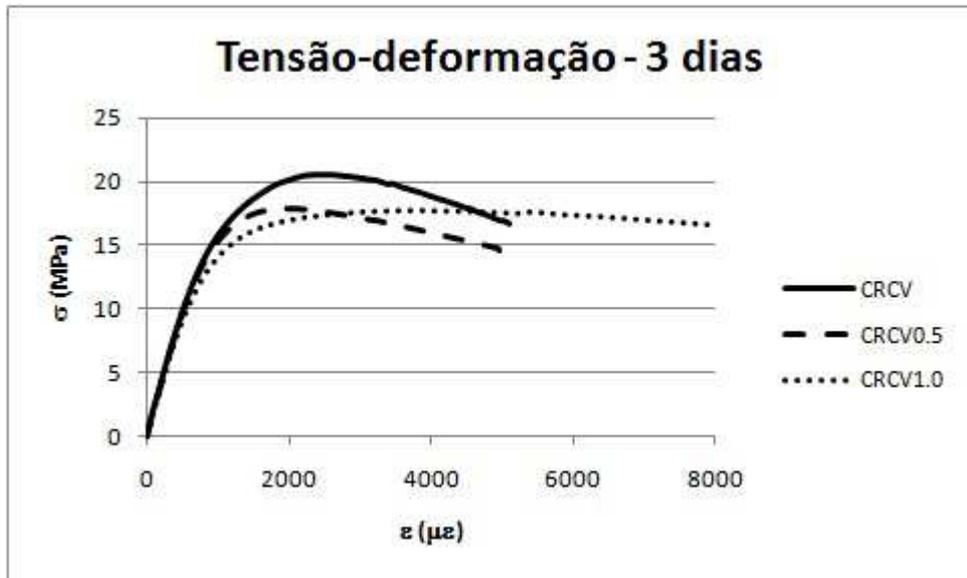


Figura 36 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias

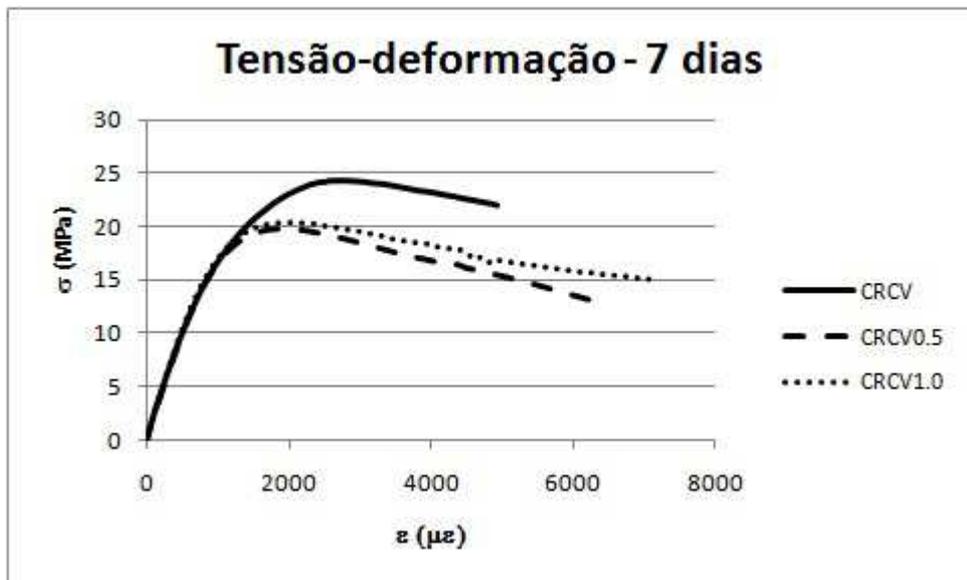


Figura 37 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias

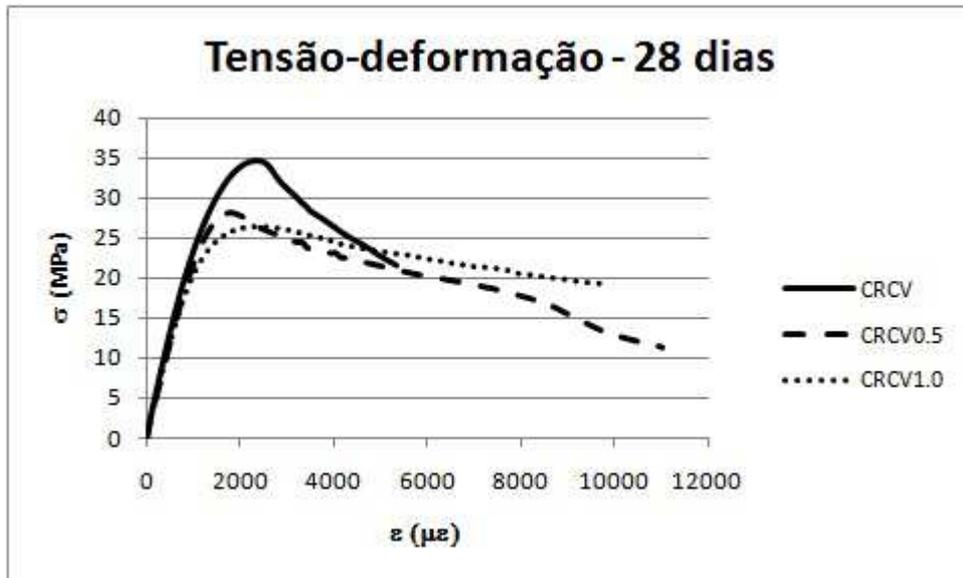


Figura 38 - Curvas tensão x deformação típicas na compressão para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias

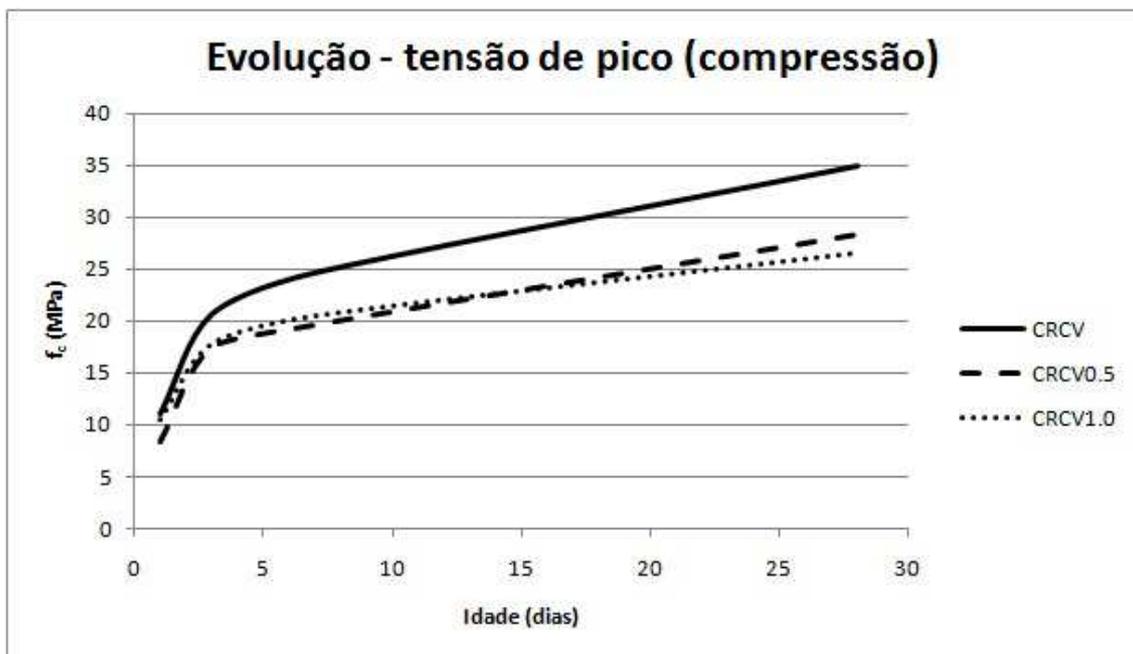


Figura 39 - Curvas da evolução da tensão de pico na compressão para as três misturas produzidas

Para uma melhor visualização do efeito do reforço fibroso nos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 em relação à matriz CRCV, em termos de resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformação axial de pico, são apresentados, desde a Figura 40 até a Figura 42, respectivamente, tais valores relativos.

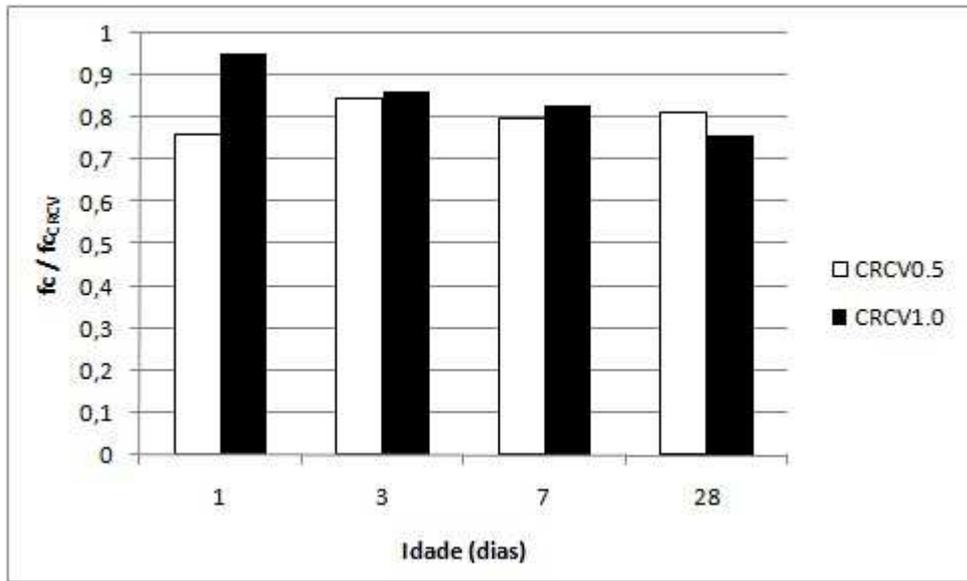


Figura 40 - Resistência à compressão relativa entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV

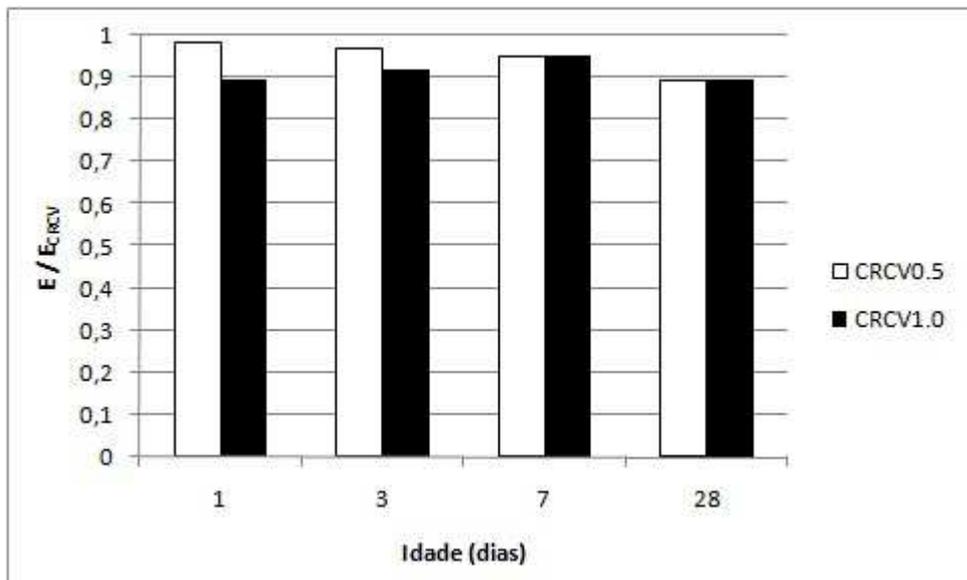


Figura 41 - Relação entre os módulos de elasticidade dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV

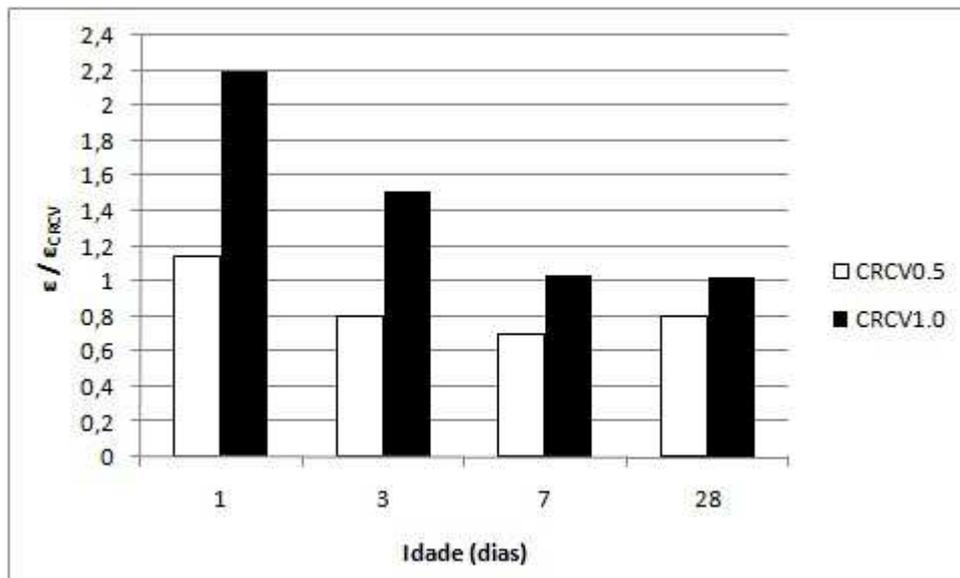


Figura 42 - Deformação axial de pico relativa, na compressão, entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV

Os resultados obtidos, apresentados na Tabela 15 e desde a Figura 35 até a Figura 42, mostram que, dentre as misturas produzidas, a de maior resistência à compressão é a CRCV, a referência sem reforço fibroso. As duas misturas com reforço fibroso, CRCV0.5 e CRCV1.0, apresentaram resistências à compressão bastante semelhantes, da ordem de 15 a 25% menores que a da mistura CRCV. Esta queda de resistência à compressão com a introdução das fibras pode ser explicada por incorporação de ar. Entretanto, o objetivo do reforço fibroso é melhorar o comportamento do concreto na tração e melhorar sua ductilidade.

Além disso, os módulos de elasticidade obtidos para as três misturas, numa determinada idade, são bastante semelhantes, de modo que o reforço fibroso não altera consideravelmente a rigidez do material no trecho linear elástico inicial. Considerando que o módulo de elasticidade das fibras de aço é bem maior que o do concreto, seria natural esperar que, com a introdução das fibras de aço, o módulo de elasticidade do compósito tivesse um aumento proporcional ao teor de fibras, todavia, por conta da incorporação de ar, foi observada uma queda da ordem de 10% no módulo de elasticidade das misturas com reforço fibroso em relação à matriz.

Ainda, a mistura CRCV1.0 foi a que apresentou maior deformação longitudinal de pico, por idade, ou seja, foi a que mais se deformou antes de romper, a mais dúctil, porém com a relação  $\frac{\varepsilon_{CRCV1.0}}{\varepsilon_{CRCV}}$  tendendo a 1 com o aumento da idade. Já a mistura CRCV0.5 apresentou deformação longitudinal de pico cerca de 20% menor que a da mistura CRCV.

#### 4.2.2 Flexão

Os resultados obtidos nos ensaios de flexão para as três misturas produzidas são apresentados na Tabela 16. Novamente, a não ser que explicitamente seja apresentada situação diferente, os resultados apresentados correspondem à média dos resultados obtidos para três corpos de prova.

Tabela 16 – Resultados obtidos nos ensaios de flexão

| <b>1 dia</b>  |                                      |                                       |                         |
|---|--------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| <b>Mistura</b>  | <b>P<sub>máx</sub> (kN) - CV (%)</b> | <b>σ<sub>máx</sub> (MPa) - CV (%)</b> | <b>δP (mm) - CV (%)</b> |
| CRCV  | 7,978 - 6,058                        | 2,393 - 6,058                         | 0,033 - 5,493           |
| CRCV0.5   | 7,605 - 11,273                       | 2,282 - 11,273                        | 0,039 - 2,564           |
| CRCV1.0   | 9,659 - 11,743                       | 2,898 - 11,743                        | 0,255 - 26,667          |
| <b>3 dias</b>   |                                      |                                       |                         |
| <b>Mistura</b>  | <b>P<sub>máx</sub> (kN) - CV (%)</b> | <b>σ<sub>máx</sub> (MPa) - CV (%)</b> | <b>δP (mm) - CV (%)</b> |
| CRCV  | 13,690 - 8,194                       | 4,107 - 8,194                         | 0,041 - 11,310          |
| CRCV0.5   | 10,544 - 13,671                      | 3,163 - 13,671                        | 0,047 - 2,128           |
| CRCV1.0   | 17,602 - 10,471                      | 5,281 - 10,471                        | 0,234*                  |
| * Resultado referente a apenas 1 corpo de prova                     |                                      |                                       |                         |
| <b>7 dias</b>   |                                      |                                       |                         |
| <b>Mistura</b>  | <b>P<sub>máx</sub> (kN) - CV (%)</b> | <b>σ<sub>máx</sub> (MPa) - CV (%)</b> | <b>δP (mm) - CV (%)</b> |
| CRCV  | 15,461 - 7,391                       | 4,638 - 7,391                         | 0,038 - 8,243           |
| CRCV0.5   | 12,618 - 5,234                       | 3,785 - 5,234                         | 0,044 - 4,545           |
| CRCV1.0   | 17,839 - 8,391**                     | 5,352 - 8,391**                       | 0,169 - 26,627          |
| ** Resultados referente à média dos resultados de 2 corpos de prova |                                      |                                       |                         |
| <b>28 dias</b>  |                                      |                                       |                         |
| <b>Mistura</b>  | <b>P<sub>máx</sub> (kN) - CV (%)</b> | <b>σ<sub>máx</sub> (MPa) - CV (%)</b> | <b>δP (mm) - CV (%)</b> |
| CRCV  | 18,486 - 12,361                      | 5,546 - 12,361                        | 0,046 - 6,522           |
| CRCV0.5   | 15,693 - 14,936                      | 4,708 - 14,936                        | 0,055 - 20,807          |
| CRCV1.0   | 21,055 - 2,302                       | 6,317 - 2,302                         | 0,147 - 1,361           |

Desde a Figura 43 até a Figura 50, são apresentadas as curvas carga x deslocamento típicas, obtidas para as três misturas, para as idades, respectivamente, de 1, 3, 7 e 28 dias e as mesmas curvas, com maior escala no eixo dos deslocamentos, a fim de fornecer melhor visualização do trecho elástico inicial. Através deste conjunto de curvas, os resultados podem ser melhor visualizados. Ainda, na Figura 51, são apresentadas as curvas de evolução da carga de pico na flexão para tais misturas.

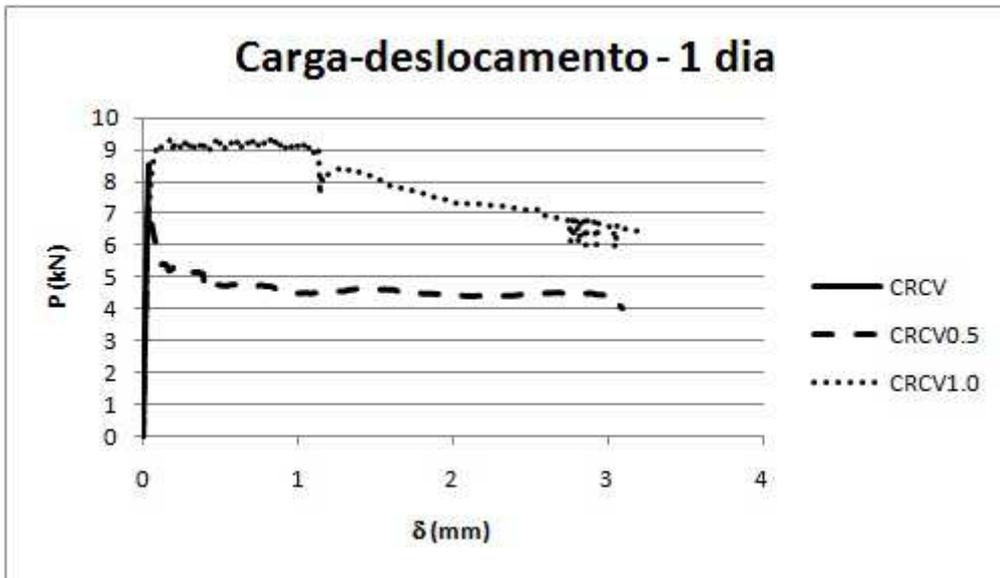


Figura 43 – Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia

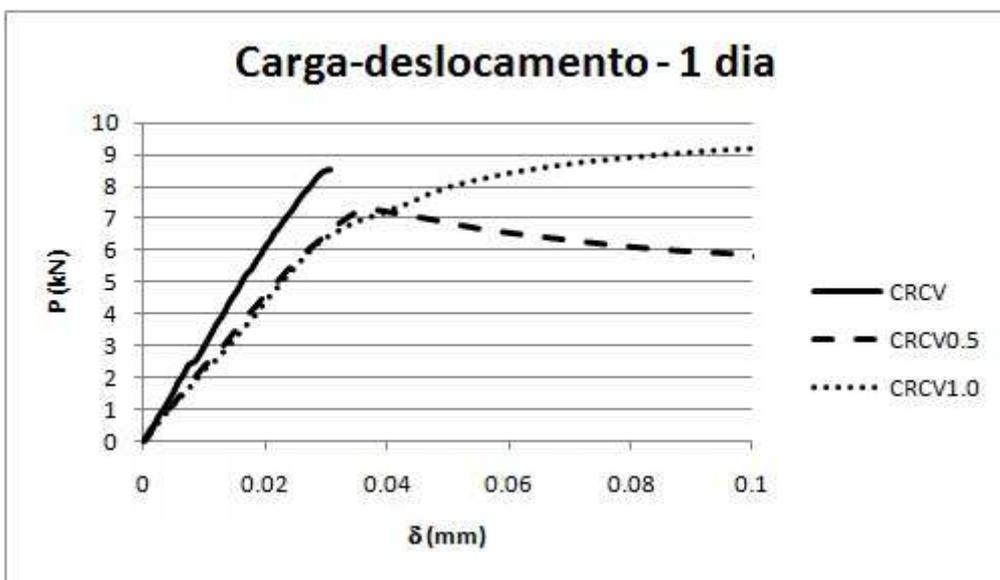


Figura 44 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 1 dia, com maior escala no eixo dos deslocamentos

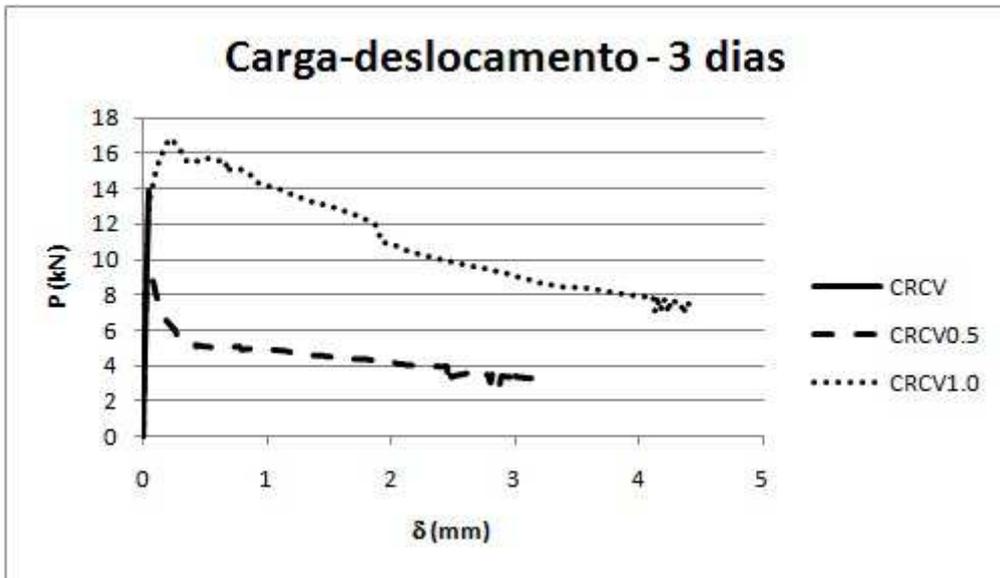


Figura 45 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias

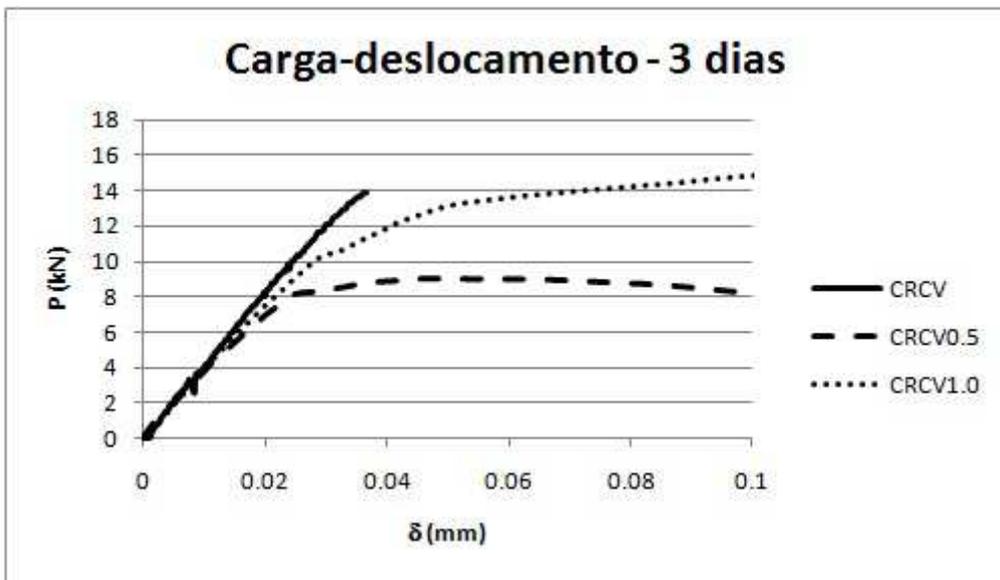


Figura 46 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 3 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos

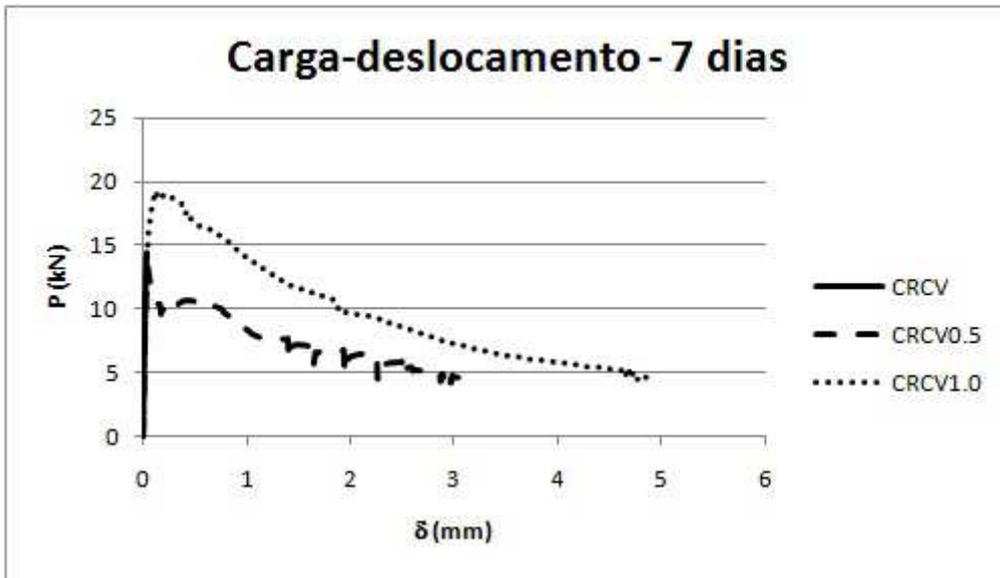


Figura 47 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias

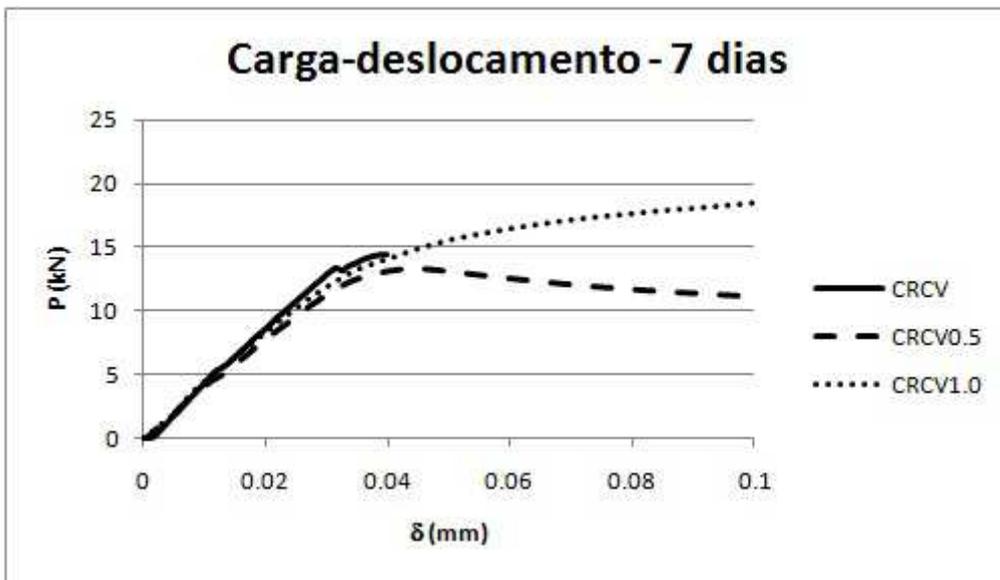


Figura 48 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 7 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos

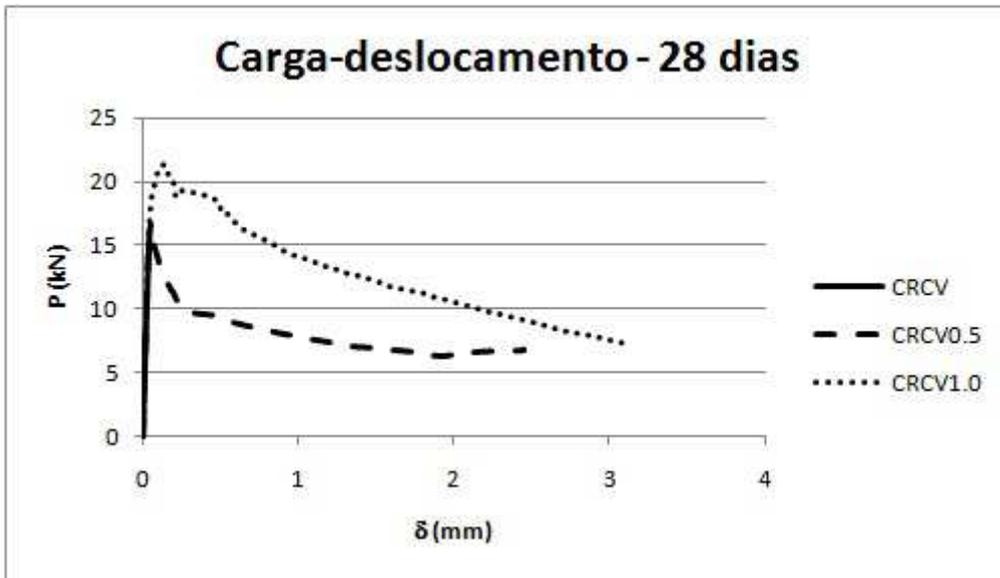


Figura 49 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias

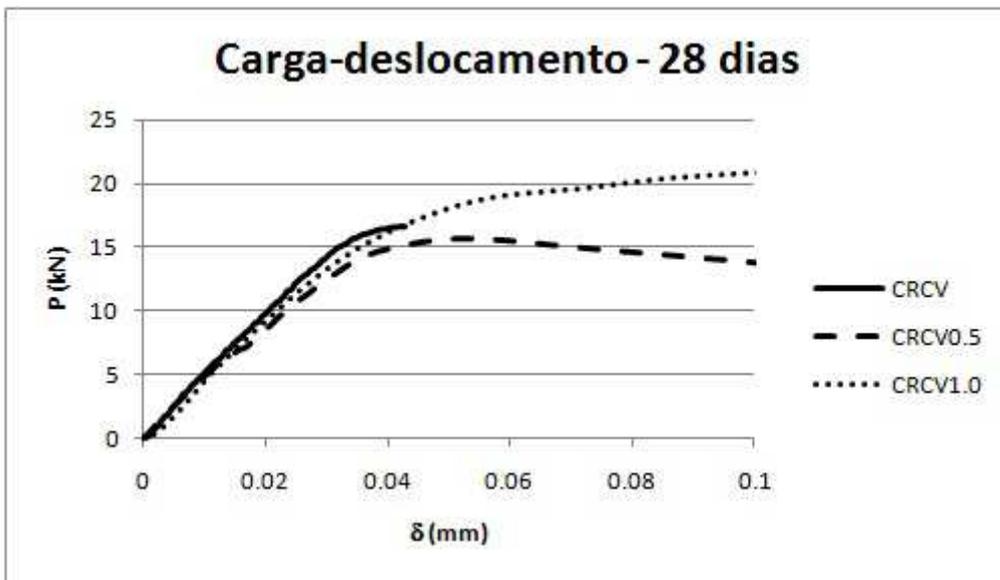


Figura 50 - Curvas carga x deslocamento típicas para as três misturas produzidas, para a idade de 28 dias, com maior escala no eixo dos deslocamentos

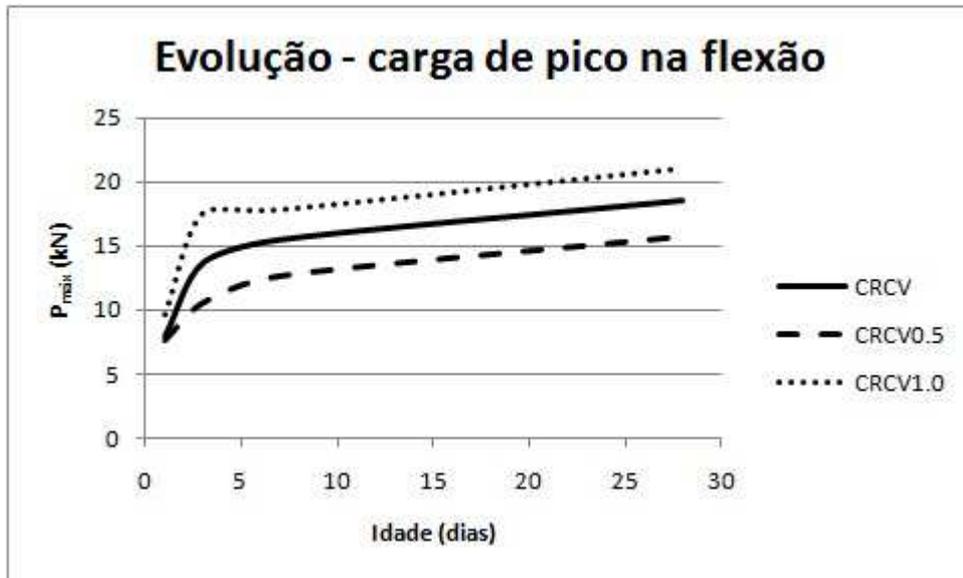


Figura 51 – Curvas da evolução da carga de pico na flexão para as três misturas produzidas

Para uma melhor visualização do efeito do reforço fibroso nos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 em relação à matriz CRCV, em termos de carga de pico na flexão (o que é equivalente à resistência à tração na flexão) e flecha de pico, são apresentados tais valores relativos, respectivamente, na Figura 52 e na Figura 53.

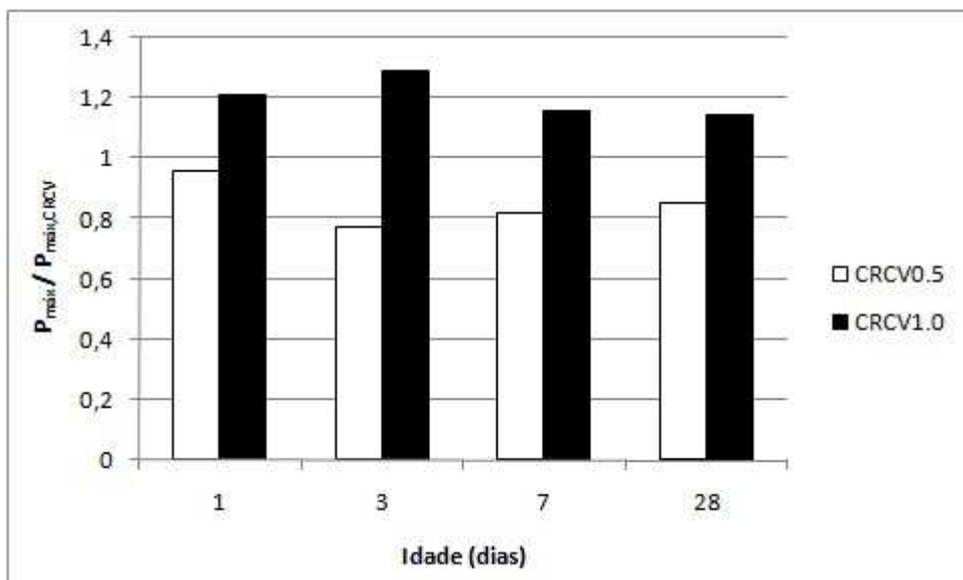


Figura 52 - Relação entre a carga de pico na flexão dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV

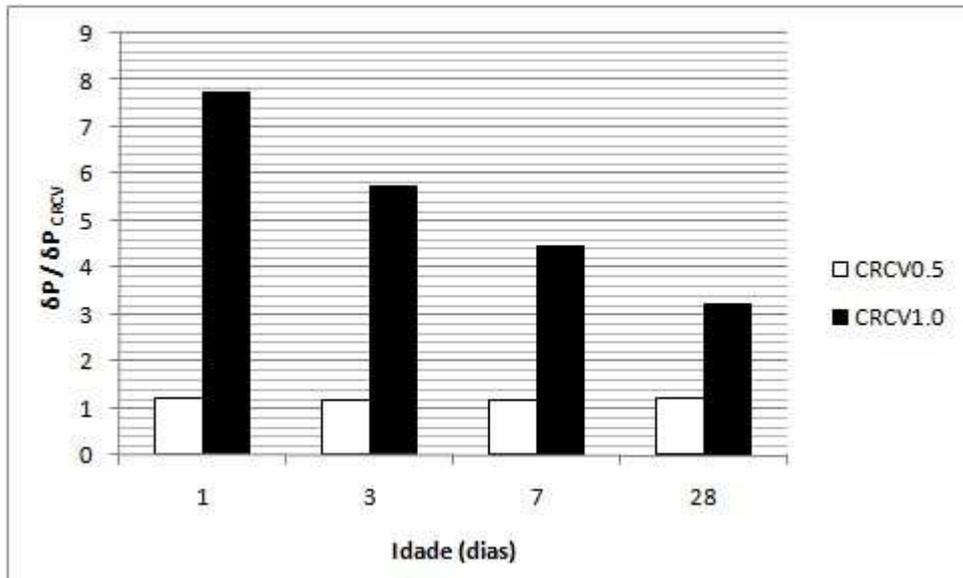


Figura 53 - Flecha de pico relativa entre os compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e a matriz CRCV

Os resultados mostraram que a mistura CRCV1.0 foi a que apresentou maior resistência à tração na flexão, da ordem de 15 a 25% maior que a da mistura CRCV, que é a referência. Já a mistura CRCV0.5 apresentou resistência à tração na flexão em torno de 20% menor que a da mistura CRCV; isto pode ter acontecido por esta fração volumétrica de fibras poder corresponder a um volume menor que o volume crítico de fibras, aliado ao fato da incorporação de ar por conta das fibras, o que causa algum prejuízo em propriedades mecânicas, que, neste caso, foi maior que o benefício propiciado pelas fibras.

Com relação à deformação de pico, a mistura CRCV1.0 foi a que apresentou maior deformação antes da ruptura, de pelo menos 3 vezes a deformação para a mistura de referência, CRCV. A mistura CRCV0.5 apresentou deformação de pico de cerca de 20% maior que a mistura CRCV.

Desta forma, em termos de incrementos de resistência à tração na flexão, que é um dos principais objetivos do reforço fibroso ao concreto, o reforço com fibras de aço na fração volumétrica de 0,5% não é justificado.

### 4.3 Evolução da tenacidade

De acordo com MARANGON (2011), a tenacidade de um material representa a sua capacidade de absorver energia ao ser submetido a tensões e, conseqüentemente, se deformar. Conforme VELASCO (2008), para concretos, a tenacidade é, em geral, expressa através de índices de tenacidade, cuja maior importância está na região pós-fissuração, sendo muito importante a determinação de tais índices, tendo em vista que é nesta região que as fibras têm função predominante.

#### 4.3.1 Compressão

Para avaliar a capacidade de absorção de energia dos concretos produzidos submetidos à compressão, a partir das curvas tensão x deformação, foi utilizado um índice de tenacidade na compressão (ITC), adimensional, conforme o item 3.1.4.2.1.

Os índices de tenacidade na compressão (em %) obtidos para as três misturas produzidas, para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias, são apresentados na Tabela 17. Os resultados apresentados correspondem à média dos resultados obtidos para três corpos de prova.

Tabela 17 - Índices de tenacidade na compressão obtidos para as três misturas produzidas

| Concreto | Idade   | ITC (%) - CV (%) |
|----------|---------|------------------|
| CRCV     | 1 dia   | 88,33 - 10,68    |
|          | 3 dias  | 79,38 - 6,76     |
|          | 7 dias  | 77,20 - 5,14     |
|          | 28 dias | 70,89 - 5,78     |
| CRCV0.5  | 1 dia   | 96,39 - 0,47     |
|          | 3 dias  | 92,52 - 0,28     |
|          | 7 dias  | 85,24 - 3,07     |
|          | 28 dias | 88,02 - 1,02     |
| CRCV1.0  | 1 dia   | 81,19 - 7,81     |
|          | 3 dias  | 95,79 - 0,69     |
|          | 7 dias  | 93,52 - 2,62     |
|          | 28 dias | 92,72 - 1,57     |

Na Figura 54, são apresentadas as curvas da evolução deste índice de tenacidade para as três misturas produzidas. Na Figura 55, são apresentadas, para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias, as relações entre os índices de tenacidade na compressão dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV.

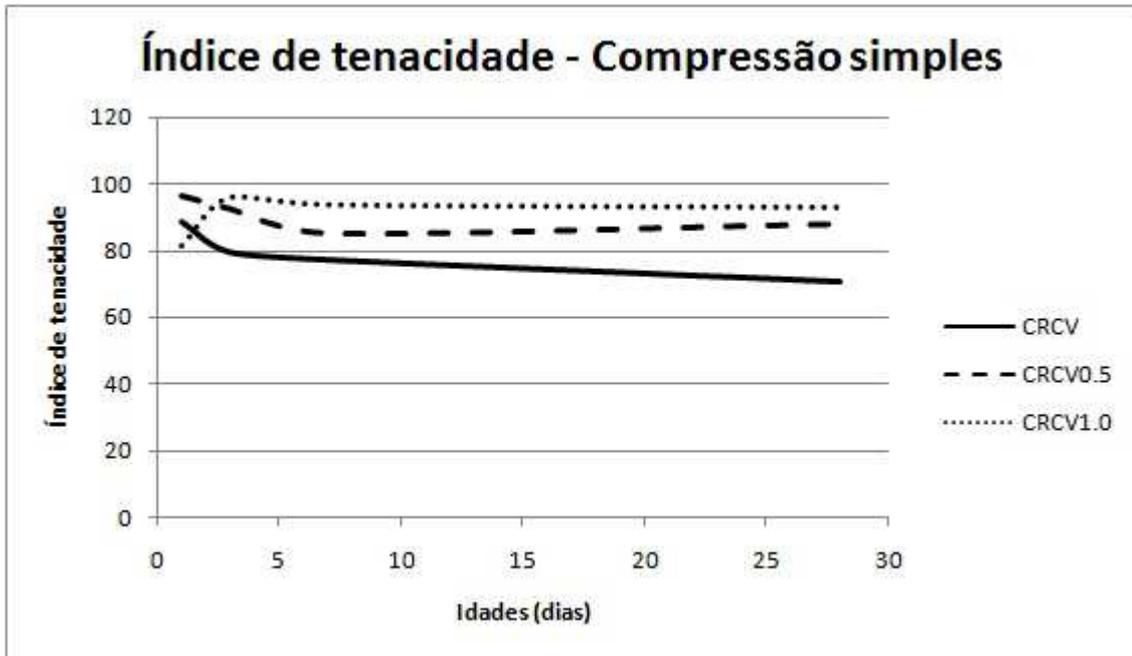


Figura 54 - Curvas da evolução dos índices de tenacidade (em %) na compressão para as três misturas produzidas

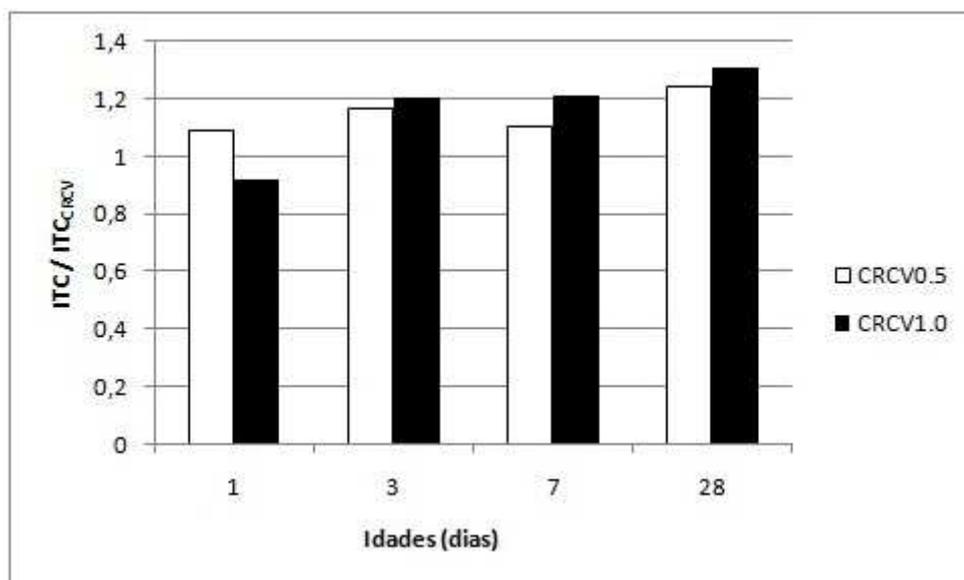


Figura 55 - Relação entre os índices de tenacidade na compressão (ITC) dos compósitos CRCV0.5 e CRCV1.0 e da matriz CRCV

Pode-se observar que a mistura CRCV1.0 é a que apresenta tendência de maiores índices de tenacidade na compressão, numa determinada idade, com índices de cerca de 20% maiores que aqueles para a mistura CRCV, a referência. Já a mistura CRCV0.5 apresenta índice de tenacidade na compressão de cerca de 10 a 20% maior que o da matriz CRCV.

#### 4.3.2 Flexão

Tabela 18 – Índices de tenacidade na flexão e seus respectivos coeficientes de variação (%), de acordo com a ASTM C1018 (1992), obtidos para as misturas CRCV0.5 e CRCV1.0

| <b>Índice</b>    | <b>Idade</b> | <b>CRCV0.5</b>   | <b>CRCV1.0</b>   |
|------------------|--------------|------------------|------------------|
| I <sub>5</sub>   | 1 dia        | 5,640 - 14,908   | 5,888 - 10,374   |
|                  | 3 dias       | 7,286 - 13,725   | 8,460 - 19,272   |
|                  | 7 dias       | 7,694 - 6,031    | 7,708 - 14,540   |
|                  | 28 dias      | 8,322 - 6,152    | 9,213 - 6,402    |
| I <sub>10</sub>  | 1 dia        | 10,961 - 20,458  | 12,740 - 15,225  |
|                  | 3 dias       | 15,306 - 12,917  | 20,870 - 21,937  |
|                  | 7 dias       | 17,082 - 7,646   | 19,254 - 22,258  |
|                  | 28 dias      | 21,124 - 12,076  | 25,699 - 8,097   |
| I <sub>20</sub>  | 1 dia        | 20,869 - 21,740  | 27,282 - 17,005  |
|                  | 3 dias       | 28,431 - 11,551  | 48,499 - 23,623  |
|                  | 7 dias       | 33,505 - 13,203  | 44,628 - 27,059  |
|                  | 28 dias      | 44,203 - 17,669  | 63,053 - 10,005  |
| I <sub>30</sub>  | 1 dia        | 30,169 - 21,041  | 42,238 - 16,612  |
|                  | 3 dias       | 40,154 - 12,258  | 77,788 - 25,057  |
|                  | 7 dias       | 48,657 - 16,968  | 70,349 - 27,756  |
|                  | 28 dias      | 63,935 - 20,101  | 101,824 - 9,735  |
| I <sub>50</sub>  | 1 dia        | 47,519 - 18,845  | 72,336 - 15,282  |
|                  | 3 dias       | 62,393 - 15,127  | 138,128 - 27,745 |
|                  | 7 dias       | 78,755 - 22,252  | 119,866 - 27,874 |
|                  | 28 dias      | 98,260 - 24,866  | 177,329 - 7,204  |
| I <sub>100</sub> | 1 dia        | 85,189 - 14,571  | 145,037 - 11,924 |
|                  | 3 dias       | 109,963 - 15,454 | 287,794 - 26,257 |
|                  | 7 dias       | 151,793 - 27,815 | 233,815 - 27,242 |
|                  | 28 dias      | 176,740 - 29,364 | 357,312 - 3,929  |

Para avaliar a capacidade de absorção de energia dos concretos produzidos submetidos à flexão, a partir das curvas carga x deslocamento, foram calculados alguns dos índices de tenacidade adimensionais definidos pela norma americana ASTM C1018 (1992), conforme o item 3.1.4.2.2, considerando deslocamentos de até 50,5δ ( $I_{100}$ ; δ é o deslocamento para o qual ocorre a primeira fissura).

Na Tabela 18, são apresentados os índices de tenacidade na flexão, para as misturas CRCV0.5 e CRCV1.0, para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias, de acordo com as definições apresentadas no item 3.1.4.2.2. Os resultados apresentados correspondem à média dos resultados obtidos para três corpos de prova. Para melhor visualização destes resultados, eles são apresentados, por índice, a partir da Figura 56 até a Figura 61.

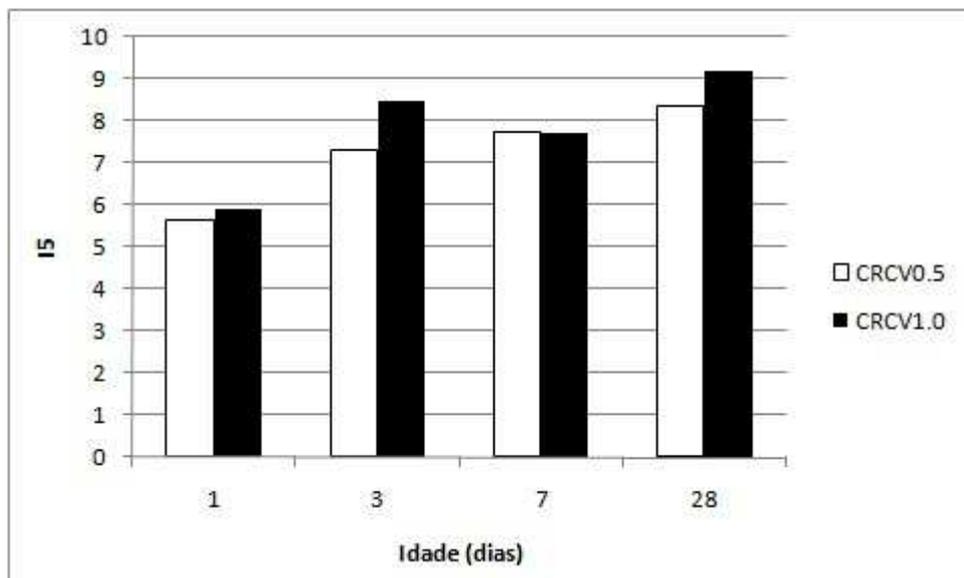


Figura 56 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_5$

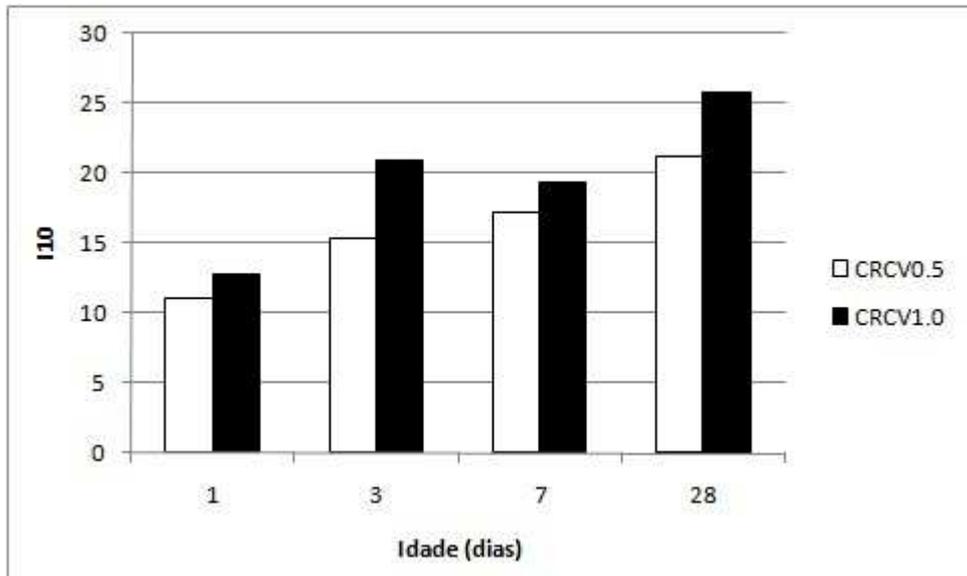


Figura 57 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_{10}$

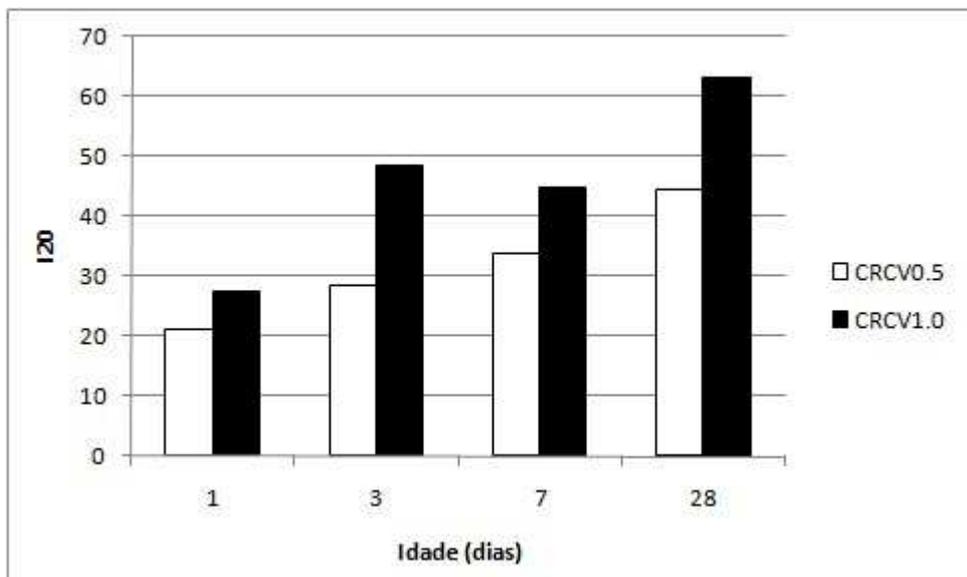


Figura 58 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_{20}$

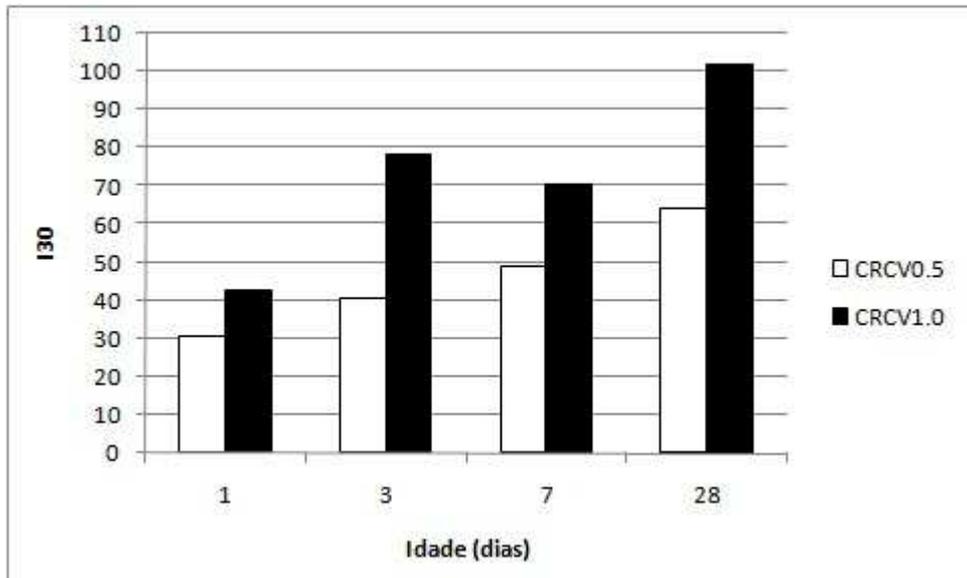


Figura 59 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_{30}$

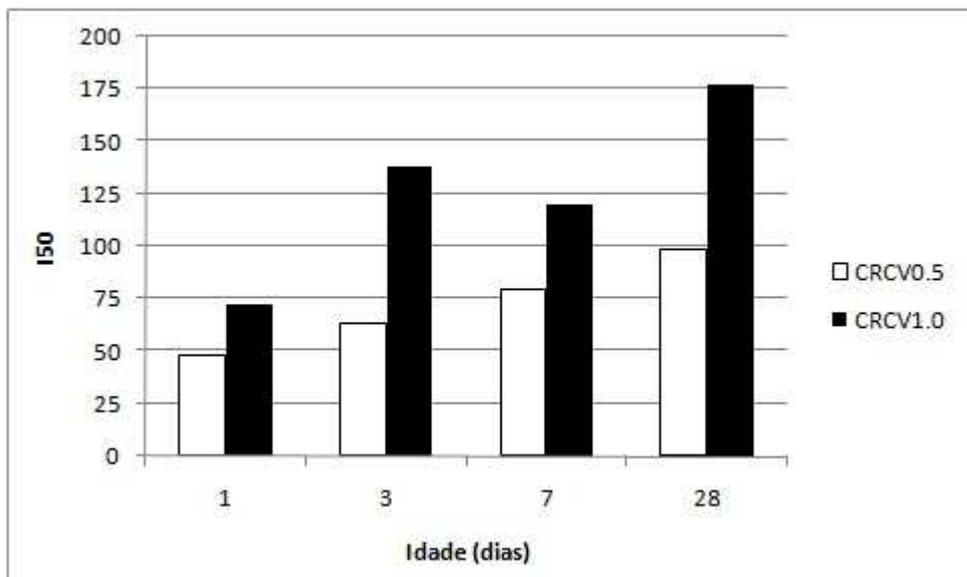


Figura 60 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_{50}$

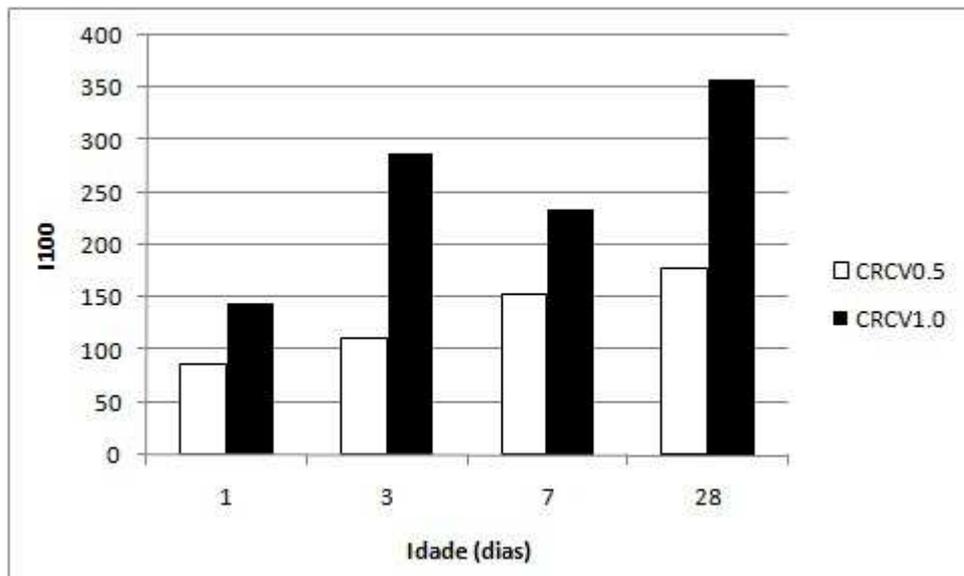


Figura 61 - Valores obtidos para o índice de tenacidade  $I_{100}$

Através da análise da Tabela 18 e da Figura 56 até a Figura 61, verifica-se que a mistura CRCV1.0 apresentou maiores índices de tenacidade na flexão que a mistura CRCV0.5. Os resultados mostraram que a mistura CRCV1.0 apresentou características de endurecimento para todos os índices e todas as idades avaliados. Já a mistura CRCV0.5 não apresentou características de endurecimento para os índices  $I_{50}$  e  $I_{100}$  para a idade de 1 dia; contudo, para tais índices, para as idades de 3, 7 e 28 dias, além de para todas as idades avaliadas para todos os outros índices avaliados, tal mistura apresentou características de endurecimento.

#### **4.4 Resumo dos resultados dos ensaios mecânicos e dos ensaios para os concretos no estado fresco**

Neste capítulo, com a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios com os concretos produzidos no estado fresco, observou-se que, com um pequeno acréscimo de superplastificante, as misturas reforçadas com fibras de aço não apresentaram prejuízo significativo de trabalhabilidade por conta da introdução das fibras. Com a apresentação dos resultados dos ensaios mecânicos realizados para as idades dos concretos de 1, 3, 7 e 28 dias e os índices de tenacidade calculados a partir, respectivamente, das curvas tensão x deformação e carga x deslocamento, o compósito com reforço de fibras de aço de 0,5% em volume não se justificou. Viu-se que a introdução de 1,0%, em volume, de fibras de aço causou uma queda de resistência à compressão entre 15 e 25% com relação à matriz, mas que ainda assim acarretou maior tenacidade e propiciou aumento

da deformação de pico em relação à matriz. Na flexão, o compósito com reforço de 1,0%, em volume, de fibras de aço, apresentou comportamento significativamente melhor que a matriz, com carga de pico da ordem de 15 a 25% maior e flecha de pico de no mínimo três vezes maior, até a idade de 28 dias, além de índices de tenacidade que indicam características de endurecimento.

Portanto, caracterizados os materiais, com verificação experimental da viabilidade do reforço com fibras de aço em 1,0%, em volume, em termos de trabalhabilidade e benefícios de resistência e deformabilidade, os materiais podem ser aplicados em projetos, usufruindo-se dos benefícios verificados com o reforço fibroso.

## 5 Resultados das análises experimental e numérica do ensaio de fissuração

### 5.1 Análise experimental

Antes de apresentar os resultados do ensaio de fissuração, convém apresentar os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão ( $f_c$ ), módulo de elasticidade (E) e deformação axial de pico ( $\epsilon_a$ ) para o concreto utilizado em tal ensaio, o CR. A produção e cura dos corpos de prova e a realização dos ensaios mecânicos de compressão foram realizadas no Laboratório de Estruturas e Materiais Prof. Lobo Carneiro da COPPE/UFRJ, contando com sua estrutura, equipamentos e auxílio de seus técnicos, conforme descrito, respectivamente, no item 3.1.3.2 e no item 3.1.4.2.1.

Os resultados, para a idade de 28 dias, são apresentados na Tabela 19, correspondentes à média dos resultados obtidos para três corpos de prova. Tais resultados podem ser melhor visualizados na Figura 62, em que é apresentada uma curva tensão x deformação típica, ressaltando que, embora segundo a convenção padronizada para esforços normais, tensões de tração sejam positivas e de compressão negativas, quando é avaliada a resistência à compressão do concreto, as tensões na curva tensão x deformação são apresentadas com os sinais invertidos, de modo que tais tensões de compressão, negativas de acordo com a convenção padrão, são apresentadas como positivas.

Tabela 19 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão para o CR

| 28 dias |                      |                  |   |
|---------|----------------------|------------------|---|
| Mistura | $f_c$ (MPa) - CV (%) | E (GPa) - CV (%) | $\epsilon_a$ ( $\mu\epsilon$ ) - CV (%) |
| CR      | 33,56 - 1,04         | 25,79 - 5,56     | 2068,5 - 5,48                           |

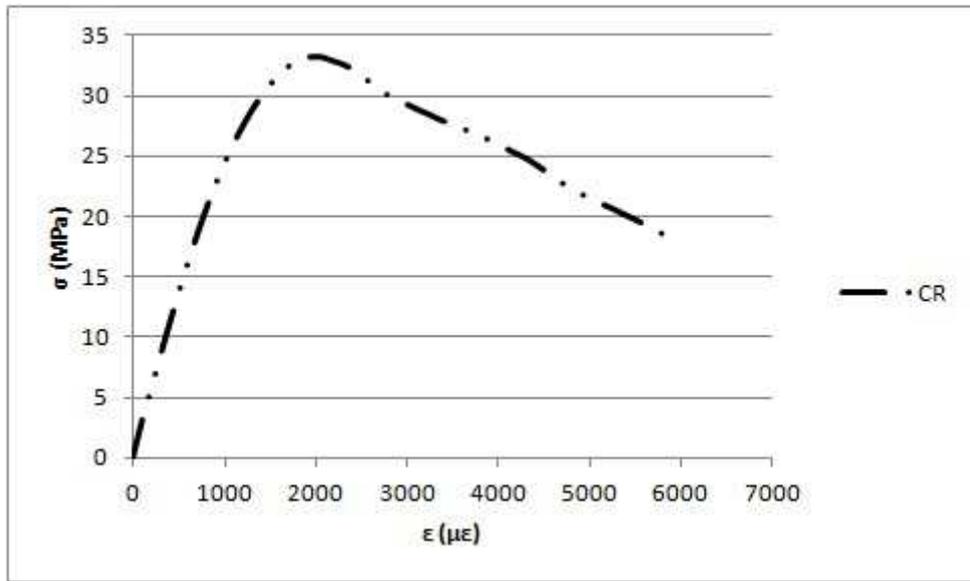


Figura 62 - Curva tensão x deformação típica para o CR, para a idade de 28 dias

Na realização do ensaio de fissuração descrito no item 3.3, através das aquisições das temperaturas com termopares conectados ao software MyPCLab's, foram obtidos os gráficos temperatura x idade do concreto apresentados na Figura 63 e na Figura 64, este último com o eixo da idade do concreto em escala logarítmica.

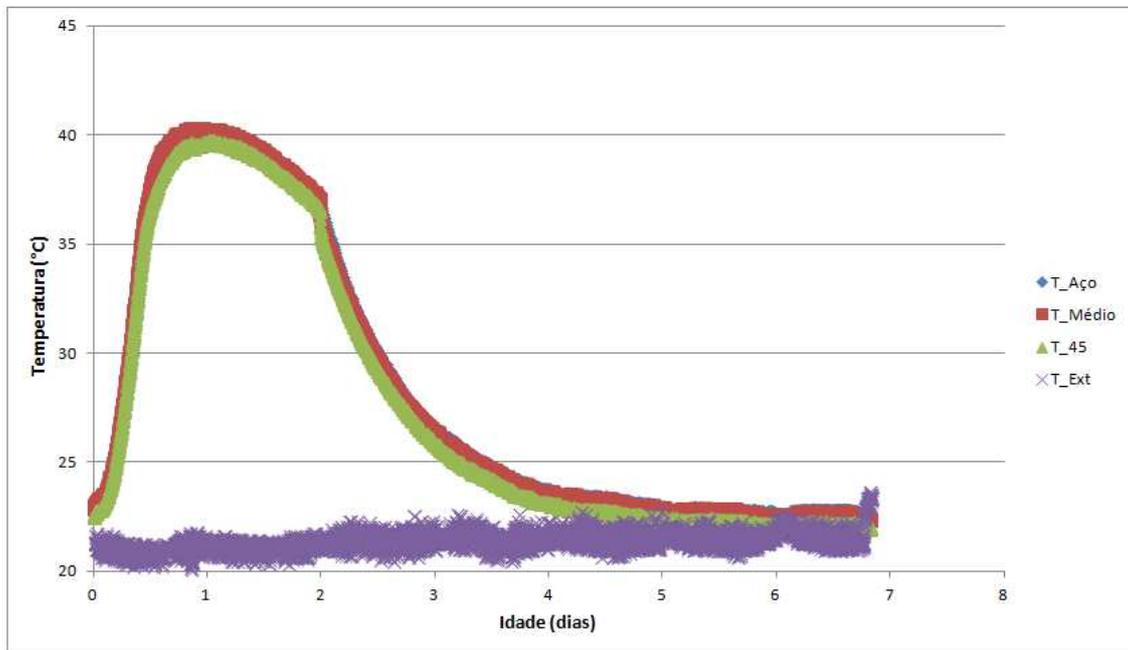


Figura 63 - Gráfico temperatura x tempo obtido experimentalmente no ensaio de fissuração

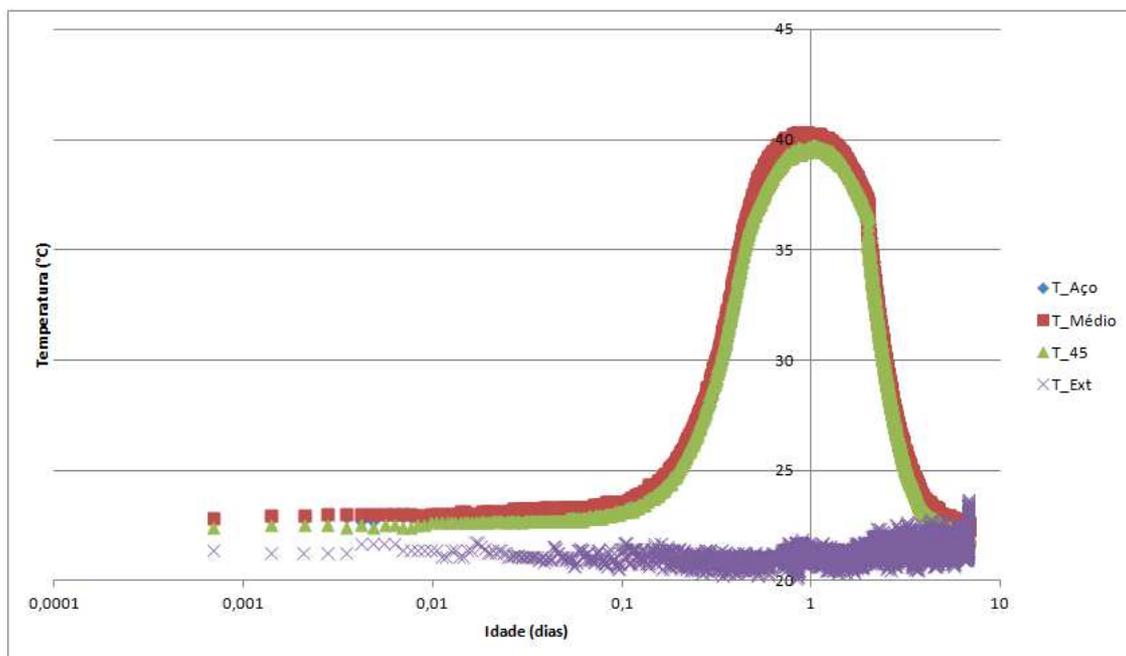


Figura 64 - Gráfico temperatura x tempo obtido experimentalmente no ensaio de fissuração, com o eixo da idade do concreto em escala logarítmica

A máxima temperatura registrada do concreto foi de 40,2°C na idade de 1 dia. A temperatura externa média ficou em torno de 21°C. É notável a alteração nas curvas a partir da idade de 2 dias, causada pelo resfriamento forçado imposto ao concreto a partir desta idade. É importante frisar que, neste ensaio, não foi verificada fissuração do concreto.

## 5.2 Análise numérica

Na geometria adotada para a análise numérica do ensaio de fissuração, tomou-se partido da simetria existente no plano horizontal e em dois planos verticais perpendiculares entre si, aplicando-se as devidas condições de contorno nas faces internas. Com isso, nesta geometria adotada, em razão da simetria, a seção de concreto aparece com as dimensões de 10 cm na direção horizontal e 5 cm na direção vertical. Tal geometria é apresentada na Figura 65. A partir desta geometria, foi gerada a malha de elementos finitos para a análise com 302093 elementos e 54255 nós, com maior refinamento na região do concreto, que é o foco da análise numérica em questão. A malha gerada é ilustrada na Figura 66.

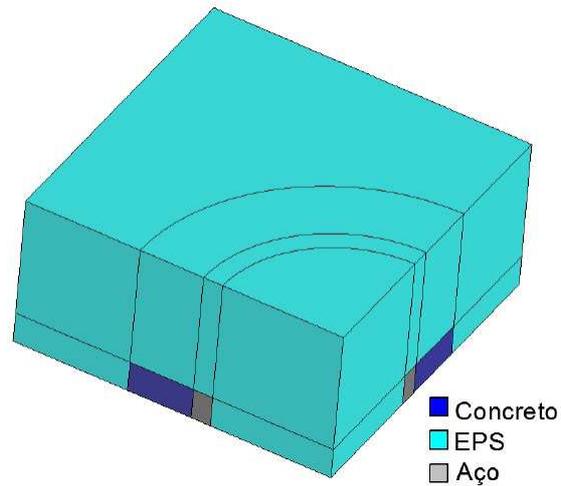


Figura 65 - Geometria adotada para a análise numérica do ensaio de fissuração

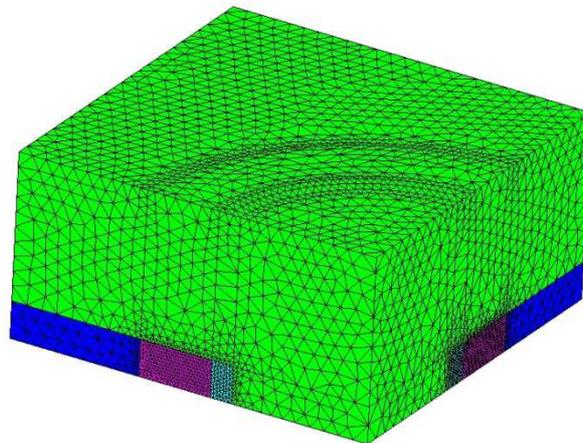


Figura 66 - Malha de elementos finitos adotada para a análise numérica do ensaio de fissuração

Como parâmetros de entrada, as temperaturas iniciais externa, do anel de aço e das placas de EPS foram tomadas iguais a 21°C. A temperatura inicial do concreto foi considerada igual a 22,9°C, que foi a primeira temperatura registrada depois do fechamento completo do sistema de isolamento térmico. Foram também consideradas as propriedades do aço e do EPS apresentadas na Tabela 20. As propriedades consideradas para o concreto são apresentadas na Tabela 21.

A resistência à tração do concreto utilizado foi calculada com base na seguinte expressão contida na NBR 6118 (2007), a partir dos resultados de resistência à compressão obtidos experimentalmente:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (8)$$

sendo  $f_{ctm}$  a resistência média à tração do concreto e  $f_{ck}$  a resistência característica à compressão do concreto.

De acordo com SANTOS (2012), a resistência característica pode ser calculada, a partir da resistência média, através da equação (9):

$$f_k = f_m - 1,65 s \quad (9)$$

sendo  $f_k$  a resistência característica,  $f_m$  a resistência média e  $s$  o desvio padrão, dado por:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_m)^2}{n-1}} \quad (10)$$

com  $n$  sendo o número de corpos de prova utilizados na determinação da resistência média. Estas expressões foram aplicadas para, a partir das resistências médias, obtidas experimentalmente, apresentadas no item 5.1, obter-se as resistências características apresentadas na Tabela 21. Convém destacar que, com base em SILVOSO (2003), tendo em vista que os concretos avaliados não são de alto desempenho, não apresentando um fator água-cimento baixo, a retração autógena foi desprezada na análise.

Tabela 20 - Propriedades do aço e do EPS consideradas na simulação numérica do ensaio de fissuração

|   | <b>Aço</b>              | <b>EPS</b>             |
|---|-------------------------|------------------------|
| Calor específico (J/kgK)                              | 486 <sup>a</sup>        | 1210 <sup>c</sup>      |
| Condutividade térmica (W/mK)                          | 53 <sup>a</sup>         | 0,039 <sup>d</sup>     |
| Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )                 | 7850 <sup>b</sup>       | 16 <sup>d</sup>        |
| Coefficiente de dilatação térmica (°C <sup>-1</sup> ) | 11 x 10 <sup>-6 a</sup> | 6 x 10 <sup>-5 c</sup> |
| Módulo de elasticidade (MPa)                          | 2,1 x 10 <sup>5 a</sup> | 5 <sup>c</sup>         |
| Coefficiente de Poisson                               | 0,3 <sup>a</sup>        | 0,1 <sup>e</sup>       |

Fontes: a - <http://pt.wikipedia.org/wiki/Aço>;

b - <http://www.ricardosalles.com.br/PesoMateriais.pdf>;

c - [http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos\\_2004-2/isopor/geofoam.htm](http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2004-2/isopor/geofoam.htm);

d - <http://www.emecomercial.com.br/dicas.html>;

e - MARTINS (2005).

Tabela 21 - Propriedades do concreto consideradas na simulação numérica do ensaio de fissuração

|  |                                    |
|--|------------------------------------|
| Energia de ativação (dividida pela constante universal dos gases) ( $K^{-1}$ ) | 4000 <sup>a</sup>                  |
| Retração autógena  | 0 <sup>a</sup>                     |
| Patamar de percolação  | 0,1 <sup>b</sup>                   |
| Calor específico (J/kgK)   | 1050 <sup>c</sup>                  |
| Condutividade térmica (W/mK)   | 2,5 <sup>c</sup>                   |
| Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )  | 2500 <sup>d</sup>                  |
| Coefficiente de dilatação térmica  | 12 x 10 <sup>-6</sup> <sup>c</sup> |
| Coefficiente de Poisson  | 0,2 <sup>c</sup>                   |
| Módulo de elasticidade (GPa)   | 25,8 <sup>e</sup>                  |
| Resistência característica à compressão (MPa)                                  | 33,2 <sup>e</sup>                  |
| Resistência característica à tração (MPa)                                      | 3,10 <sup>e</sup>                  |

Fontes: a - SILVOSO (2003); b - SILVOSO (2003), citando TORRENTI (1992); c - ANDRADE (1997); d - NBR 6118 (2007); e - valores obtidos a partir dos resultados apresentados no item 5.1

Além das propriedades apresentadas na Tabela 21, uma outra propriedade do concreto fundamental para as análises térmicas e mecânicas é a curva de elevação adiabática da temperatura do concreto. Conforme DE FARIA (2004), a curva de elevação adiabática da temperatura do concreto pode ser descrita satisfatoriamente pela seguinte função:

$$T_{ad} = T_{m\acute{a}x} \times \frac{t^n}{k^n + t^n} \quad (11)$$

Na função acima,  $t$  é a idade do concreto em dias,  $T_{m\acute{a}x}$  é a máxima temperatura do concreto observada durante o ensaio de elevação adiabática (é a própria elevação adiabática da temperatura),  $k$  é uma grandeza adimensional que representa o atraso devido ao calor latente,  $n$ , também adimensional, é o coeficiente de aceleração para o período assintótico e  $T_{ad}$  é a elevação de temperatura sob condições adiabáticas em função da idade do concreto  $t$ . Os parâmetros  $T_{m\acute{a}x}$ ,  $k$  e  $n$  são intrínsecos à dosagem do concreto. DE FARIA (2004) denominou tal função como Função Hill.

Não foram realizados, neste trabalho, os ensaios de elevação adiabática da temperatura dos concretos produzidos. Como a respectiva curva é um dado fundamental para as análises térmicas e mecânicas em questão, a partir da curva temperatura x tempo na

posição  $T_{Médio}$  obtida experimentalmente, apresentada na Figura 63 e na Figura 64, a curva da elevação adiabática da temperatura foi ajustada para o concreto ensaiado por retroanálise, por tentativa e erro, em sucessivas análises no módulo termo-químico do modelo descrito no item 2.2.1, através do ajuste dos parâmetros  $T_{máx}$ ,  $k$  e  $n$  da Função Hill.

As tentativas de ajuste foram realizadas considerando que, de acordo com ANDRADE (1997), para um concreto com consumo de cimento e fator água-cimento próximos aos do concreto ensaiado, a elevação adiabática da temperatura seja da ordem de  $55^{\circ}\text{C}$  e, com a percepção nas primeiras análises que o modelo numérico representa, com os dados inicialmente adotados, perda de calor consideravelmente menor que a observada experimentalmente, a condutividade térmica do EPS foi ajustada em um valor maior que o apresentado na Tabela 20, com o intuito de tornar a perda de calor no modelo numérico mais próxima da observada no ensaio.

Depois de várias tentativas, foi adotada como curva ajustada da elevação adiabática da temperatura aquela que, na análise numérica do ensaio de fissuração no módulo termo-químico, gerou a curva temperatura x tempo apresentada na Figura 67 e na Figura 68, em comparação com a curva experimental. A curva foi ajustada com os seguintes parâmetros da Função Hill:  $k = 0,6$ ;  $n = 1,4$ ;  $T_{máx} = 60^{\circ}\text{C}$ ; além da condutividade térmica do EPS de  $0,050 \text{ W/mK}$ . Convém lembrar que, na idade de 2 dias, a curva experimental apresenta uma descontinuidade devida ao início do resfriamento forçado do concreto nesta idade.

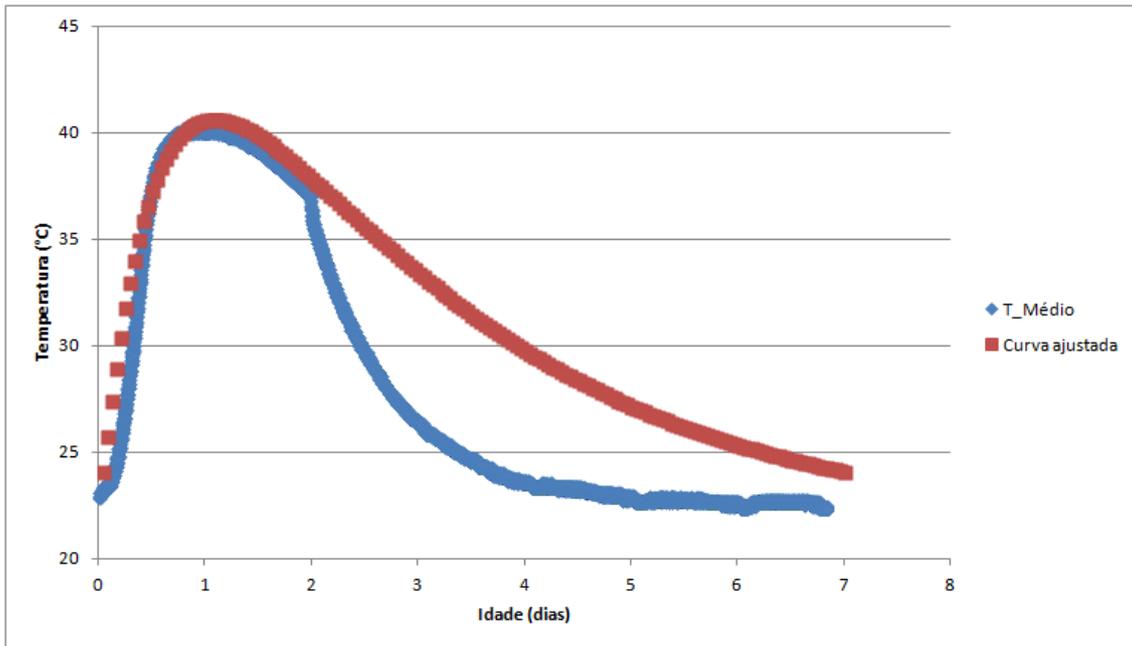


Figura 67 - Curva temperatura x tempo gerada na análise numérica no módulo termo-químico para a situação do ensaio de fissuração com a curva ajustada da elevação adiabática da temperatura, e comparação com a curva obtida experimentalmente

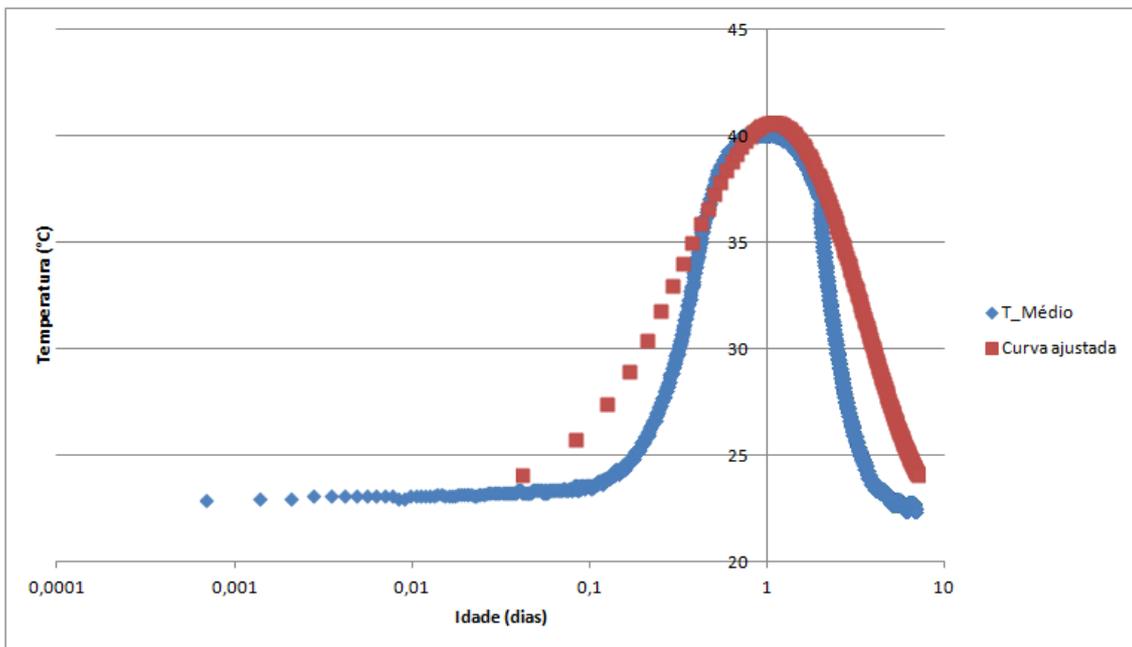


Figura 68 - Curva temperatura x tempo, com o eixo do tempo em escala logarítmica, gerada na análise numérica no módulo termo-químico para a situação do ensaio de fissuração com a curva ajustada da elevação adiabática da temperatura, e comparação com a curva obtida experimentalmente

A grande importância desta análise e da obtenção da curva de elevação adiabática do concreto obtida é que, tendo em vista que não foram realizados ensaios de elevação adiabática da temperatura para as misturas CRCV e CRCV1.0, a curva ajustada para a mistura CR será a utilizada nas análises com os outros concretos, no capítulo 6. De acordo com VELASCO (2008), considerando um maior teor de superplastificante no concreto com reforço fibroso em relação ao concreto sem fibras, há um retardamento no início da liberação de calor do concreto fibroso, contudo a elevação máxima de temperatura é praticamente inalterada. VELASCO (2008) também observou que a adição de cinza volante causa ligeira redução da elevação máxima de temperatura, além de tornar a cinética de hidratação mais lenta. Ou seja, ao considerar a curva de elevação adiabática da temperatura da mistura CR para as misturas CRCV e CRCV1.0, está-se considerando um calor de hidratação ligeiramente maior que o real, além de uma hidratação mais rápida, constituindo uma situação mais crítica que a real para tais concretos, do ponto de vista de avaliação do controle da fissuração.

## 6 Aplicação a uma estrutura real

Neste trabalho, o modelo numérico apresentado no item 2.2.1 será aplicado com o intuito de avaliar numericamente o benefício do reforço com fibras de aço no controle da fissuração do concreto nas primeiras idades. Para tal, será considerada uma estrutura de fundação de um prédio comercial de 40 pavimentos, com pilares supostamente regularmente distribuídos, espaçados de cerca de 10 m. Foi considerado que o solo local trata-se de uma areia compacta e que, a cerca de 2,5 m de profundidade, há uma rocha alterada (arenito), possibilitando a adoção de sapatas a serem assentes em tal rocha. Tal sapata foi pré-dimensionada com base nos critérios expostos a seguir.

Conforme LONGO (2008), para fins de pré-dimensionamento, uma estimativa das cargas verticais nos pilares em cada pavimento pode ser feita com base em áreas de influência, obtidas por linhas entre os vãos vizinhos ao pilar em questão, linhas estas traçadas no meio da distância entre os pilares, já que um pilar interno recebe mais carga que um pilar de extremidade. Desta forma, a carga  $N$  no pilar, no pavimento  $i$ , pode ser estimada como o produto entre a sua área de influência  $AI$  e a carga  $q$  distribuída nas lajes:  $N_i = AI \times q$ . Sendo o espaçamento entre os pilares de cerca de 10 m, foi considerada uma área de influência de 100 m<sup>2</sup>.

Será considerado atuando sobre as lajes seu peso próprio, o peso do seu revestimento e a sobrecarga. O peso próprio da laje é o produto entre o peso específico do concreto armado (25 kN/m<sup>3</sup>) e a espessura da laje, que, de acordo com LONGO (2008), pode ser estimada como:  $h \approx \frac{l}{40}$ , sendo  $l$  o menor vão da laje. Segundo LONGO (2011), para pavimentos de edificações usuais, o peso do revestimento pode ser tomado como 0,5 kN/m<sup>2</sup>. Conforme a NBR 6120 (1980), a sobrecarga em áreas com acesso ao público pode ser considerada como 3 kN/m<sup>2</sup>.

Conforme LONGO (2008), no nível da fundação, as cargas verticais nos pilares podem ser estimadas como o somatório das cargas verticais de cada pavimento ( $N_i$ ) e considerando o peso próprio do pilar como 5% deste somatório:  $N_{total} = 1,05 \sum N_i$ . Ainda segundo LONGO (2008), a área de concreto dos pilares pode ser estimada da seguinte forma:  $A_C = \frac{N_{total}}{12000 \text{ a } 15000}$ , sendo  $N_{total}$  em kN e  $A_C$  em m<sup>2</sup>.

Novamente de acordo com LONGO (2008), a carga vertical centrada atuando na sapata pode ser estimada como a carga vertical atuante no pilar no nível da fundação, somado a 5% desta carga como consideração do peso próprio da sapata. A razão entre esta carga vertical centrada atuando na sapata ( $1,05 N_{total}$ ) e a tensão admissível do solo ( $p_{adm}$ )

serve como estimativa da área necessária da sapata:  $S = \frac{1,05 N_{total}}{p_{adm}}$ . De acordo com a NBR 6122 (1996), para fins de pré-dimensionamento, a tensão admissível do solo pode ser tomada como a tensão básica, em função do solo, apresentada na tabela 4 de tal norma. Tendo em vista a consideração da sapata assente numa rocha alterada, foi considerada no pré-dimensionamento, a favor da segurança, uma tensão básica de 1200 kN/m<sup>2</sup>.

De acordo com DANZIGER (2010), definida, em termos de pré-dimensionamento, a área necessária de uma sapata, há diversos critérios para o cálculo do seu comprimento e da sua largura, sendo mais comum o critério dos balanços iguais, pelo qual, nas duas direções, as distâncias entre as faces dos pilares e as faces das sapatas são as mesmas. Considerando que o dimensionamento estrutural de sapatas é feito partindo das tensões atuantes na base e como se as sapatas fossem estruturas em balanço, o critério dos balanços iguais leva à mesma armação nas duas direções, estando tal critério relacionado a facilidades construtivas.

Conforme a NBR 6118 (2007), a sapata pode ser considerada como rígida se a seguinte relação é atendida:  $h \geq \frac{A-a}{3}$ , sendo  $h$  a altura da sapata,  $A$  a dimensão da sapata numa determinada direção e  $a$  a dimensão do pilar na mesma direção. Segundo a NBR 6118 (2007), não há possibilidade física de punção em sapatas rígidas. Sendo a sapata formada por um tronco de pirâmide sobre um paralelepípedo, a altura  $h_0$  do paralelepípedo foi considerada de maneira que o ângulo  $\alpha$  da superfície inclinada do tronco de pirâmide com a horizontal seja da ordem de 20° (Figura 69).



Figura 69 - Esquema da sapata mostrando as dimensões  $h$  (altura total da sapata),  $h_0$  (altura do paralelepípedo) e o ângulo  $\alpha$  (entre a superfície inclinada do tronco de cone e a horizontal)

Através dos critérios acima colocados, o pré-dimensionamento resultou nas dimensões, para o pilar e a sapata, apresentadas na Figura 70.

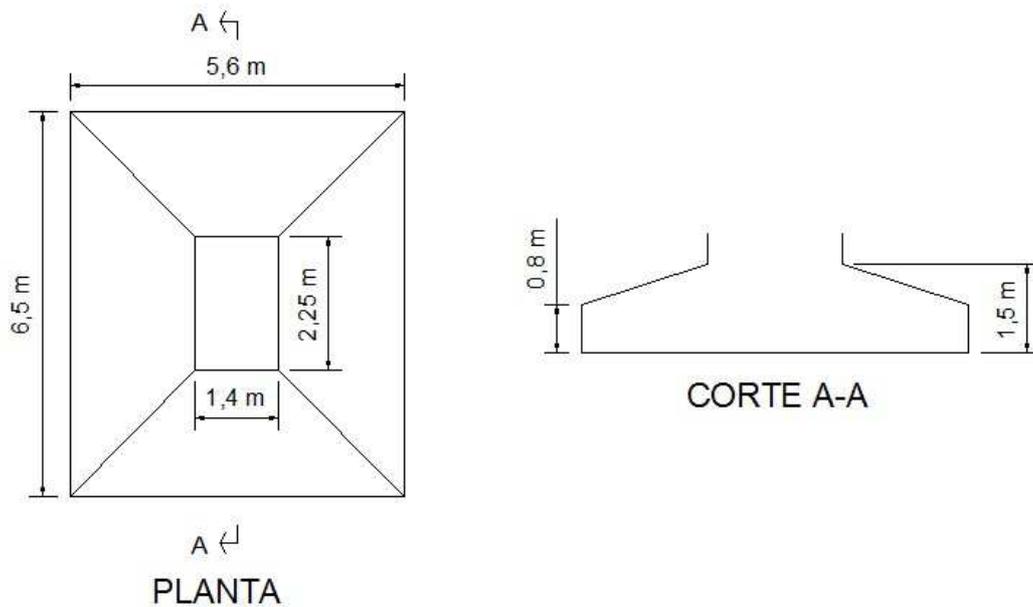


Figura 70 - Esquema da sapata com as dimensões obtidas no pré-dimensionamento

A concretagem da sapata será considerada como realizada em uma única etapa. A Figura 71 ilustra a geometria do modelo adotado para as análises numéricas, gerada no software GiD, mostrando a sapata pré-dimensionada anteriormente e os semi-espacos de solo e de rocha. Considerando que o solo será escavado para a execução da sapata e que, assim, não haverá solo sobre a sapata em suas primeiras idades, o semi-espaco de solo será considerado com a mesma altura  $h_0$  do paralelepípedo da sapata e uma largura de 3 m no entorno de tal paralelepípedo. O semi-espaco de rocha foi considerado abaixo da sapata e do semi-espaco de solo, com profundidade de 5 m. Os semi-espacos de rocha e de solo foram considerados apenas como restrições às deformações de origem térmica do concreto em suas primeiras idades e não para análise do comportamento do solo e da rocha com a sapata sob carga. Em tal modelo, não foram consideradas as formas, o concreto de regularização e impermeabilização e nem as armaduras.

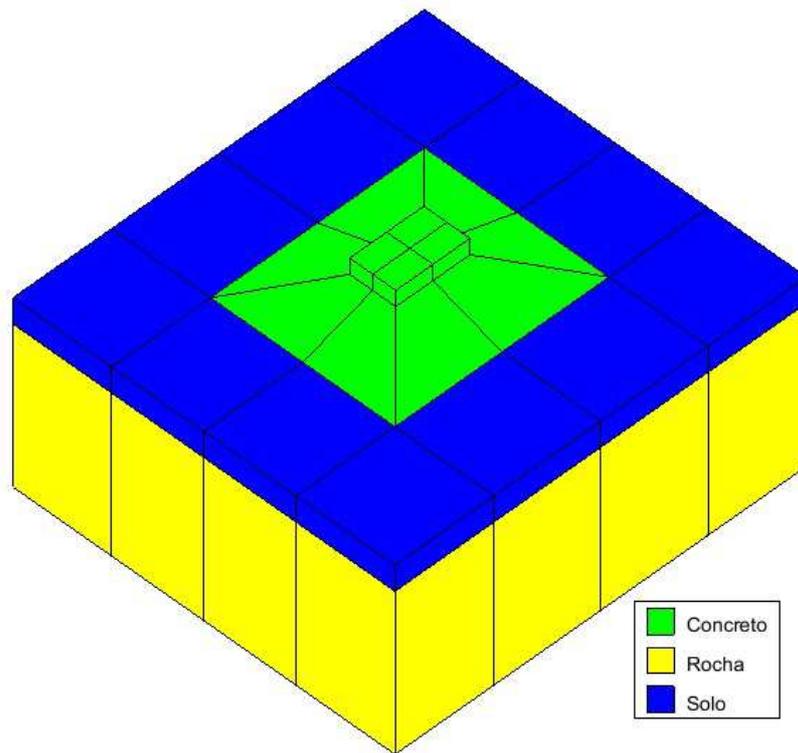


Figura 71 - Geometria do modelo adotado para as análises numéricas para a situação em questão

As condições de contorno do problema térmico nas superfícies inclinadas da sapata e no início do pilar, assim como na superfície superior do solo, foram consideradas por troca de calor por convecção, com coeficiente de troca por convecção  $h = 10 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ , conforme SILVOSO (2003). Nas interfaces entre a sapata e o solo, a sapata e a rocha e o solo e a rocha, foi considerada a troca de calor por condução entre as superfícies dos materiais.

A seção transversal do modelo adotado com a representação das restrições mecânicas adotadas é apresentada na Figura 72. Tais condições são apoios de 1º gênero tanto nas laterais da rocha e do solo quanto na base na rocha.

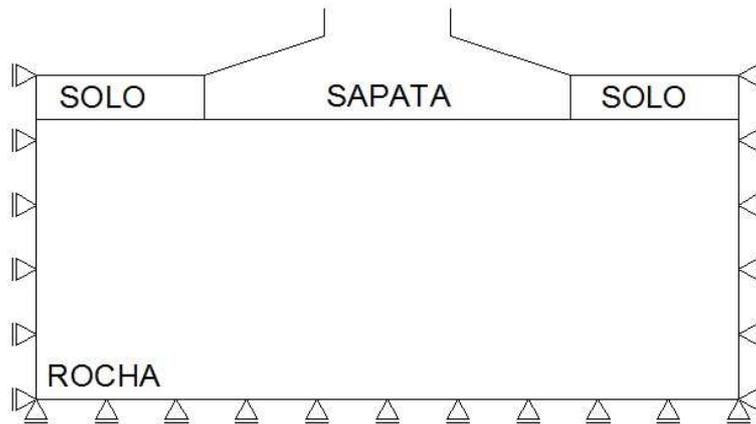


Figura 72 - Condições de contorno no módulo mecânico

Assim como a geometria, a malha de elementos finitos para a análise numérica foi gerada no software GiD, com a utilização de elementos finitos tetraédricos. Numa primeira tentativa de discretização, a malha foi gerada através do *default* do GiD, com elementos de dimensão máxima de 0,44 m. Esta primeira malha gerada é ilustrada na Figura 73.

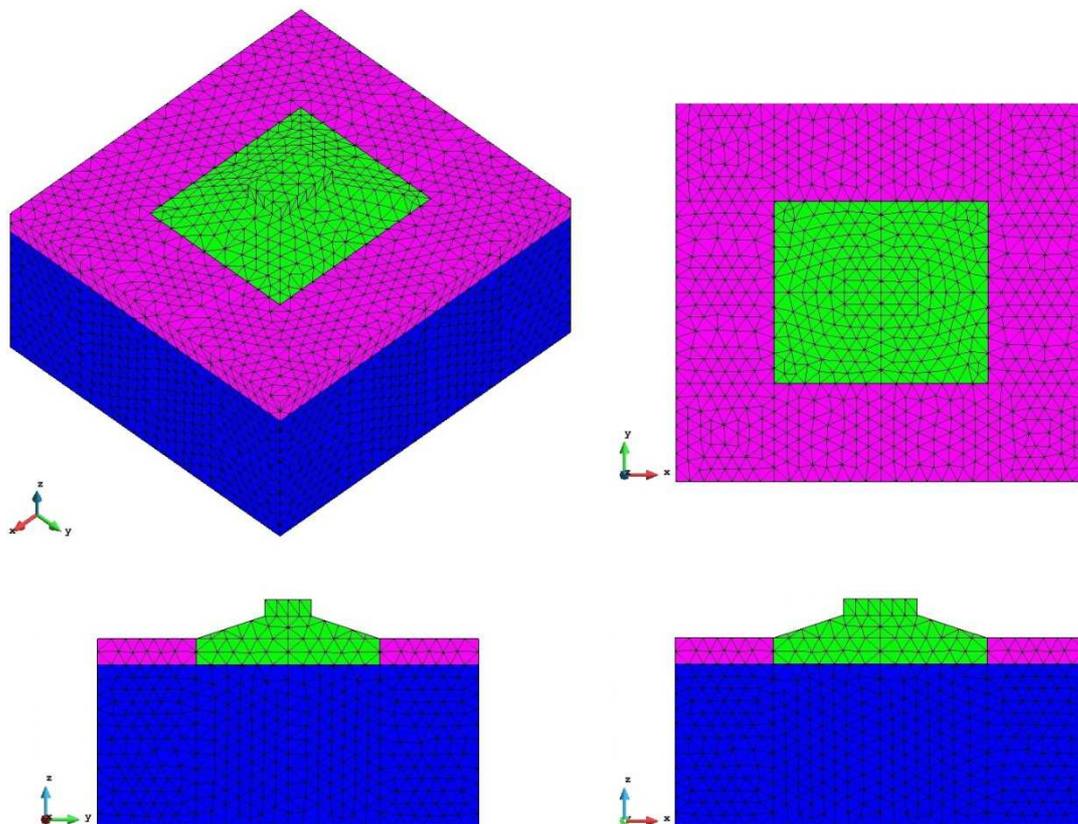


Figura 73 - Malha obtida na primeira tentativa de discretização

Esta primeira malha gerada é formada por 100506 elementos e 18623 nós. Contudo esta malha não possibilita um grau de refinamento adequado do concreto, com apenas 3 ou 4 elementos ao longo da altura da sapata, não propiciando a precisão adequada para a representação do fenômeno em estudo. Desta forma, procedeu-se a uma segunda tentativa de discretização, com elementos de dimensão máxima de 0,15 m, de modo a gerar cerca de 10 elementos ao longo da altura da sapata, possibilitando um adequado grau de refinamento do concreto. A segunda malha gerada é ilustrada na Figura 74.

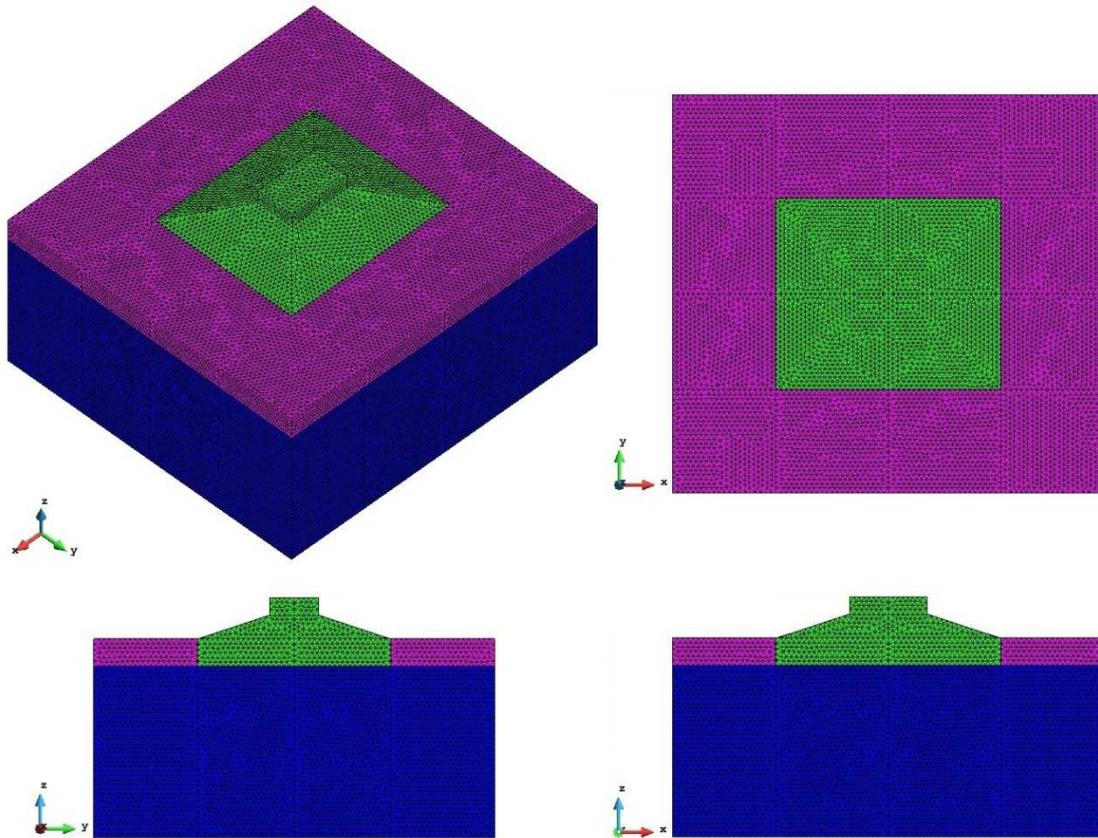


Figura 74 - Malha obtida na segunda tentativa de discretização

A segunda malha gerada é formada por 2525895 elementos e 441566 nós. Embora proporcione um adequado grau de refinamento do concreto, que é o foco do problema, esta malha apresenta uma discretização mais refinada que o necessário para o solo e para a rocha, causando um custo computacional para a realização das análises numéricas além do necessário. Com isso, a fim de reduzir o custo computacional para a realização das análises numéricas sem perder o adequado grau de refinamento do concreto, foi gerada uma terceira malha, com elementos de dimensão máxima de 0,15 m

no concreto, de 0,40 m no solo, a fim de gerar 2 elementos ao longo da camada de solo, e de 0,75 m na rocha. Esta terceira malha gerada é ilustrada na Figura 75.

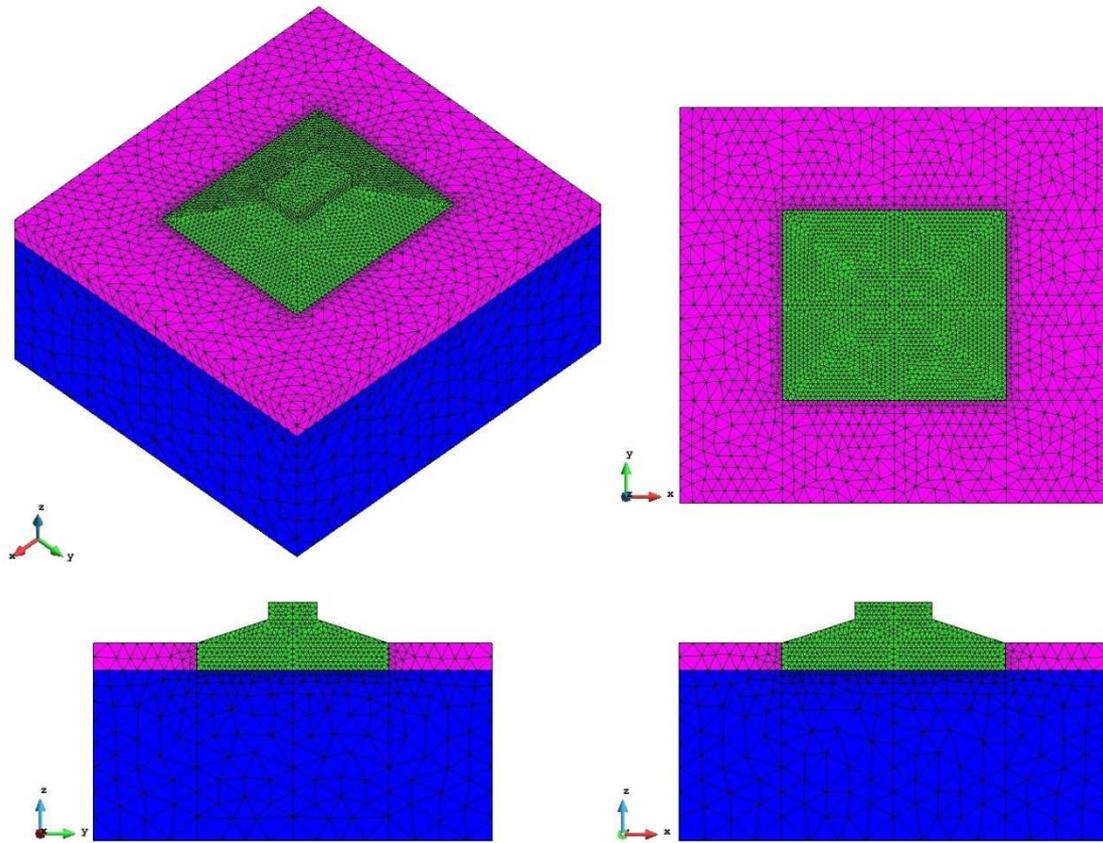


Figura 75 - Malha obtida na terceira tentativa de discretização

Esta terceira malha, que foi a utilizada nas análises numéricas, é formada por 182229 elementos e 32897 nós.

Na Tabela 22, são apresentadas as propriedades da areia compacta e da rocha alterada consideradas nas análises numéricas. Foi levado em conta que a massa específica é o peso específico dividido pela aceleração da gravidade ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) e que o módulo de elasticidade de uma rocha alterada pode ser considerado da ordem de 50% do módulo de elasticidade da respectiva rocha sã ([http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/11328/11328\\_3.PDF](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/11328/11328_3.PDF)).

As propriedades consideradas comuns aos concretos estudados nas análises numéricas são apresentadas na Tabela 23. Além destas propriedades, a curva de elevação adiabática da temperatura considerada para ambos os concretos é a obtida no item 5.2 para a mistura CR, conforme justificado em tal item, por ajuste dos parâmetros da

Função Hill na análise numérica termo-química do ensaio de fissuração, com seguintes parâmetros ajustados:  $T_{máx} = 60^{\circ}\text{C}$ ;  $k = 0,6$ ;  $n = 1,4$ . Há ainda as propriedades específicas de cada concreto, determinadas experimentalmente, para a idade de 28 dias, apresentadas no item 4.2, resumidas na Tabela 24.

Tabela 22 - Propriedades consideradas, nas análises numéricas, para a areia compacta e para a rocha alterada

|                                       | <b>Areia compacta</b>           | <b>Rocha alterada</b>           |
|---------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Calor específico (J/kgK)              | 731 <sup>a</sup>                | 920 <sup>c</sup>                |
| Condutividade térmica (W/mK)          | 8,4 <sup>a</sup>                | 2,5 <sup>d</sup>                |
| Massa específica (kg/m <sup>3</sup> ) | 2050 <sup>b</sup>               | 2400 <sup>d</sup>               |
| Coefficiente de dilatação térmica     | $1 \times 10^{-6}$ <sup>a</sup> | $1 \times 10^{-5}$ <sup>d</sup> |
| Módulo de Young (MPa)                 | 60 <sup>b</sup>                 | 25000 <sup>d</sup>              |
| Coefficiente de Poisson               | 0,3 <sup>b</sup>                | 0,2 <sup>d</sup>                |

Fontes: a - [http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/4794/4794\\_4.PDF](http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/4794/4794_4.PDF);

b - <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Parâmetros-dos-Solos-para-Cálculo-de-Fundações.pdf>;

c - <http://www.ebah.com.br/content/ABAAABgUoAC/densidade-relativa-calor-especifico>;

d - SILVOSO (2003).

Tabela 23 - Propriedades consideradas, nas análises numéricas, para os concretos

|   |                                  |
|---|----------------------------------|
| Energia de ativação (dividida pela constante universal dos gases) ( $\text{K}^{-1}$ ) | 4000 <sup>a</sup>                |
| Retração autógena   | 0 <sup>a</sup>                   |
| Patamar de percolação   | 0,1 <sup>b</sup>                 |
| Calor específico (J/kgK)  | 1050 <sup>c</sup>                |
| Condutividade térmica (W/mK)  | 2,5 <sup>c</sup>                 |
| Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )   | 2500 <sup>d</sup>                |
| Coefficiente de dilatação térmica   | $12 \times 10^{-6}$ <sup>c</sup> |
| Coefficiente de Poisson   | 0,2 <sup>c</sup>                 |

Fontes: a - SILVOSO (2003); b - SILVOSO (2003), citando TORRENTI (1992); c - ANDRADE (1997); d - NBR 6118 (2007).

Convém destacar, novamente, que, com base em SILVOSO (2003), tendo em vista que os concretos avaliados não são de alto desempenho, não apresentando um fator água-cimento baixo, a retração autógena foi desprezada na análise.

Tabela 24 - Propriedades específicas de cada concreto, consideradas nas análises numéricas, determinadas experimentalmente, para a idade de 28 dias

|   | <b>CRCV</b> | <b>CRCV1.0</b> |
|---|-------------|----------------|
| Módulo de elasticidade (GPa)                  | 26,2        | 23,4           |
| Resistência característica à compressão (MPa) | 34,5        | 26,0           |
| Resistência característica à tração (MPa)     | 3,3         | 4,3            |

O cálculo das resistências características dos concretos à compressão foi feito conforme descrito no item 5.2, com a utilização da equação (9) e da equação (10), a partir das resistências médias obtidas experimentalmente, apresentadas no item 4.2.1. A resistência à tração dos concretos analisados foi calculada com base na seguinte expressão contida na NBR 6118 (2007), a partir dos resultados de resistência à flexão obtidos experimentalmente:

$$f_{ct} = 0,7 f_{ct,f} \quad (12)$$

sendo  $f_{ct}$  a resistência do concreto à tração direta e  $f_{ct,f}$  a resistência do concreto à tração na flexão, além da utilização da equação (9) e da equação (10).

As análises numéricas foram levadas até a idade dos concretos de 28 dias e realizadas simulando três situações de temperatura de lançamento ( $T_0$ ) dos concretos: 15°C, 21°C e 30°C. Os resultados das análises serão apresentados em cortes feitos no modelo, de modo a facilitar sua visualização e compreensão, conforme definido na Figura 76. O corte A-A é paralelo aos lados maiores da base da sapata, passando exatamente pelo meio dos lados menores da base da sapata. O corte B-B é feito numa diagonal da base da sapata.

O tempo necessário para a realização de uma análise nos módulos termo-químico e mecânico com a terceira malha gerada é de cerca de 30 minutos.

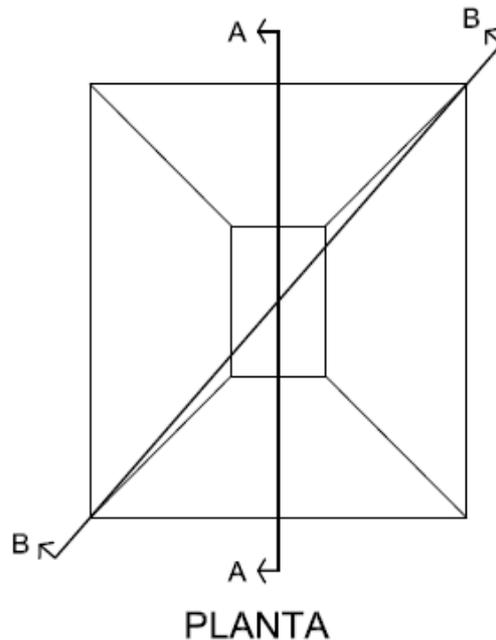


Figura 76 - Definição dos cortes para melhor visualização dos resultados das análises

### 6.1 Análise termo-química

Definidas as propriedades dos materiais a serem consideradas e a geometria do problema e gerada a malha de elementos finitos, foram então realizadas as simulações numéricas para analisar o benefício do reforço de fibras de aço no controle da fissuração de concreto em suas primeiras idades, em uma estrutura com dimensões razoavelmente grandes, definida anteriormente. Será considerado que a introdução das fibras acarrete alterações apenas nas propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração) do concreto sem o reforço fibroso, de modo que a reação de hidratação do cimento ocorra da mesma forma ao longo do tempo (mesmo grau de hidratação num determinado instante de tempo) tanto para o concreto sem reforço fibroso como para o concreto reforçado com fibras de aço e, conseqüentemente, a evolução das temperaturas seja a mesma, variando o grau de hidratação e a temperatura ao longo do tempo com a temperatura de lançamento ( $T_0$ ) do concreto.

Inicialmente foram feitas análises termo-químicas, cujos resultados foram a evolução do grau de hidratação e da temperatura no tempo, de acordo com a temperatura de lançamento do concreto. Os campos do grau de hidratação, obtidos nas análises numéricas para as diferentes temperaturas de lançamento do concreto avaliadas, são apresentados da Figura 77 até a Figura 81, para as idades do concreto respectivamente

de 12 horas, 1 dia, 3 dias, 7 dias e 28 dias. Estes resultados são apresentados no corte A-A, definido na Figura 76, para a sapata.

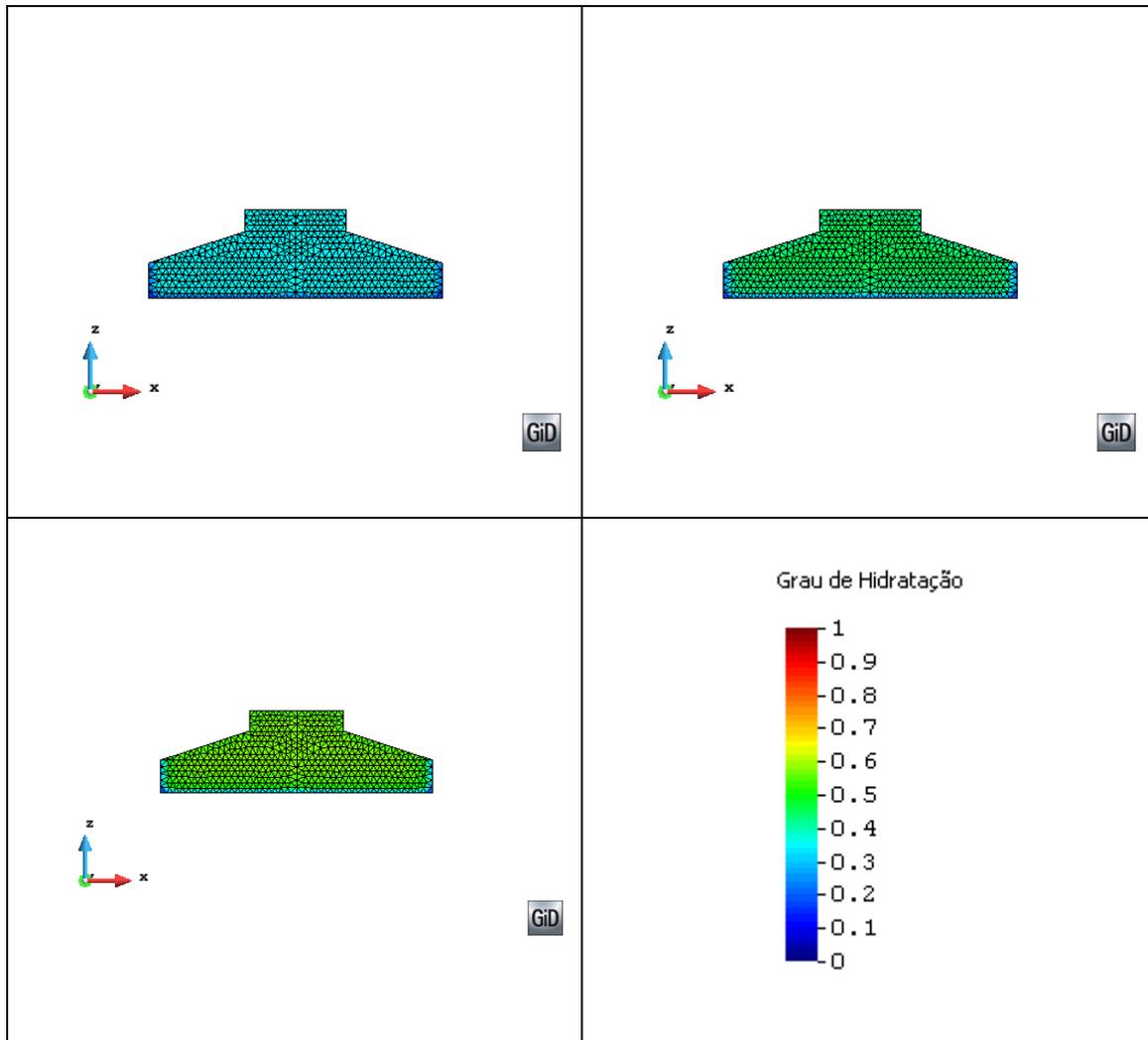


Figura 77 - Campos de grau de hidratação para a idade de 12 horas (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

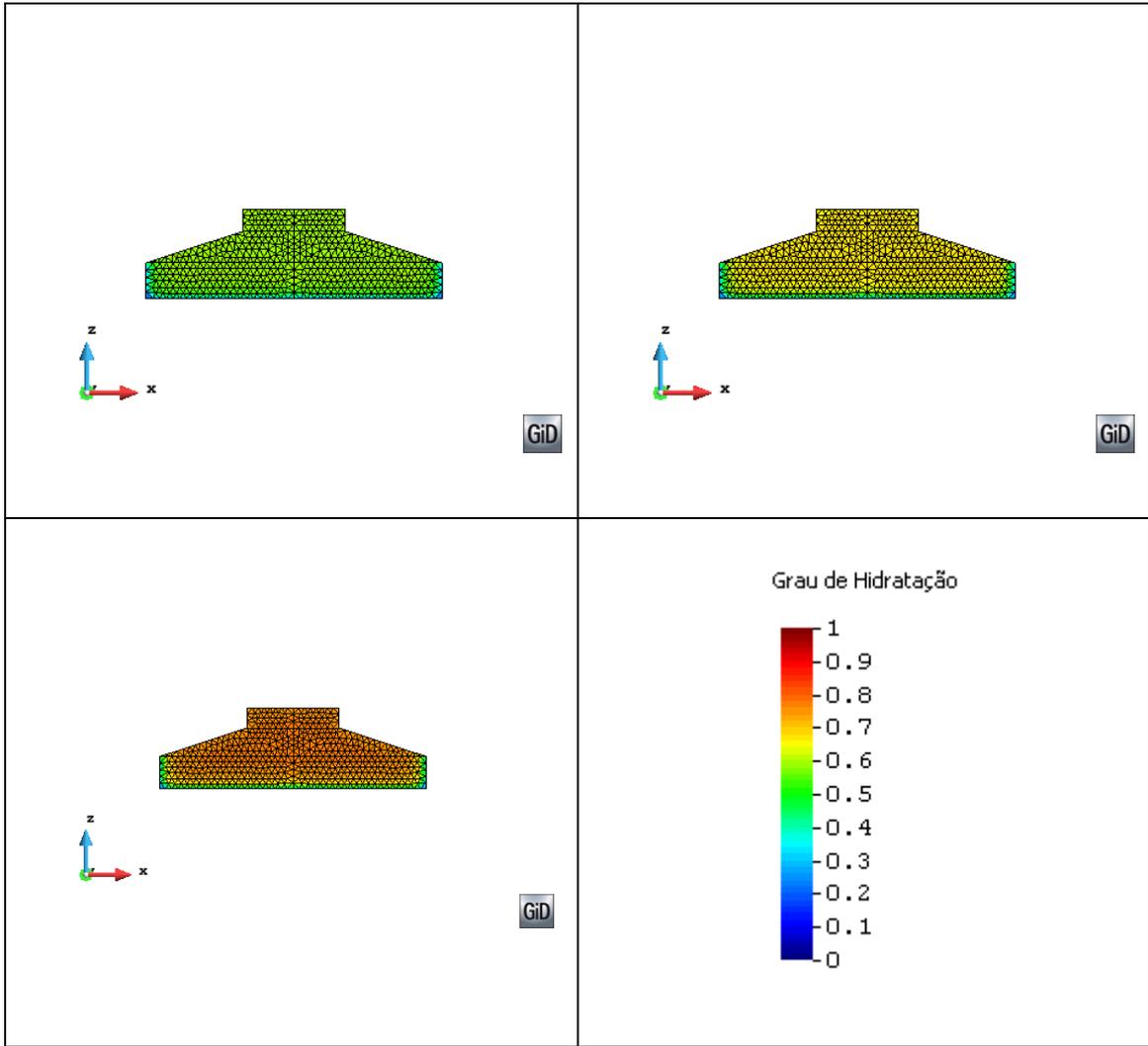


Figura 78 - Campos de grau de hidratação para a idade de 1 dia (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

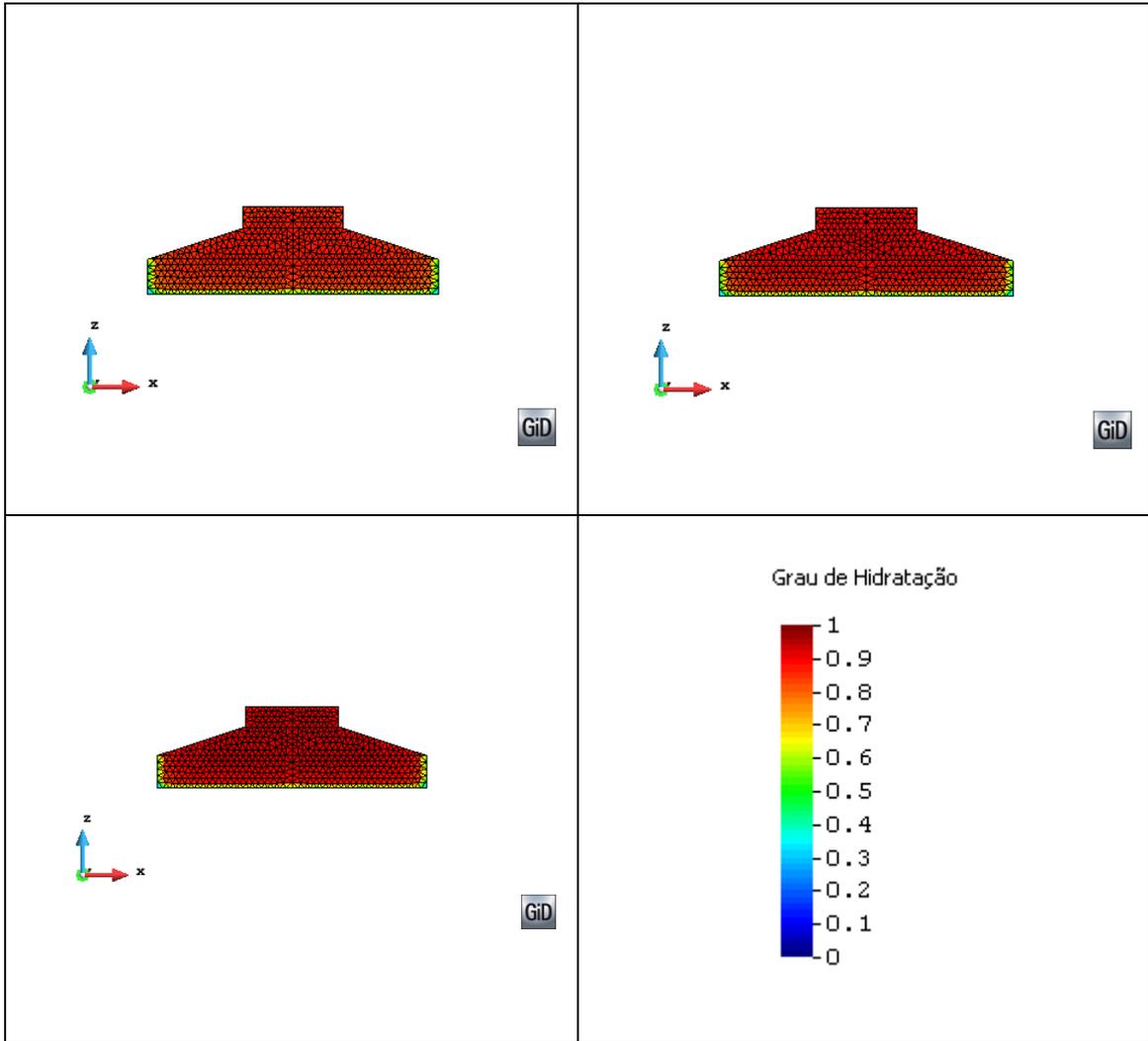


Figura 79 - Campos de grau de hidratação para a idade de 3 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

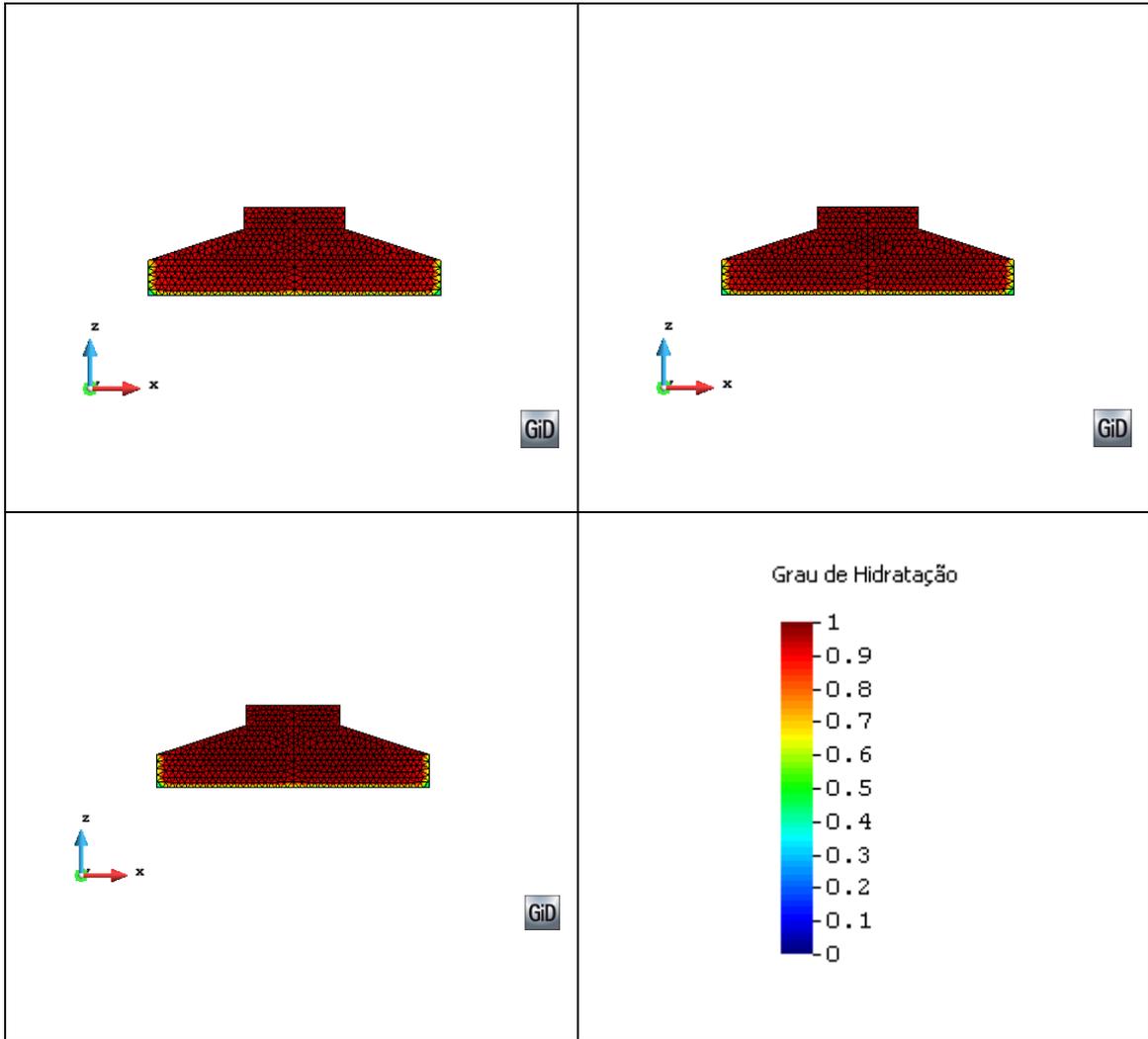


Figura 80 - Campos de grau de hidratação para a idade de 7 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

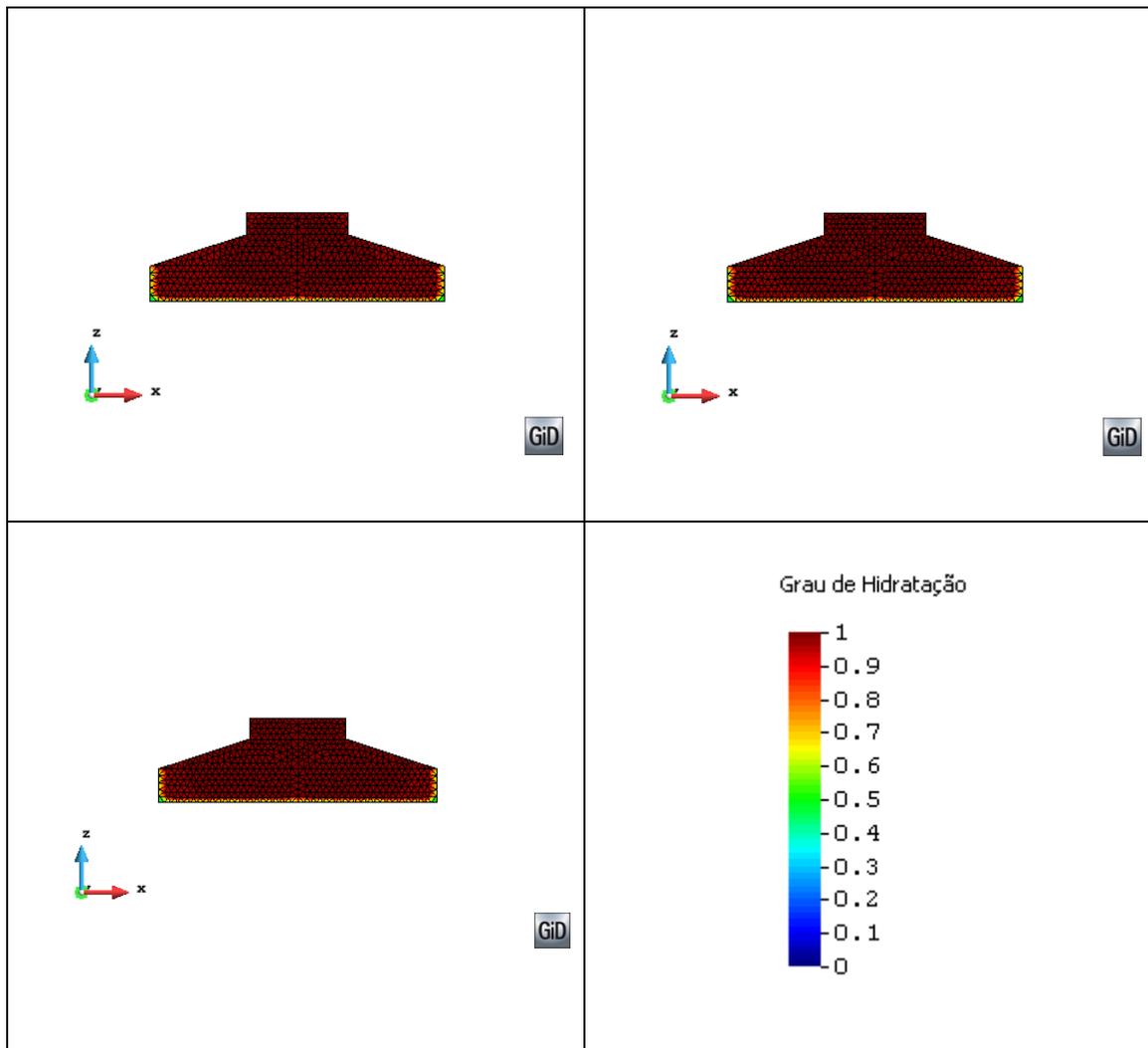


Figura 81 - Campos de grau de hidratação para a idade de 28 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

Conforme pode ser observado a partir da análise da Figura 77 até a Figura 81, os campos de grau de hidratação são praticamente constantes ao longo da sapata. Apenas nos nós próximos às interfaces da sapata com o solo e a rocha o grau de hidratação é apresentado menor, mas isso é fruto da consideração da média do grau de hidratação entre nós da sapata, com grau de hidratação sempre entre 0 e 1, e nós do solo ou da rocha, com grau de hidratação sempre igual a 0, pois tais materiais são inertes. Com isso, o grau de hidratação, num determinado instante de tempo, será considerado constante ao longo de toda a sapata e, desta maneira, as propriedades mecânicas dependentes do grau de hidratação, como resistência à tração e módulo de elasticidade, serão considerados constantes, num dado instante de tempo, ao longo da sapata. A

evolução do grau de hidratação no tempo para cada situação de temperatura de lançamento do concreto será considerada conforme as curvas apresentadas na Figura 82, tomadas a partir dos resultados para um ponto aproximadamente no centro da sapata; tais curvas podem ser melhor visualizadas na Figura 83, com o tempo em escala logarítmica.

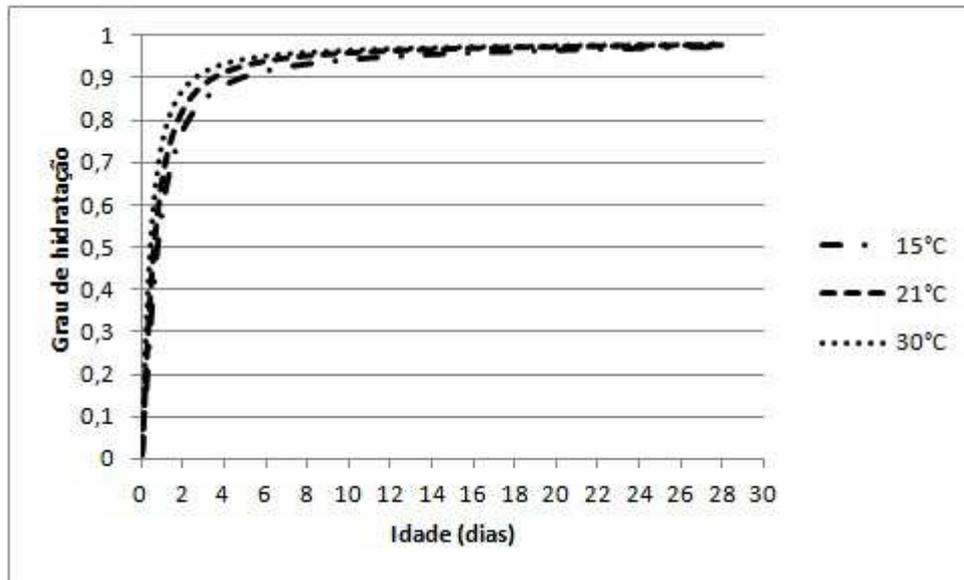


Figura 82 - Curvas grau de hidratação x tempo, com a consideração de grau de hidratação constante ao longo da sapata num determinado instante de tempo

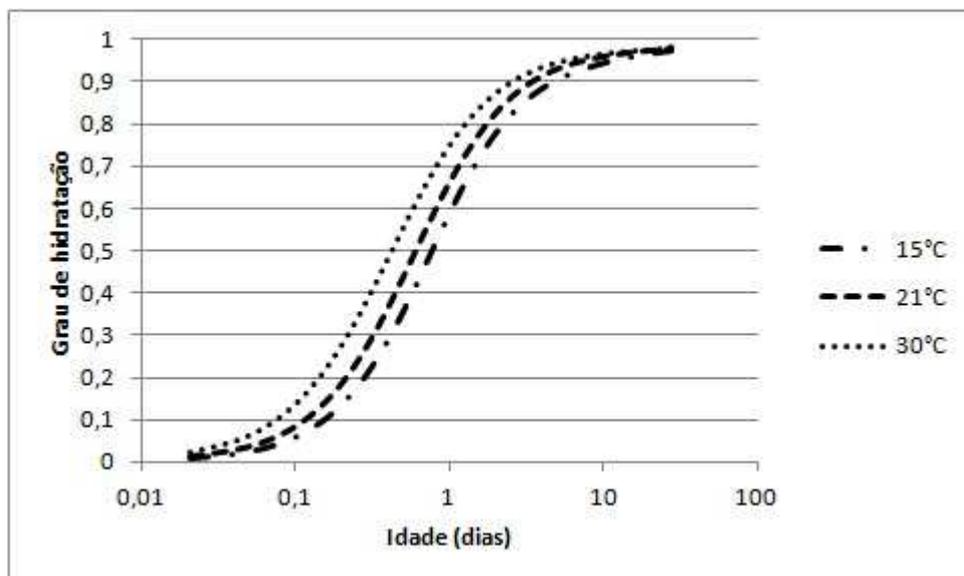


Figura 83 - Curvas grau de hidratação x tempo, com o tempo em escala logarítmica e a consideração de grau de hidratação constante ao longo da sapata num determinado instante de tempo

Pode-se observar, a partir da análise da Figura 77 até a Figura 83, que, quanto maior a temperatura de lançamento do concreto, mais rápida é sua hidratação, já que a reação de hidratação do cimento é termoativada, o que era esperado.

Desde a Figura 84 até a Figura 89, são apresentados os campos de temperatura na sapata, no solo a ela adjacente e na rocha sob ela, para as idades do concreto respectivamente de 12 horas, 1 dia, 3 dias, 7 dias, 14 dias e 28 dias. A Tabela 25 apresenta as temperaturas máximas obtidas na análise numérica e idade em que ocorrem em função da temperatura de lançamento do concreto. Estes resultados, assim como os campos de grau de hidratação, são apresentados no corte A-A, definido na Figura 76.

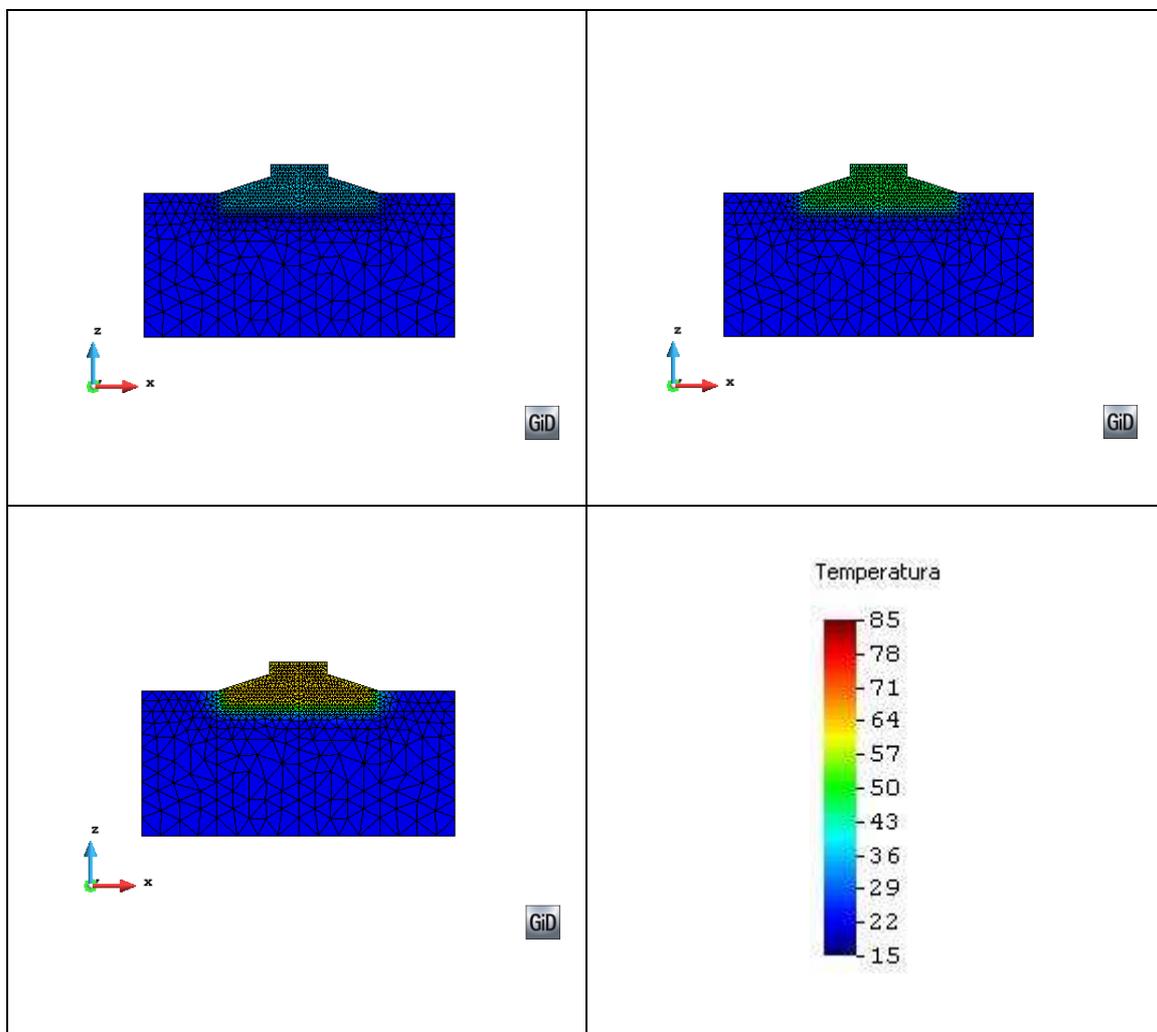


Figura 84 - Campos de temperatura para a idade de 12 horas (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

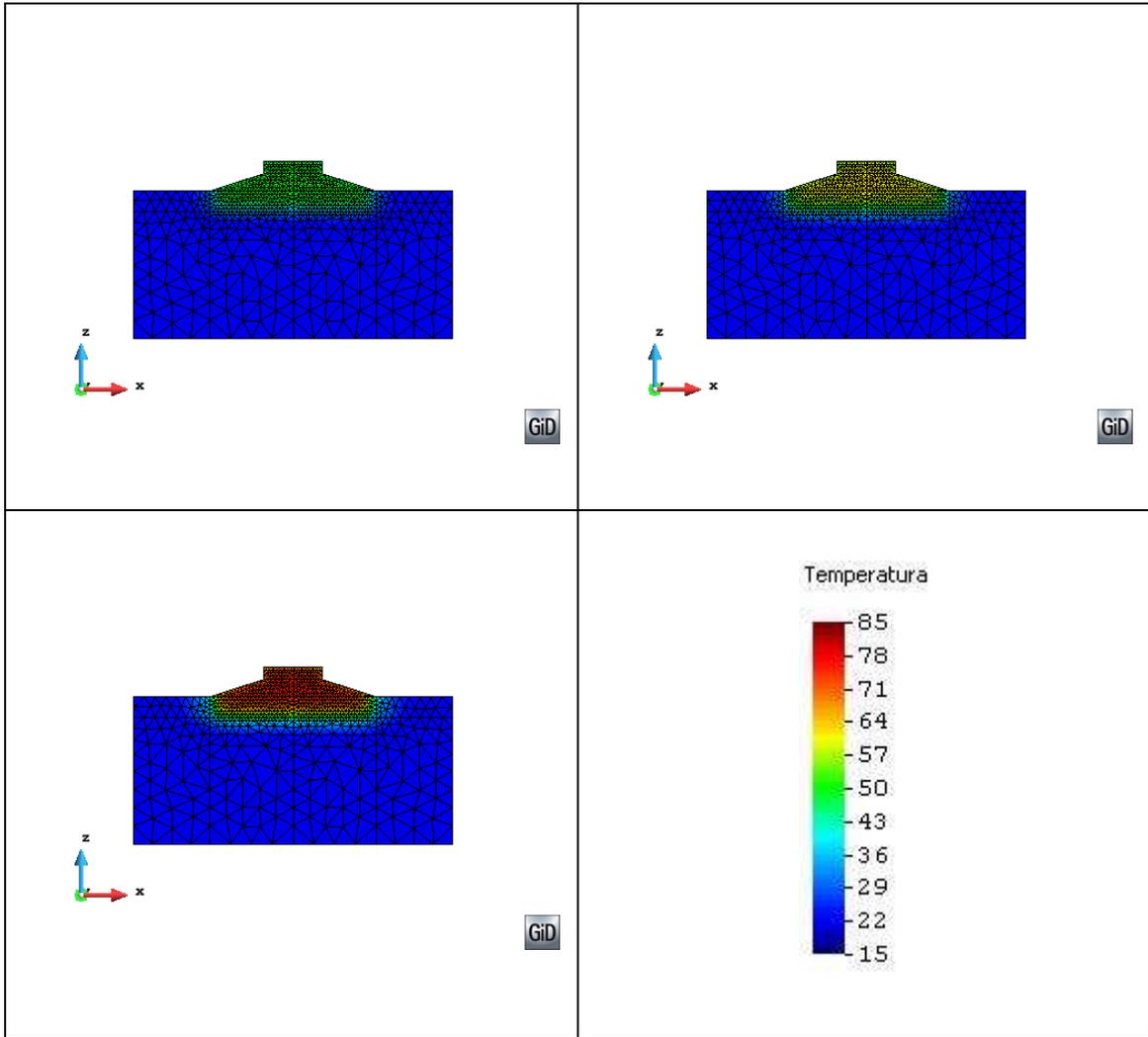


Figura 85 - Campos de temperatura para a idade de 1 dia (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

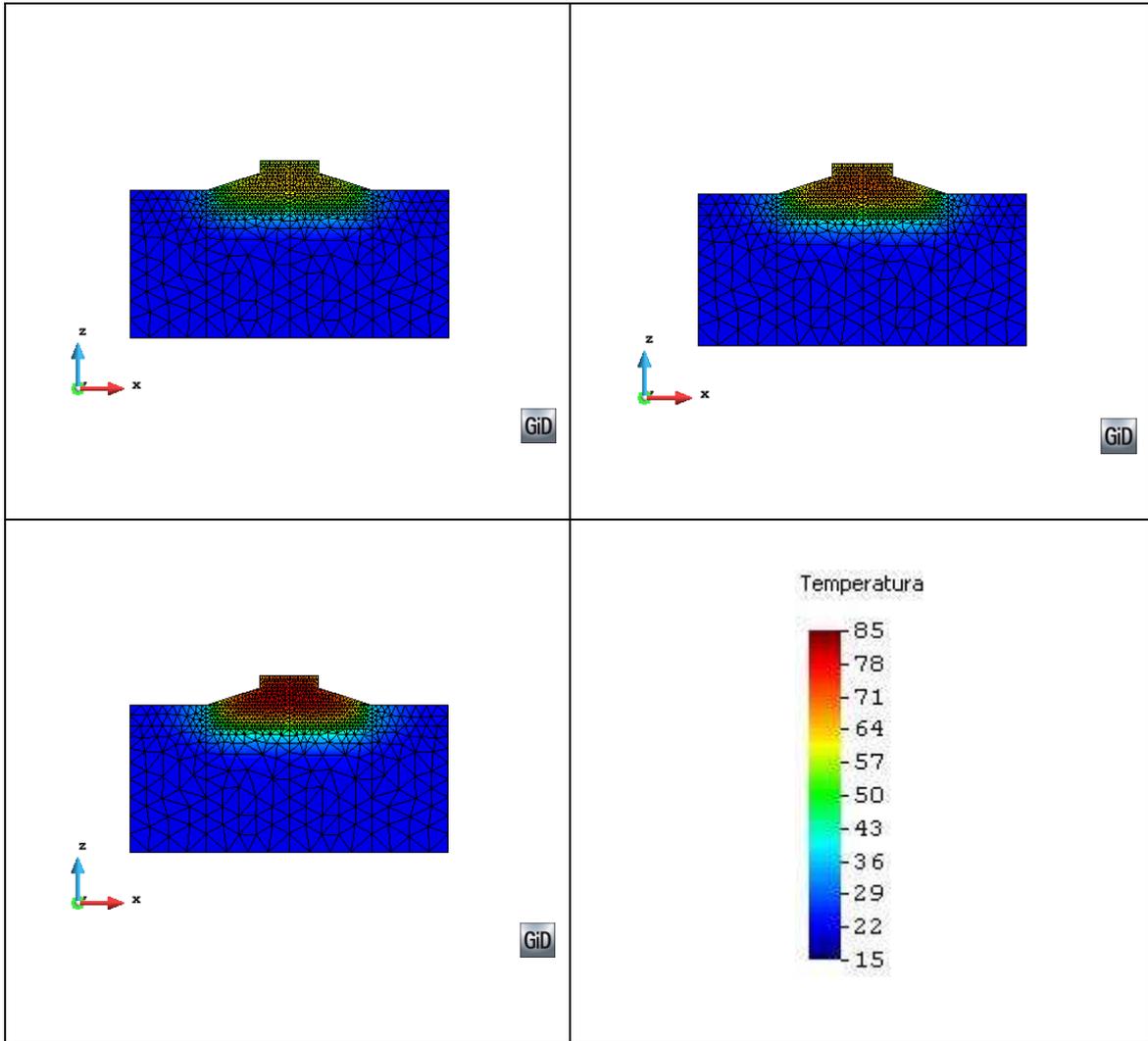


Figura 86 - Campos de temperatura para a idade de 3 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^{\circ}\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^{\circ}\text{C}$ )

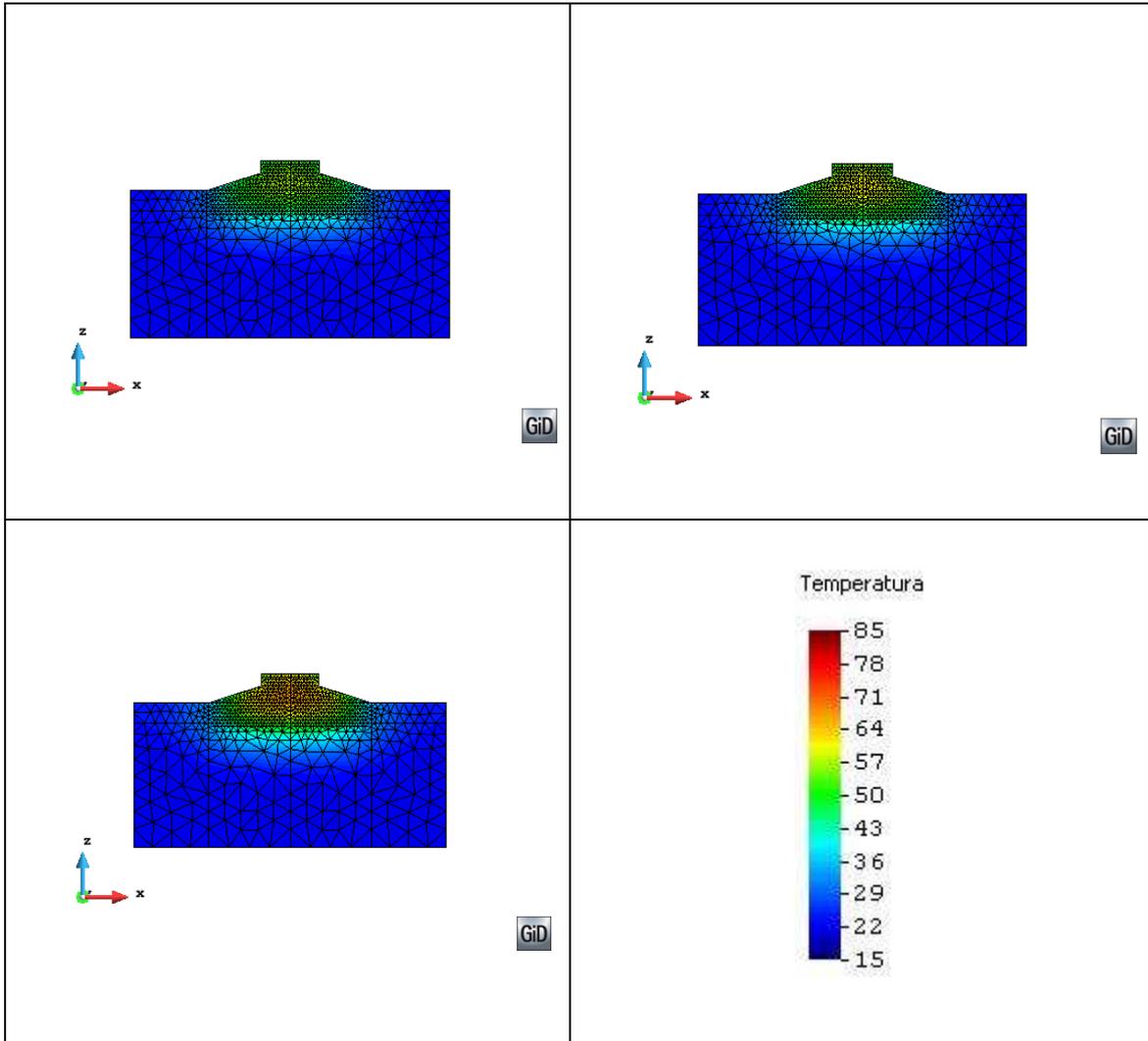


Figura 87 - Campos de temperatura para a idade de 7 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

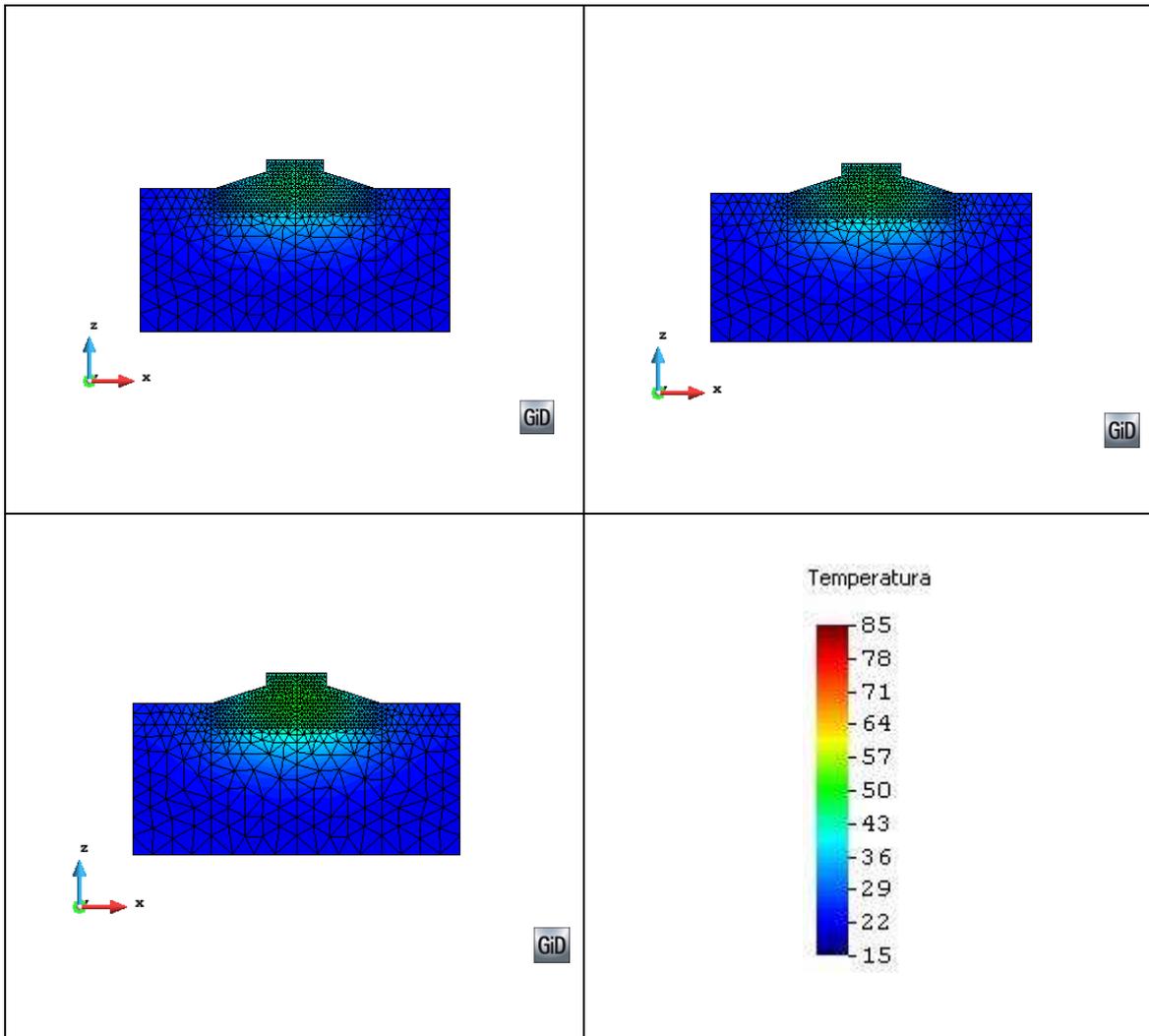


Figura 88 - Campos de temperatura para a idade de 14 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

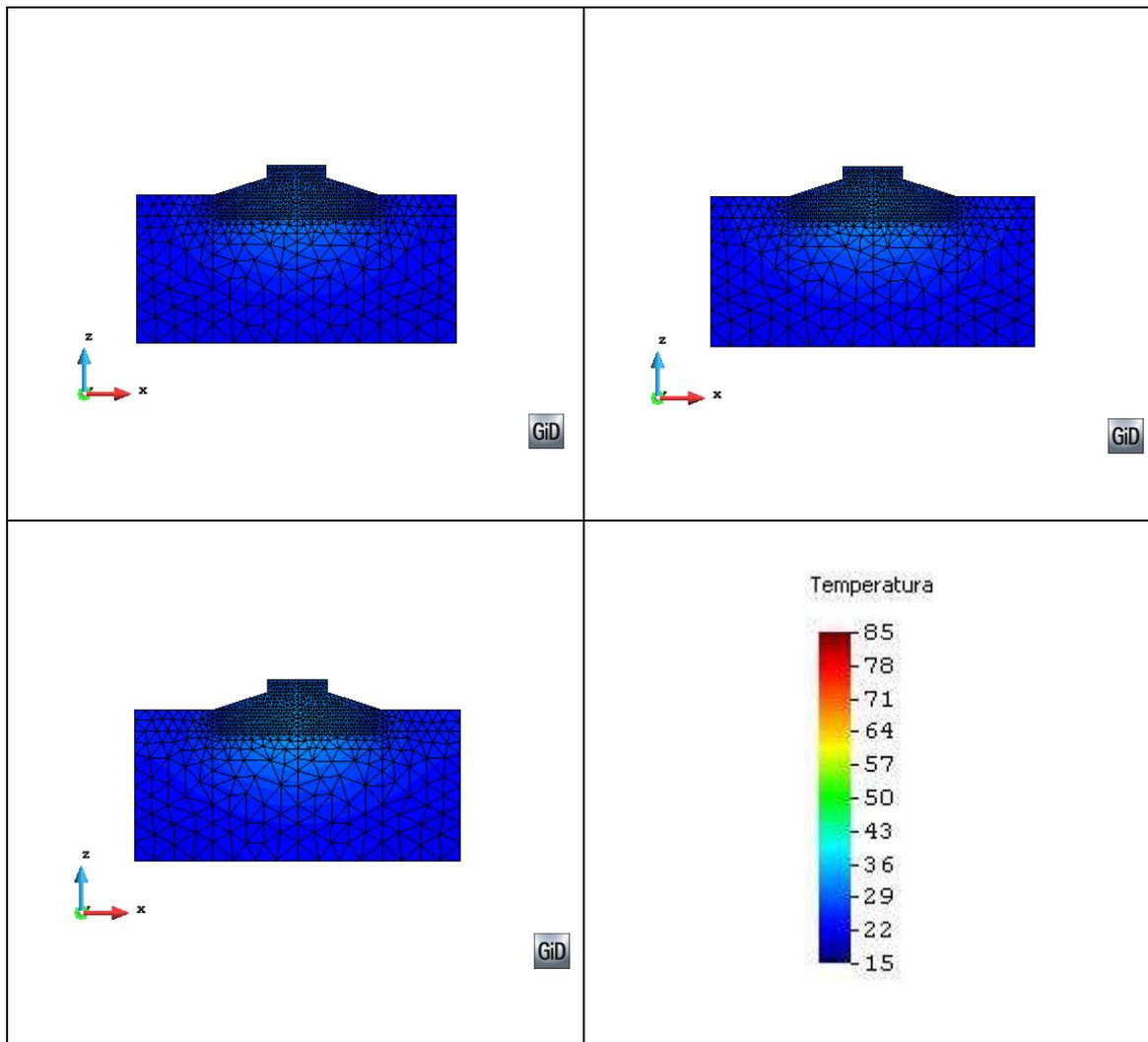


Figura 89 - Campos de temperatura para a idade de 28 dias (canto superior esquerdo:  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ ; canto superior direito:  $T_0 = 21^\circ\text{C}$ ; canto inferior esquerdo:  $T_0 = 30^\circ\text{C}$ )

Tabela 25 - Temperaturas máximas obtidas na análise numérica e idade em que ocorrem em função da temperatura de lançamento do concreto

| Temperatura de lançamento do concreto | Temperatura máxima obtida na análise numérica | Idade em que ocorre a temperatura máxima na análise numérica |
|---------------------------------------|---|--|
| ( $^\circ\text{C}$ )                  | ( $^\circ\text{C}$ )                          | (dias)   |
| 15                                    | 63,4  | 3,08   |
| 21                                    | 70,2  | 2,63   |
| 30                                    | 80,6  | 2,08   |

A partir da análise da Tabela 25 e da Figura 84 até a Figura 89, observa-se que, quanto maior a temperatura de lançamento do concreto, maior é a temperatura máxima ao qual o concreto fica submetido e mais jovem é o concreto quando da ocorrência da temperatura máxima, reforçando o que foi exposto no item 1.1 sobre a necessidade do controle de temperatura do concreto na execução de uma estrutura e em suas primeiras idades, pois, quanto maior a máxima temperatura atingida pelo concreto, maior será o gradiente térmico ao longo da seção e maiores serão as tensões de tração às quais o concreto ficará submetido. Como explicado anteriormente, a reação de hidratação do cimento é termoativada e, assim, quanto maior a temperatura de lançamento do concreto, mais rapidamente se dá a hidratação e isto explica a ocorrência das temperaturas máximas em menores idades do concreto para maiores temperaturas de lançamento.

## 6.2 Análise mecânica

Após as análises termo-químicas, foram realizadas as análises no módulo mecânico, com o cálculo das tensões às quais os concretos ficam submetidos quando do seu resfriamento e consequente retração restringida. O módulo de elasticidade e a resistência à tração do concreto foram consideradas, em função do grau de hidratação, a partir da equação (5), respectivamente, com  $b = 0,5$  e  $b = 1$ , conforme FERREIRA (2008), citando KRAUSS E HARIRI (2006). É importante ressaltar que em tais análises não foi considerada a fluência do concreto, a favor da segurança, e, sendo desprezada também a retração autógena, a equação incremental de tensões resolvida no módulo mecânico (equação (4)) fica simplificada a:

$$d\sigma = \mathbf{C}(\xi) : (d\epsilon - d\epsilon^T) \quad (13)$$

A Tabela 26 apresenta as máximas tensões de tração solicitantes na sapata obtidas através da análise numérica no módulo mecânico do modelo descrito no item 2.2.1, todas para a idade de 28 dias, idade dos concretos até a qual as análises foram levadas.

Tendo em vista que a ocorrência de fissuração se dá quando as tensões atuantes de tração no concreto superam sua tensão resistente de tração, a verificação da ocorrência de fissuração nos resultados da análise numérica se dará comparando as tensões atuantes, obtidas diretamente nos resultados da análise numérica, e as tensões resistentes, calculadas para cada idade em função do grau de hidratação e da tensão

resistente à tração obtida experimentalmente para a idade de 28 dias, através da equação (5).

Tabela 26 - Máximas tensões de tração na sapata em questão, obtidas na análise numérica do módulo mecânico do modelo descrito no item 2.2.1, todas na idade de 28 dias, até onde a análise foi levada

| $T_0$ (°C)                   | 15   |         | 21   |         | 30    |         |
|------------------------------|------|---------|------|---------|-------|---------|
|                              | CRCV | CRCV1.0 | CRCV | CRCV1.0 | CRCV  | CRCV1.0 |
| $\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa) | 5,08 | 4,50    | 7,71 | 6,90    | 11,84 | 10,60   |

Para tal finalidade, o grau de hidratação na idade de 28 dias será tomado igual a 1. As tensões resistentes de tração dos concretos em função do grau de hidratação foram calculadas para cada idade inteira, desde 1 até 28 dias. Desde a Figura 90 até a Figura 95, são apresentados gráficos comparativos entre as máximas tensões solicitantes de tração obtidas nas análises numéricas e as tensões resistentes de tração no concreto calculadas em função do grau de hidratação; é importante destacar que não necessariamente a máxima tensão de tração solicitante ao longo do tempo ocorra num mesmo ponto. A Tabela 27 apresenta as tensões resistentes de tração e máximas tensões solicitantes de tração para quando da abertura da primeira fissura e idade para a qual ela ocorre.

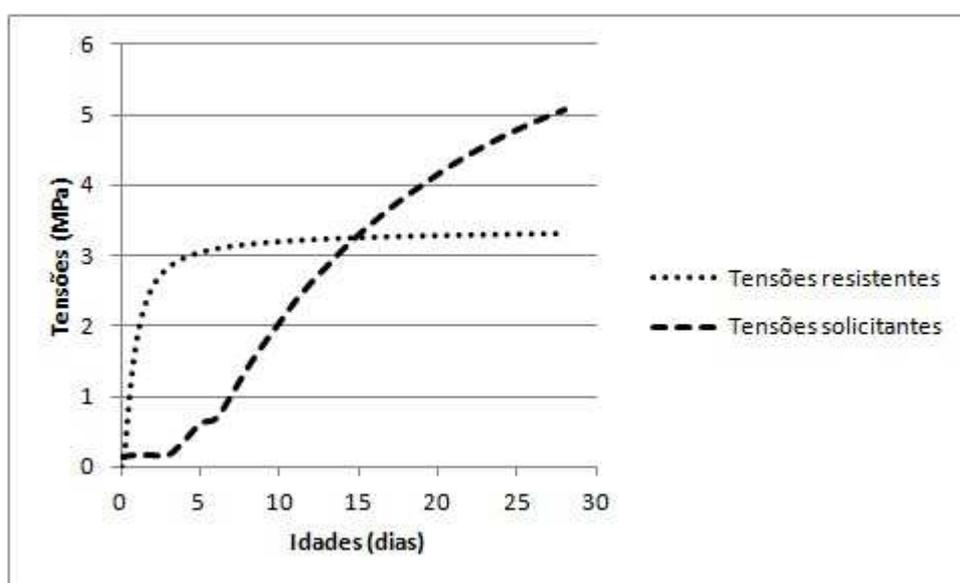


Figura 90 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento  $T_0 = 15^\circ\text{C}$

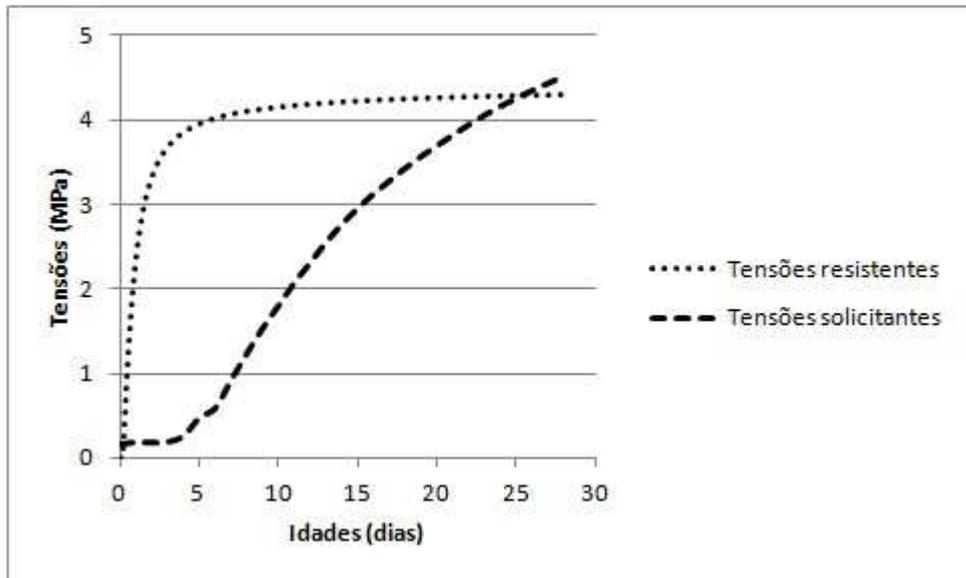


Figura 91 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento  $T_0 = 15^\circ\text{C}$

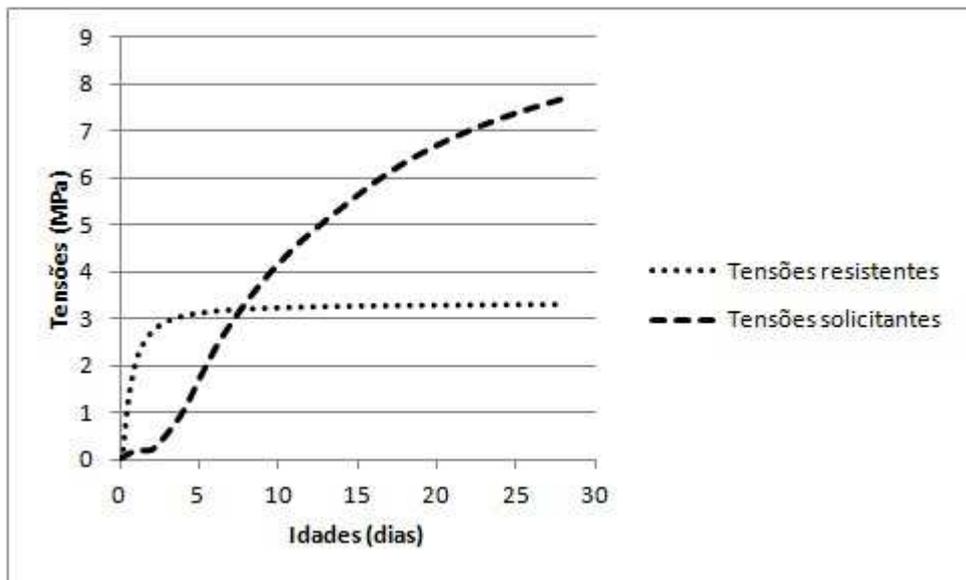


Figura 92 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento  $T_0 = 21^\circ\text{C}$

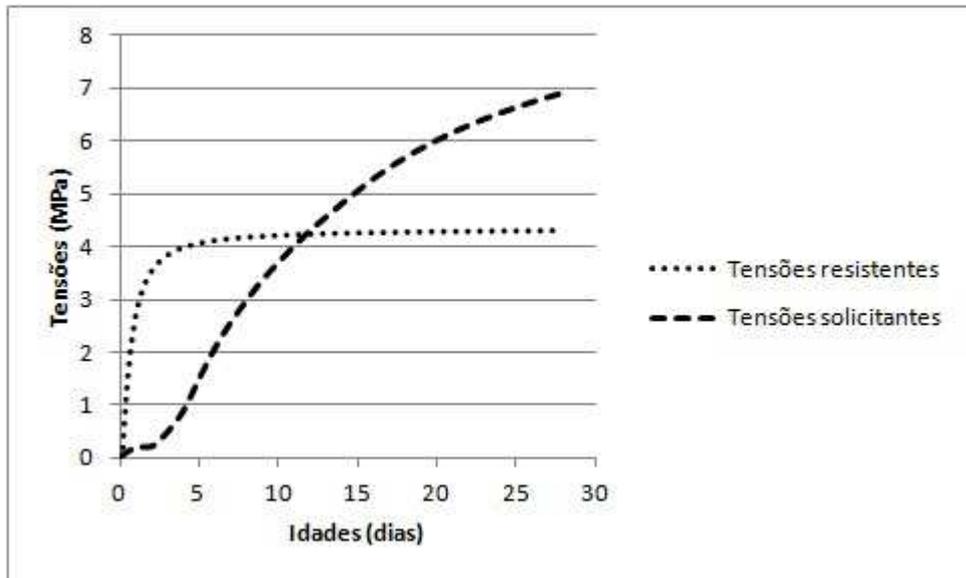


Figura 93 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento  $T_0 = 21^\circ\text{C}$

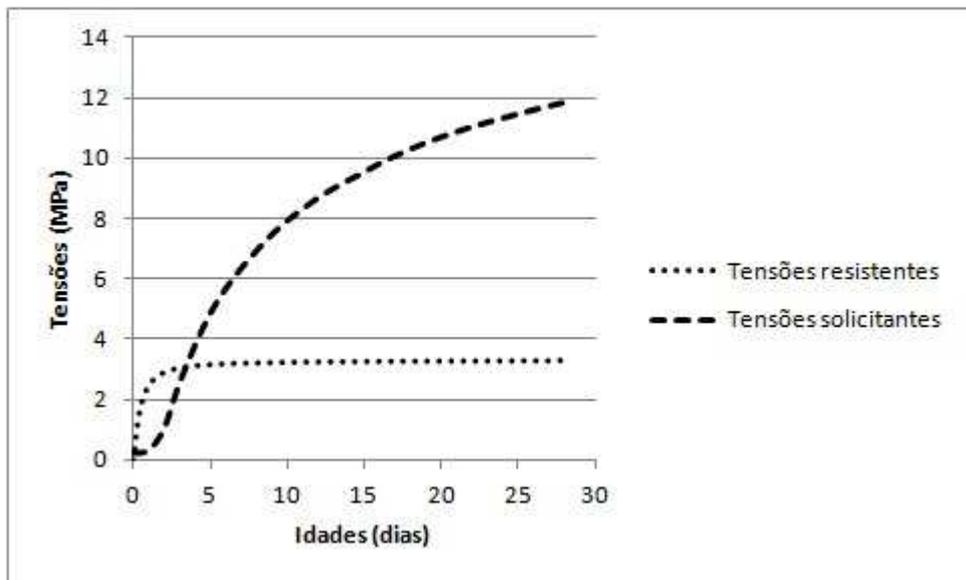


Figura 94 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV, com temperatura de lançamento  $T_0 = 30^\circ\text{C}$

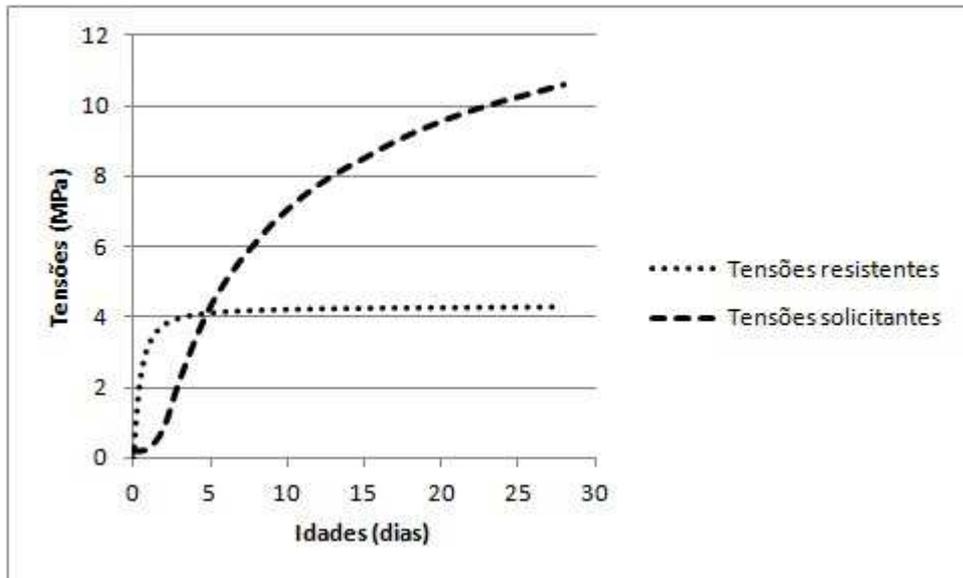


Figura 95 - Tensões resistentes de tração e tensões solicitantes máximas de tração para o concreto CRCV1.0, com temperatura de lançamento  $T_0 = 30^\circ\text{C}$

Tabela 27 - Tensões resistentes de tração e máximas tensões solicitantes de tração para quando da abertura da primeira fissura e idade para a qual ela ocorre

| Temperatura de lançamento (°C) | Concreto | Tensão resistente (MPa) | Tensão solicitante (MPa) | Idade da abertura da primeira fissura (dias) |
|--------------------------------|----------|-------------------------|--------------------------|--|
| 15                             | CRCV     | 3,24                    | 3,31                     | 15   |
|                                | CRCV1.0  | 4,29                    | 4,34                     | 26   |
| 21                             | CRCV     | 3,20                    | 3,39                     | 8  |
|                                | CRCV1.0  | 4,23                    | 4,30                     | 12   |
| 30                             | CRCV     | 3,12                    | 3,72                     | 4  |
|                                | CRCV1.0  | 4,11                    | 4,27                     | 5  |

Da Figura 96 até a Figura 101, são apresentados os campos de tensões de tração solicitantes na sapata, para os dois concretos em estudo, para as diferentes temperaturas de lançamento do concreto e diferentes idades, com o limite superior de cada legenda igual à resistência à tração do concreto na idade em questão. As regiões em que a tensão de tração solicitante é maior que a tensão resistente, ou seja, as regiões em que há fissuração, estão marcadas com a cor preta. Convém destacar que as regiões da sapata sem coloração indicam tensões de compressão. Estes resultados são apresentados no corte B-B, definido na Figura 76, assim como numa vista tridimensional.

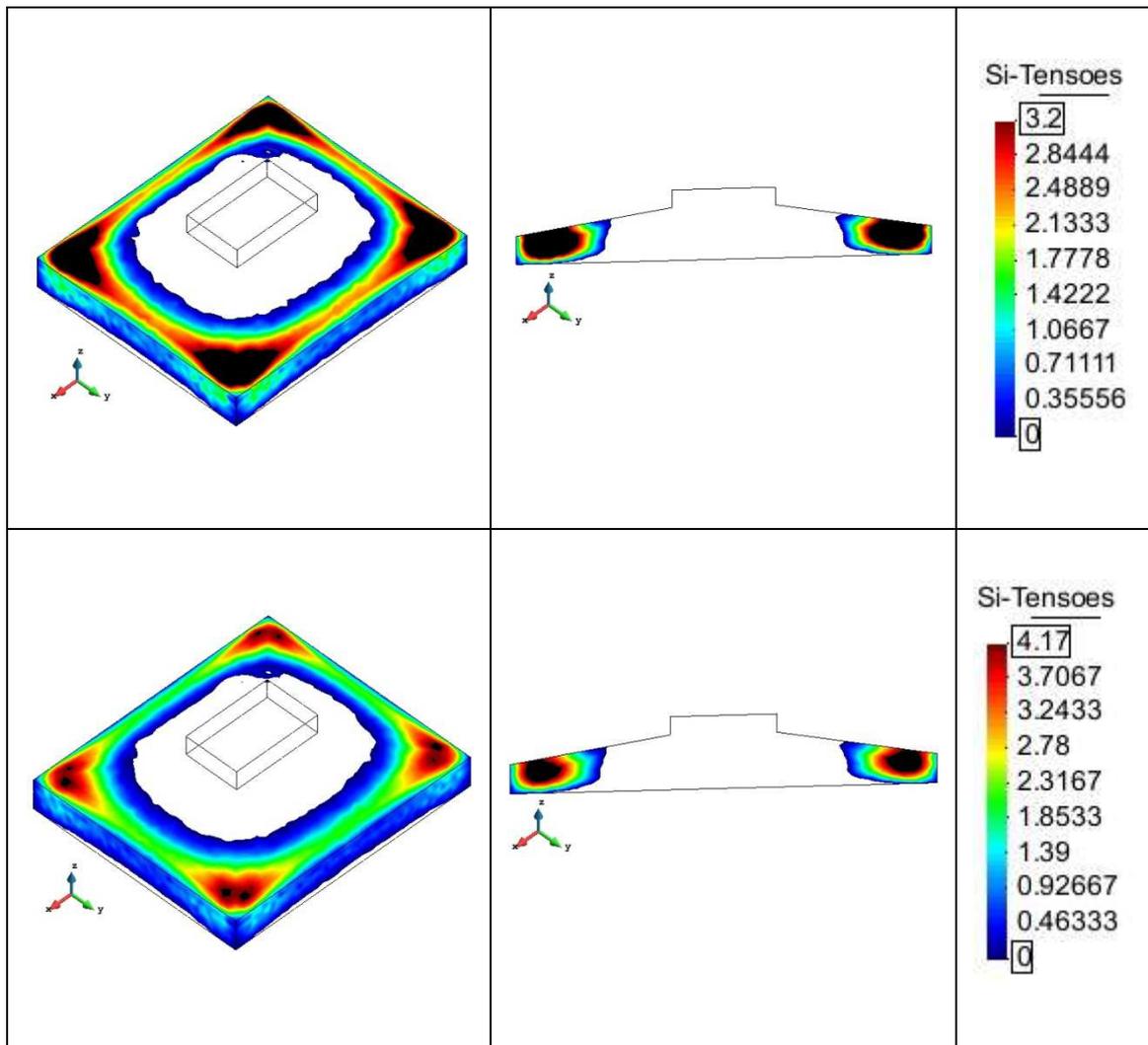


Figura 96 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 7 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 30°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)

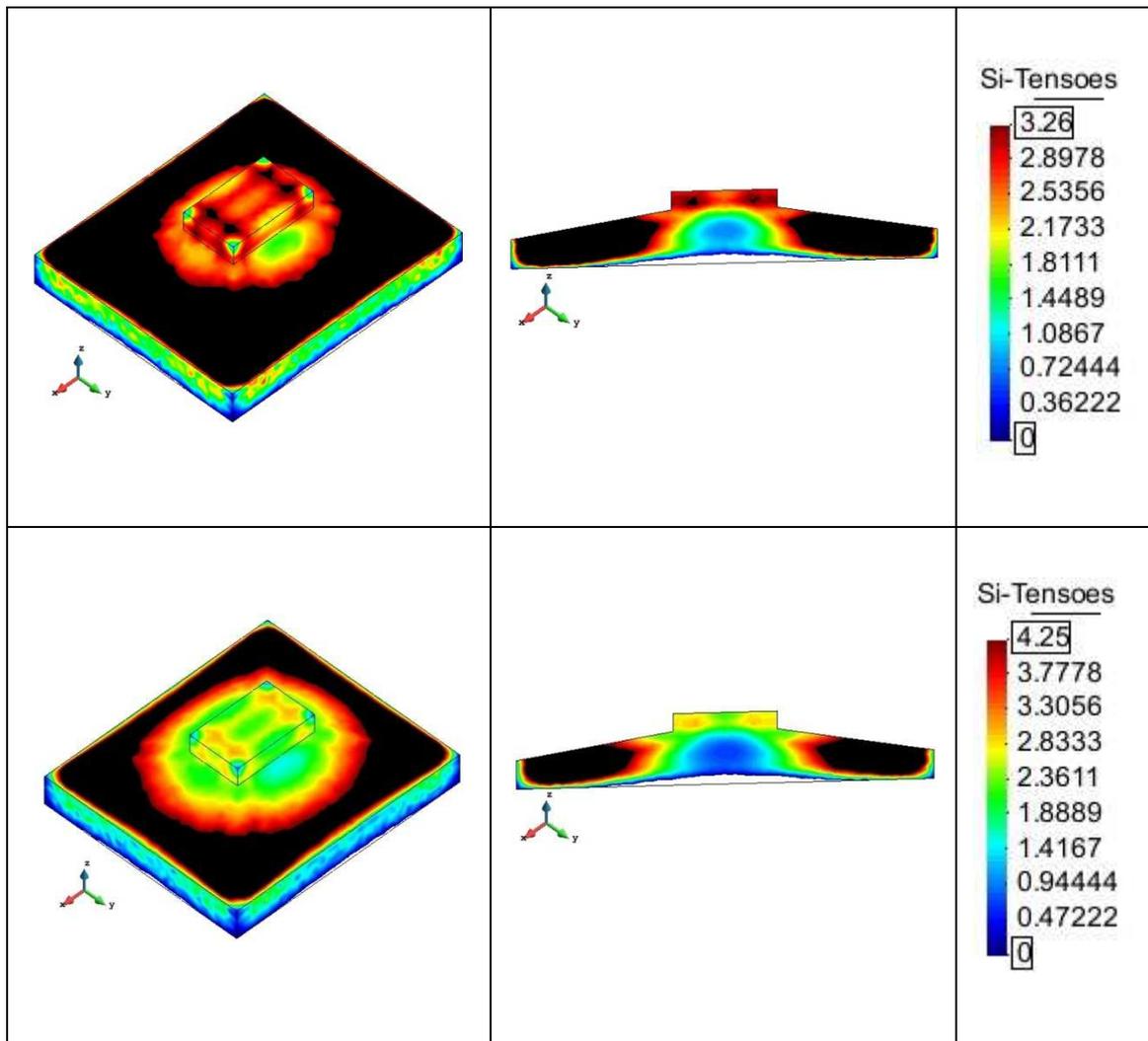


Figura 97 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 14 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 30°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)

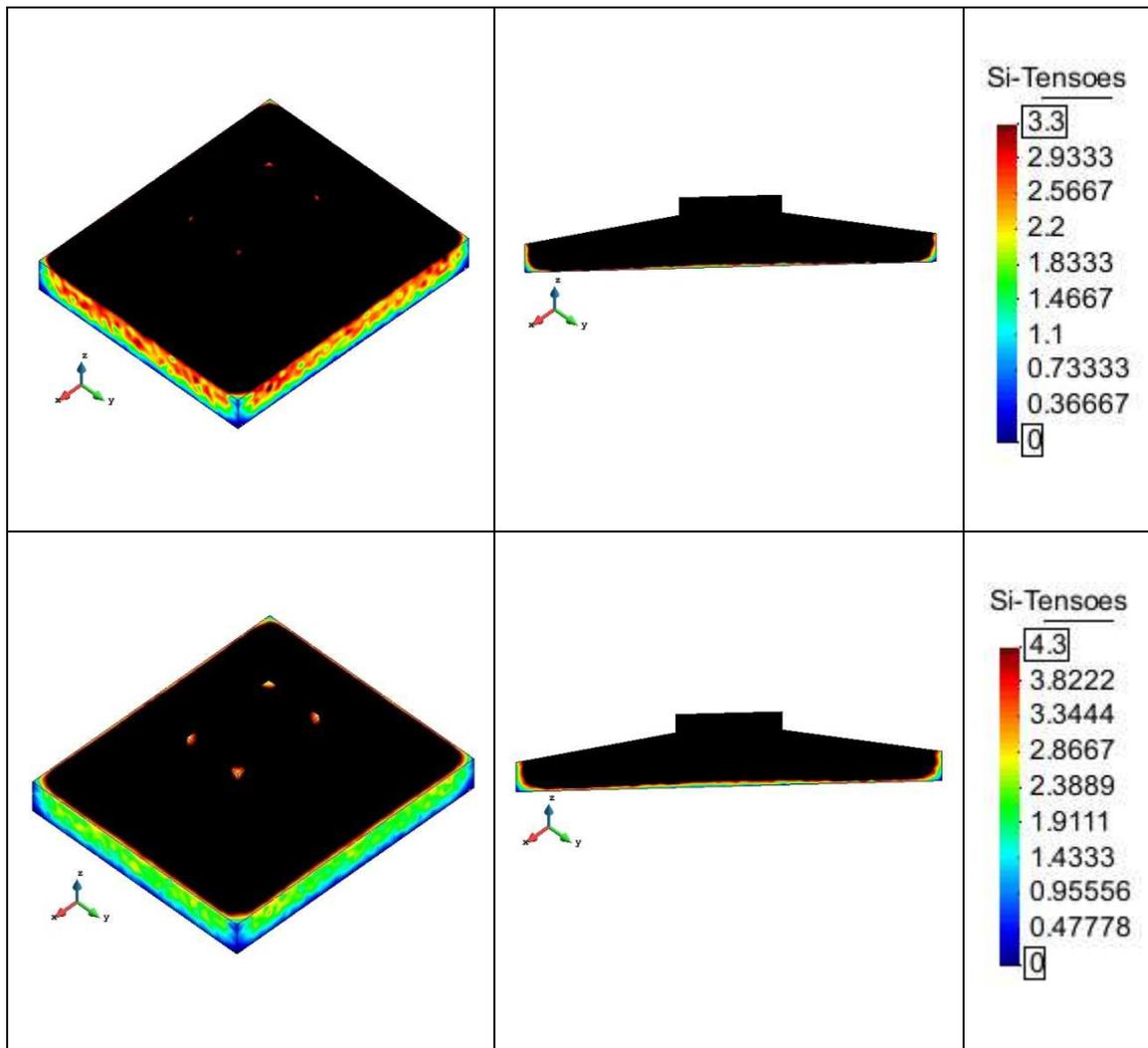


Figura 98 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 30°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0). Observa-se que praticamente toda a estrutura está fissurada, tanto para o CRCV quanto para o CRCV1.0.

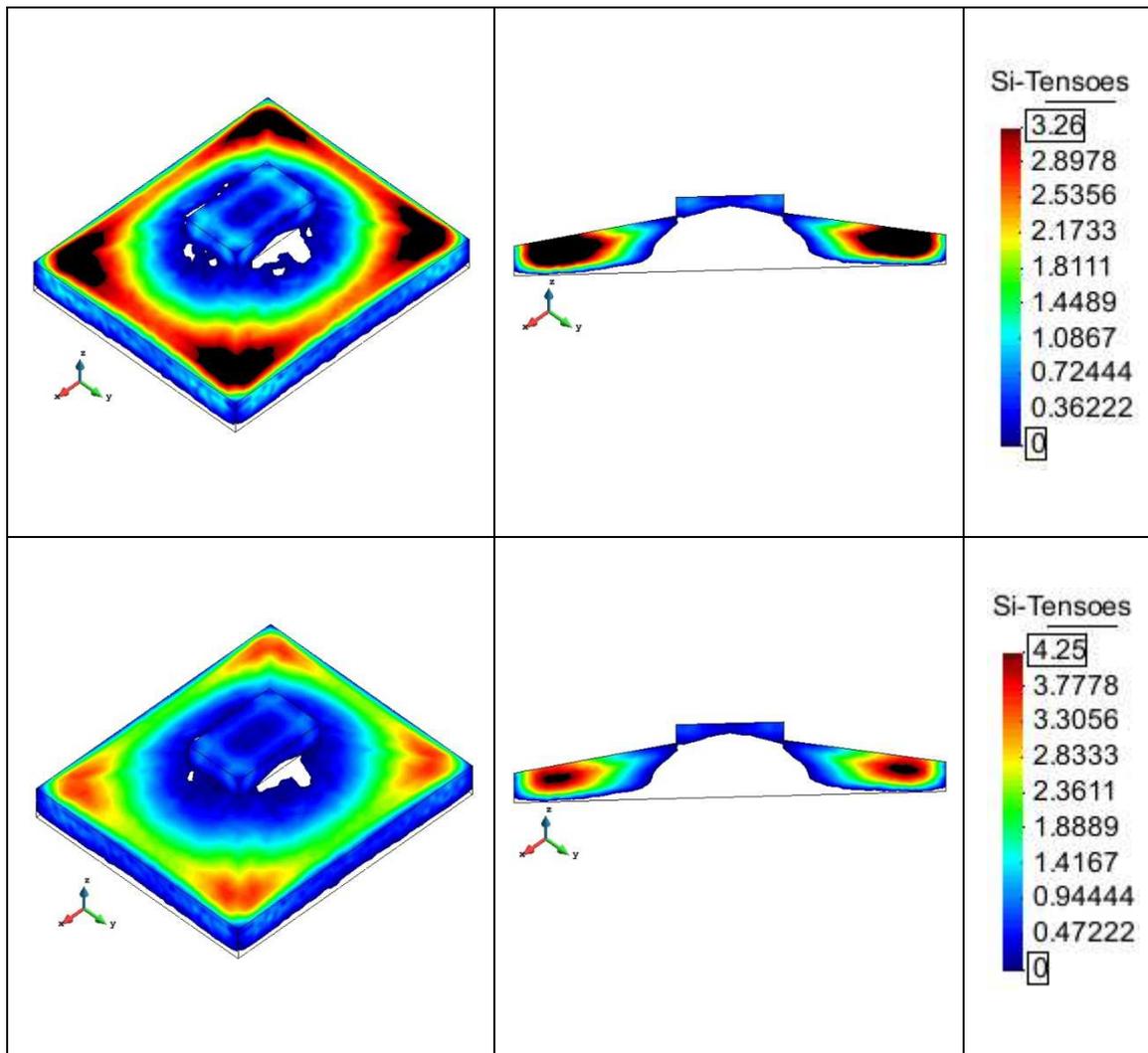


Figura 99 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 14 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 21°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)

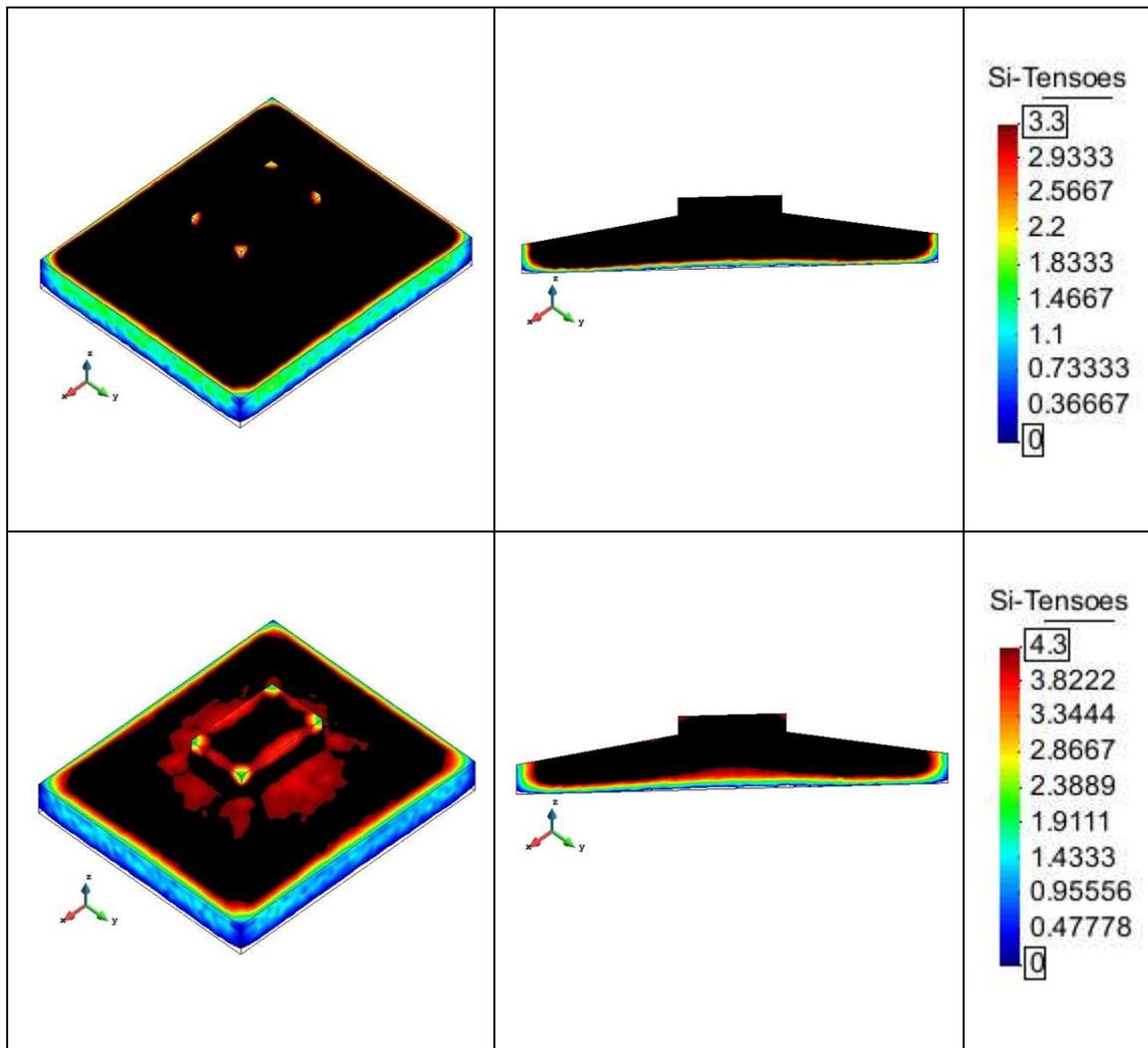


Figura 100 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 21°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0).

Observa-se, principalmente para o CRCV mas também para o CRCV1.0, que praticamente toda a estrutura está fissurada.

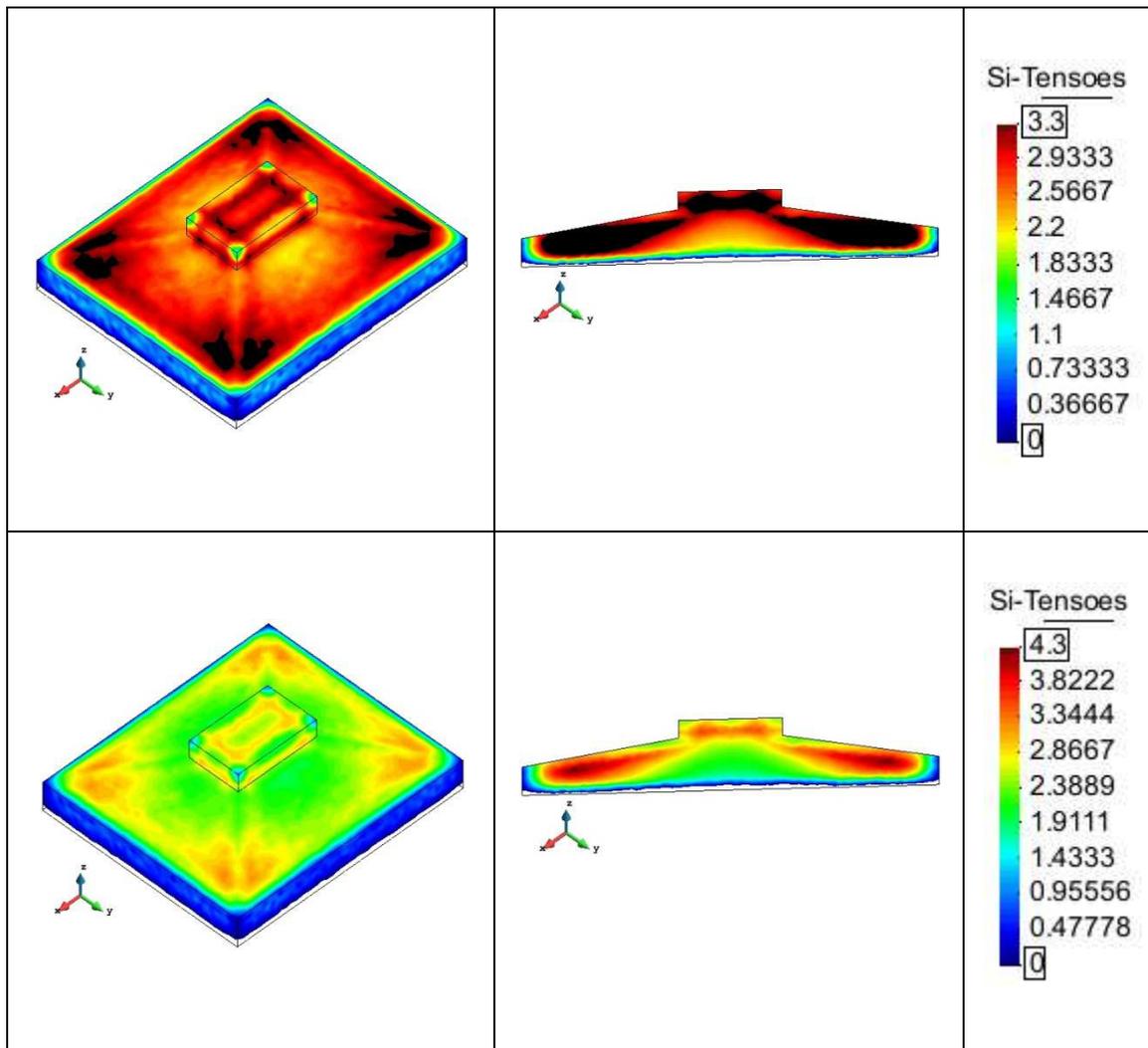


Figura 101 - Campos de tensão de tração solicitante, aos 28 dias, para os concretos com temperatura de lançamento de 15°C, com limite superior da legenda igual à resistência à tração do concreto para a idade em questão (em cima, CRCV; em baixo, CRCV1.0)

A partir da análise da Tabela 27 e desde a Figura 90 até a Figura 95 e também da Figura 96 até a Figura 101, conclui-se que quanto maior a temperatura de lançamento do concreto, maior a tensão à qual ele é submetido, numa determinada idade, e consequentemente a idade de ocorrência da primeira fissura é menor, para uma tensão menor. Verifica-se ainda que, para um mesmo concreto e uma mesma idade, a situação de maior temperatura de lançamento apresenta maior região fissurada, no caso de a tensão solicitante máxima já ter superado a tensão resistente.

Pode-se observar que os concretos com reforço de fibras de aço são submetidos a tensões ligeiramente inferiores às quais são submetidos os concretos sem reforço fibroso

e isso pode ser explicado pela ligeira redução do módulo de elasticidade causada pela introdução das fibras, conforme foi apresentado no item 4.2.1 e, de modo especial, na Figura 41. Além disso, os resultados das análises numéricas mostram que o reforço com fibras de aço, ao propiciar maior resistência à tração do concreto, retarda a abertura de fissuras considerando uma determinada temperatura de lançamento do concreto. Ainda, verifica-se que numa determinada idade para a qual a resistência à tração do concreto já tenha sido superada pela máxima tensão de tração solicitante, a região fissurada no concreto com reforço com fibras de aço é menor que tal região no concreto sem reforço fibroso. Por fim, o benefício do reforço fibroso ao concreto não depende de sua temperatura de lançamento, contudo, quanto maior a temperatura de lançamento do concreto, maiores serão as tensões às quais ele será submetido e, desta forma, é visível que, para a temperatura de lançamento de 30°C, o benefício propiciado pelas fibras é muito pequeno em comparação com as tensões solicitantes, de modo que, para tal temperatura de lançamento, para a estrutura estudada, executada em uma única camada, o reforço com fibras de aço em fração volumétrica de 1,0% não se justifica.

Estas conclusões deixam margem para acreditar que, certamente, o reforço com fibras de aço pode, de fato, evitar a fissuração do concreto em suas primeiras idades, numa situação em que o concreto sem reforço fibroso fissuraria, no caso desta sapata, por exemplo, para uma temperatura de lançamento do concreto menor que 15°C, para concretagem em mais de uma camada, e/ou ainda para reforço de fibras de aço ao concreto em fração volumétrica superior a 1,0%, sendo neste último caso necessário caracterizar o compósito, da mesma forma que a apresentada nos capítulos 3 e 4. Em outras palavras, em termos de projeto, é necessário estudar não somente se o material é adequado, mas sim se uma combinação entre material, processo construtivo e geometria da estrutura é adequada. Enfim, a ferramenta numérica utilizada se mostra poderosa, permitindo considerar no projeto executivo de estruturas de concreto parâmetros do material, mas também o processo construtivo e a geometria da estrutura, tudo isso com o intuito de prever uma execução adequada, conciliando os diferentes parâmetros acima citados.

## **7 Considerações finais**

Neste trabalho, foi realizada a caracterização de diferentes concretos, uma matriz e dois compósitos com reforço de diferentes frações volumétricas de fibras de aço (0,5% e 1,0%), de modo especial seus parâmetros de rigidez e resistência, com fins de aplicação prática. Estes resultados inviabilizaram o reforço de 0,5%, em volume, de fibras de aço mas justificaram o reforço de 1,0%, em volume, de fibras de aço, com melhorias no comportamento sob flexão em relação à matriz e aumento de tenacidade. Após a caracterização dos concretos, tentou-se avaliar experimentalmente o benefício do reforço com fibras de aço ao concreto no controle de sua fissuração, contudo a configuração adotada não foi adequada aos concretos estudados. Todavia a tentativa foi importante por possibilitar a obtenção da curva de elevação adiabática da temperatura do concreto ensaiado, que também foi adotada para os outros concretos. Depois, foi apresentada uma aplicação numérica com os concretos caracterizados, visando a avaliação do benefício do reforço com fibras de aço ao concreto no controle de sua fissuração em uma estrutura real.

A aplicação numérica mostrou que o reforço com fibras de aço, de fato, traz benefícios no controle da fissuração do concreto, de modo especial em suas primeiras idades. Contudo, além da consideração de diferentes materiais, a aplicação numérica mostrou a importância de se avaliar a simultaneidade da consideração de diferentes materiais e diferentes processos construtivos, considerando uma determinada geometria da estrutura. A melhor estrutura possível exequível é aquela que apresenta a combinação mais adequada de material, processo construtivo e geometria. Disso advém a importância de se caracterizar adequadamente os materiais, avaliar diferentes processos de execução e a geometria da estrutura. Quanto mais precisos forem os parâmetros conhecidos referentes a cada um destes itens, mais viável e próximo do real se tornam a simulação numérica da execução da estrutura e os resultados por ela fornecidos, de maneira a optar-se pela combinação mais adequada das variáveis acima citadas, para que a estrutura seja executada da melhor forma possível e, assim, atenda da melhor maneira aos requisitos para que ela trabalhe adequadamente.

## 8 Referências bibliográficas

ANDRADE, W.P., FONTOURA, J.T.F., BITTENCOURT, R.M. *et al.*, 1981, "Concreto massa para a Usina Nuclear de Angra dos Reis - Análise e controle da temperatura". In: *XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens*, Recife, Brasil.

ANDRADE, W.P., 1997, *Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades*. 1ª ed., São Paulo, Editora Pini.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, *Agregados - Determinação da composição granulométrica: NBR 7217*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, *Projeto e execução de fundações: NBR 6122*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, *Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão: NBR 7215*. 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, 2007, *Projeto de estruturas de concreto - procedimento: NBR 6118*. Rio de Janeiro.

(\*) ASTM C 1018, 1997, *Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third point-loading)*. Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.02, ASTM, Philadelphia.

(\*) BALAGURU, P., NAJM, H., 2004, "High-performance fiber-reinforced concrete mixture proportions with high fiber volume fractions", *ACI Materials Journal*, v. 101, n. 4, pp. 281-286.

BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.M., 2008, "Early-age behaviour of concrete nuclear containments", *Nuclear Engineering and Design*, n. 238 (2008), pp. 2495-2506.

(\*) BENTUR, A., MINDESS, S., 1990, *Fiber reinforced cementitious composites*. London and New York, Elsevier Science Publishers Ltda.

BORGES, F.P.S., 2002, *Otimização Via Algoritmo Genético do Processo Construtivo de Estruturas de Concreto Submetidos à Retração Restringida Tendo em Vista a Fissuração nas Primeiras Idades*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BRIFFAUT, M., BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.M. *et al.*, 2011, "A thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age concrete behavior of massive structures", *Cement and Concrete Research*, n. 41 (2011), pp. 56-63.

CARVALHO, A.G., 2002, *Energia de Ativação dos Concretos: Experimentação e Modelagem*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CORDEIRO, G.C., 2006, *Utilização de Cinzas Ultrafinas do Bagaço de Cana-de-Açúcar e da Casca de Arroz Como Aditivos Minerai s em Concreto*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DANZIGER, F.A.B., 2010, *Notas de aula de Introdução ao Estudo das Fundações*, Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DE FARIA, E.F., 2004, *Predição da exotermia da reação de hidratação do concreto através de modelo termo-químico e modelo de dados*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

(\*) EREN, O., CELIK, T., 1997, "Effect of silica fume and steel fibers on some properties of high-strength concrete", *Construction and Building Materials*, v. 11, n. 7-8, pp. 373-382.

FARIA, R., AZENHA, M., FIGUEIRAS, J.A., 2006, "Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab", *Cement & Concrete Composites*, n. 28 (2006), pp. 572-585.

FERREIRA, I.A., 2008, *Solução em Paralelo de um Modelo Termo-Químico-Mecânico para Concreto Jovem*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FIGUEIREDO, A.D., 2000, *Concreto Reforçado com Fibras de Aço*. Boletim técnico, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

FIGUEIREDO, A.D., 2011, *Concreto Reforçado com Fibras*. Tese de Livre-Docência, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

(\*) GRAHAM, G.M., 1911, *Suspension steel concrete*, U.S. Patent No. 983, 274, 7.

GRASLEY, Z.C., D'AMBROSIA, M.D., 2011, "Viscoelastic properties and drying stress extracted from concrete ring tests", *Cement & Concrete Composites*, n. 33 (2011), pp. 171-178.

(\*) GRÜNEWALD, S., WALRAVEM, J.C., 2001, "Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on fresh properties of self-compacting concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 31, p. 1793-1798.

(\*) HELMICH, C., 1999, *Shotcrete as part of the new austrian tunneling method: from thermochemomechanical material modeling to structural analysis and safety assessment of tunnels*. Ph.D. thesis, Technischen Universität Wien, Wien, Österreich.

HOSSAIN, A.B., WEISS, J., 2004, "Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens", *Cement & Concrete Composites*, n. 26 (2004), pp. 531-540.

(\*) KRAUSS, M., HARIRI, K., 2006, "Determination of initial degree of hydration for improvement of early age properties of concrete using ultrasonic wave propagation", *Cement & Concrete Composites*, n. 28 (2006), pp. 299-306.

LACKNER, R., MANG, H.A., 2004, "Chemoplastic material model for the simulation of early-age cracking: From the constitutive law to numerical analyses of massive concrete structures", *Cement & Concrete Composites*, n. 26 (2004), pp. 551-562.

LEE, Y., KIM, J.-K., 2009, "Numerical analysis of the early age behavior of concrete structures with a hydration based microplane model", *Computers and Structures*, n. 87 (2009), pp. 1085-1101.

(\*) 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.

LONGO, H.I., 2011, *Lajes maciças de edificações de concreto armado*. Departamento de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LONGO, H.I., 2008, *Pré-dimensionamento de estruturas de edificações*. Departamento de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

(\*) LOPES, M.M., 2005, *Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

(\*) MAIDL, B., 1991, "Stahlfaserbeton", *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften*, Berlin.

(\*) MALHOTRA, V.M., 2002, "Introduction: sustainable development and concrete technology", *Concrete International*, v. 24, n.7, pp. 22.

MARANGON, E., 2006, *Desenvolvimento e Caracterização de Concretos Auto-Adensáveis Reforçados com Fibras de Aço*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

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.

MARTINS, L.A., 2005, "Aterro sobre solo mole com blocos de EPS", *Téchne*, n. 101 (agosto de 2005), pp. 76-78.

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M, 2008, *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 3ª ed., São Paulo, Editora Pini.

MOON, J.H., WEISS, J., 2006, "Estimating residual stress in the restrained ring test under circumferential drying", *Cement & Concrete Composites*, n. 28 (2006), pp. 486-496.

(\*) NUNES, N.L., FIGUEIREDO, A.D., AGOPYAN, V., 2001, "The influence of fiber geometry on flexural toughness of steel fiber reinforced concrete". In: *International Conference Composites in Construction*, pp. 27-32, Porto.

(\*) OZYRUT, N., MASON, T.O., SHAH, S.P., 2007, "Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs", *Cement & Concrete Composites*, v. 29, Issue 2, pp. 70-79.

PEDROSA, J.V., 2010, *Concreto Reforçado com Fibras de Aço*. Monografia, Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

(\*) PORTER, H.F., 1910, "Preparation of concrete from selection of materials to final disposition", *Journal of the American Concrete Institute*, v. 6, p. 296.

(\*) RAMAKRISHNAN, V., BRANDSHAUG, T., COYLE, W.V. *et al.*, 1980, "A comparative evaluation of concrete reinforced with straight steel fibers and deformed end fibers glued together into bundles", *ACI Journal*, v. 77, n. 3, pp. 135-143.

(\*) RAMAKRISHNAN, V., COYLE, W.V., KULANDAISAMY, V. *et al.*, 1981, "Performance characteristics of fiber reinforced concrete with low fiber contents", *ACI Journal*, v. 78, n. 5, pp. 384-394.

RAMBO, D.A.S., 2012, *Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Aço Híbridas: Aspectos Materiais e Estruturais*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SACHS, A., 2013, "Calor sob controle: Concretagem de peças estruturais de grande volume exige controle tecnológico rigoroso para evitar fissuras e patologias que afetem sua durabilidade", *Téchne*, n. 190 (janeiro de 2013), pp. 30-35.

SANTOS, S.H.C., 2012, *Apostila de Concreto Armado I*. Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SHAH, H.R., HOSSAIN, A.B., WEISS, J., 2004, "Using the restrained ring test in conjunction with passive acoustic emission to quantify the role of steel fiber reinforcement in shrinkage cracking mitigation". In: *proceedings of conference on fiber composites, high-performance concretes and smart materials organized by International Center for Fiber Reinforced Concrete (ICFRC)*, Chennai, Índia.

(\*) SHI, Y., MATSUI, I., FENG, N., 2002, "Effect of compound mineral powders on workability and rheological property of HPC", *Cement and Concrete Research*, v. 32, n. 1, pp. 71-78.

SILVOSO, M.M., 2003, *Otimização da Fase Construtiva de Estruturas de Concreto em Face dos Efeitos da Hidratação Via Algoritmos Genéticos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SILVOSO, M.M., FAIRBAIRN, E.M.R., FERREIRA, I.A. *et al.*, 2008, "Cálculo Térmico 3D de Estruturas de Usina Hidrelétrica com Alta Complexidade Geométrica". In: *XXIX CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Maceió, Brasil.

(\*) SONG, P.S., HWANG, S., 2004, "Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete", *Construction and Building Materials*, v. 18, pp. 669-673.

(\*) STRUBLE, L., GODFREY, J., 2004, "How sustainable is concrete?", In: *International Workshop on Sustainable Development and Technology*, part II, pp. 201-211, Beijing, China.

(\*) SWAMY, R.N., 1975, "Evolution of fiber reinforced cement based composites", *Matériaux et Constructions*, v. 8, v. 45.

(\*) TORRENTI, J.M, 1992, "La résistance du béton au très jeune âge", *Bulletin de Liaison des LPC*, n. 179, pp. 31-41.

(\*) ULM, F.-J., COUSSY, O., 1995, "Modelling of thermochemomechanical couplings of concrete at early ages", *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, v. 121, n. 7, pp. 785-794.

VELASCO, R.V., SILVOSO, M.M., TOLEDO FILHO, R.D. *et al.*, 2008, "Análise Experimental e Numérica do Comportamento Térmico de Concretos Reforçados com Fibras de Aço". In: *Anais do 50º Congresso Brasileiro de Concreto - CBC2008*, Salvador, Brasil.

VELASCO, R.V., 2008, *Concretos Auto-Adensáveis Reforçados com Elevadas Frações Volumétricas de Fibras de Aço: Propriedades Reológicas, Físicas, Mecânicas e Térmicas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

(\*) YAZICI, S., INAN, G., TABAK, V., 2006, "Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC", *Construction and Building Materials*, Article in Press.

<pt.wikipedia.org/wiki/Aço>, acesso em 08/10/2012.

<www.ricardosalles.com.br/PesoMateriais.pdf>, acesso em 08/10/2012.

<www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/4794/4794\_4.PDF>, acesso em 20/04/2013.

<www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Parâmetros-dos-Solos-para-Cálculo-de-Fundações.pdf>, acesso em 20/04/2013.

<www.ebah.com.br/content/ABAAABgUoAC/densidade-relativa-calor-especifico>, acesso em 20/04/2013.

<www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/11328/11328\_3.PDF>, acesso em 04/05/2013.

<www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos\_2004-2/isopor/geofoam.htm>, acesso em 27/07/2013.

<www.emecomercial.com.br/dicas.html>, acesso em 27/07/2013.

<www.eletronuclear.gov.br/AEmpresa/CentralNuclear/Angra2.aspx>, acesso em 27/08/2013.

---

(\*) Bibliografia citada, mas não consultada.