

Concretos com alto teor de cinza volante são especialmente recomendados para obras onde o calor de hidratação deve ser controlado, como em barragens e grandes fundações. Neste

trabalho, foram estudados um concreto com 60% de substituição do cimento Portland CP-V por cinza volante (CC) e um de referência (CR), sem adição mineral. Foram

determinadas experimentalmente as propriedades mais importantes no efeito térmico, como o módulo de elasticidade, a resistência à tração e o calor específico dos dois concretos.

Monitorou-se o aumento de temperatura de blocos de 55 litros, sob condições semi-adiabáticas. A partir desses resultados, foram ajustados modelos de aumento adiabático de temperatura para ambas as misturas. Os resultados comprovaram a eficiência do uso de cinza volante para controle do calor de hidratação. As propriedades experimentais foram utilizadas em simulações numéricas no programa Abaqus, baseado em elementos finitos.

Primeiramente, reproduziu-se os ensaios de calorimetria semi-adiabática no programa computacional. Foram realizadas também análises numéricas termomecânicas acopladas do efeito térmico de blocos de concreto massa, de diferentes alturas, com as duas misturas. O desempenho quanto à possibilidade de fissura dos blocos foi determinado através do índice de fissuração. Tais índices indicam que apenas a substituição de cimento Portland por alto teor de cinza volante não é suficiente para evitar a fissuração em estruturas de concreto massa, pois tal concreto tem baixa resistência mecânica nas primeiras idades.

Orientadora: Dr^a Carmeane Effting

Coorientador: Dr. Itamar Ribeiro Gomes

Joinville, 2020

ANO
2020



GUSTAVO AURELIO CIFUENTES | DESEMPENHO TERMOMECÂNICO DE CONCRETO MASSA COM ALTO TEOR DE CINZA VOLANTE

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS – CCT
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**DESEMPENHO TERMOMECÂNICO
DE CONCRETO MASSA COM
ALTO TEOR DE CINZA VOLANTE**

GUSTAVO AURELIO CIFUENTES

JOINVILLE, 2020

GUSTAVO AURELIO CIFUENTES

**DESEMPENHO TERMOMECÂNICO DE CONCRETO MASSA COM
ALTO TEOR DE CINZA VOLANTE**

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, pela Universidade do Estado de Santa Catarina.

Orientador: Dr^a. Carmeane Effting
Coorientador: Dr. Itamar Ribeiro Gomes

JOINVILLE

2020

**Ficha catalográfica elaborada pelo programa de geração automática da
Biblioteca Setorial do CCT/UDESC,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

Cifuentes, Gustavo Aurelio

Desempenho Termomecânico de Concreto Massa com
Alto Teor de Cinza Volante / Gustavo Aurelio Cifuentes. --
2020.

101 p.

Orientadora: Carmeane Effting

Coorientador: Itamar Ribeiro Gomes

Dissertação (mestrado) -- Universidade do Estado de
Santa Catarina, Centro de Ciências Tecnológicas, Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Joinville, 2020.

1. Concreto massa. 2. Cinza volante. 3. Efeito térmico. 4.
Simulação numérica. 5. Análise termomecânica acoplada. I.
Effting, Carmeane. II. Ribeiro Gomes, Itamar. III. Universidade
do Estado de Santa Catarina, Centro de Ciências
Tecnológicas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil. IV. Título.

Desempenho Termomecânico de Concreto Massa com Alto Teor de Cinza

Volante

por

Gustavo Aurelio Cifuentes

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Área de concentração em “Engenharia Urbana e da Construção Civil”
e aprovada em sua forma final pelo

CURSO DE MESTRADO ACADÊMICO EM ENGENHARIA CIVIL
DO CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS DA
UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA.

Banca Examinadora:

Carmeane Effting
Profa. Dra. Carmeane Effting
CCT/UDESC
(Orientadora/Presidente)

VIDEOCONFERÊNCIA
Profa. Dra. Marianna Ansiliero de
Oliveira Coelho
HZ University of Applied Sciences

VIDEOCONFERÊNCIA
Prof. Dr. Saulo Güths
UFSC/Florianópolis

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por ter me dado a oportunidade de continuar minha formação acadêmica e, com isso, crescer intelectual, profissional e pessoalmente. Agradeço a Ele ainda por todas as pessoas que me guiaram e auxiliaram nestes dois anos de mestrado.

Aos meus pais, Joselito Auélio Cifuentes e Selíria Vendramin Cifuentes, agradeço por todo amor e por sempre proporcionarem tudo que eu precisava para que pudesse chegar até aqui. Obrigado por viverem meus sonhos juntos comigo.

À minha irmã, Mariana Vendramin Cifuentes, por ser minha melhor amiga e companheira em todos os momentos. Obrigado por ter vivido mais esta aventura ao meu lado. Tenho muito orgulho da pessoa que você se tornou.

Agradeço à minha tia e madrinha, Rosemi Maria Vendramin e minha prima, Ana Paula Ribeiro, por serem minhas segunda mãe e irmã, respectivamente, e estarem presentes em todos os momentos da minha vida. Aos meus tios, Hernani Fernandes e Silvia Vendramin, por serem parte de nossa família e estarem dispostos a nos ajudar em todos os momentos.

Aos meus orientadores, professores Carmeane Effting e Itamar Ribeiro Gomes, agradeço não só pela dedicação e pelo conhecimento repassado, mas também pelos laços de amizade criados e por serem exemplos que seguirei. Aproveito para estender o agradecimento ao técnico do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UDESC, Adilson Schackow, que foi também um verdadeiro professor e amigo durante todo o mestrado.

Aos meus amigos, agradeço por todo apoio. Especialmente, obrigado ao meu amigo Vinicius Grando Sirtoli, pela inestimável contribuição a este trabalho. Ainda, agradeço ao amigo Décio Marcon Neto, pela oportunidade de poder continuar o trabalho que ele iniciou.

Agradeço também à professora Andreza Kalbusch e à servidora Claudia Alessandra Hansen, em nome de todos os professores e servidores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UDESC, respectivamente, pela dedicação diária para com mestrandos e professores.

Por fim, muito obrigado a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para que eu pudesse chegar até aqui. Esta conquista é de todos vocês!

RESUMO

Concretos com alto teor de cinza volante são especialmente recomendados para obras onde o calor de hidratação deve ser controlado, como em barragens e grandes fundações. Neste trabalho, são estudados um concreto com 60% de substituição do cimento Portland CP-V por cinza volante (CC) e um de referência (CR), sem adição mineral. Foram determinadas experimentalmente propriedades mais importantes no efeito térmico, como o módulo de elasticidade, a resistência à tração e o calor específico dos dois concretos. Os módulos de elasticidade de CR foram 1,6 vezes maiores que o de CC, assim como CR apresentou resistências à tração 2,4 vezes maiores que CC, na média entre resultados das duas idades analisadas. O calor específico das duas misturas foi semelhante, já que o calor específico do cimento e da cinza volante possuem valores próximos. Monitorou-se o aumento de temperatura de blocos de 55 litros, sob condições semi-adiabáticas. As temperaturas máximas atingidas por CR e CC, nestes ensaios, foram de $57^{\circ}C$ e $42^{\circ}C$, respectivamente. A partir desses resultados, foram ajustados modelos de aumento adiabático de temperatura para ambas as misturas, obtendo-se aumento de $47,6^{\circ}C$ para CR e de $25,28^{\circ}C$ para CC. Tais resultados comprovam a eficiência do uso de cinza volante para controle do calor de hidratação. As propriedades experimentais foram utilizadas em simulações numéricas no programa Abaqus, baseado em elementos finitos. Primeiramente, reproduziu-se os ensaios de calorimetria semi-adiabática no programa computacional. No caso de CR, a temperatura máxima atingida em simulação foi 8,77% superior ao resultado experimental. Para CC, ambas as temperaturas máximas foram idênticas. Além disso, tanto para CR quanto para CC, os picos de temperaturas ocorreram após os mesmos intervalos de tempo observados experimentalmente: após 30 h para CC e depois de 40 h para CR. Foram realizadas também simulações numéricas termomecânicas acopladas do efeito térmico de blocos de concreto massa, de diferentes alturas, com as duas misturas. Os blocos com CC foram sempre submetidos a menores tensões de tração e compressão que aqueles com CR. Os esforços de tração nos blocos com CR foram, em média, 3,5 vezes superiores aos observados nas estruturas com CC. Notou-se que, independente do material, quanto maior a altura do bloco, maior o gradiente térmico e as tensões induzidas. O desempenho quanto à possibilidade de fissura dos blocos foi determinado através do índice de fissuração. Tais índices indicam que apenas a substituição de cimento Portland por alto teor de cinza volante não é suficiente para evitar a fissuração em estruturas de concreto massa, pois tal concreto tem baixa resistência mecânica nas primeiras idades.

Palavras-chaves: Concreto massa, cinza volante, efeito térmico, simulação numérica, análise termomecânica acoplada.

ABSTRACT

High volume fly ash concrete is especially recommended for works where heat of hydration should be controlled, such as in dams and large foundations. In this work, a concrete with 60% replacement of Portland CP-V cement by fly ash (CC) and a reference one (CR), without mineral addition, are studied. Influential properties on the thermal effect were experimentally determined, such as the modulus of elasticity, the tensile strength and the specific heat of the two concretes. Modulus of elasticity of CR were 1.6 times greater than that of CC, just as CR showed tensile strengths 2.4 greater than CC, in the average between results of the two ages analyzed. The specific heat of the two mixtures was similar, as the specific heat of cement and fly ash have similar values. The temperature increases of blocks of 55 liters under semi-adiabatic conditions were monitored. The maximum temperatures reached by CR and CC in these tests were 57°C and 42°C , respectively. From these results, adiabatic temperature increase models were adjusted for both mixtures, resulting an increase of 47.6°C for CR and 25.28°C for CC. These results prove the efficiency of using fly ash to control the heat of hydration. The experimental properties were used in numerical simulations in the Abaqus program, based on the finite element method. First, the semi-adiabatic calorimetry tests were reproduced in the computational program. In the case of CR, the maximum temperature reached in simulation was 8.77% higher than the experimental result. For CC, both maximum temperatures were identical. In addition, for both CR and CC, peak temperatures occurred after the same experimentally observed time intervals: after 30 h for CC and after 40 h for CR. Coupled thermomechanical numerical simulations of the thermal effect of mass concrete blocks of different heights with the two mixtures were also performed. Blocks with CC were always subjected to lower tensile and compressive stresses than those with CR. The tensile stresses in the CR blocks were, on average, 3.5 times higher than those observed in the structures with CC. Regardless of the material, the higher the block height, the higher the thermal gradient and the induced stresses. The performance regarding the possibility of cracking of the blocks was determined by the cracking index. These index indicate that only the replacement of Portland cement by high fly ash content is not enough to avoid cracking in mass concrete structures, as such concrete has low mechanical strength in the early ages.

Key-words: Mass concrete, fly ash, thermal effect, numerical simulation, coupled thermal stress analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Cimento e Cinza Volante no Microscópio Eletrônico de Varredura	16
Figura 2 – Curvas de Calorimetria	19
Figura 3 – Esquema da Evolução do Calor Durante a Hidratação do Cimento	22
Figura 4 – Restrições Internas Pelo Efeito Térmico Causado pela Hidratação do Cimento em Concreto Massa	25
Figura 5 – Formação de Fissuras por Restrições Externas	26
Figura 6 – Relação Entre Probabilidade de Crescimento de Fissuras e Índice de Fissuração	27
Figura 7 – Simulação Computacional de Distribuição de Temperatura no Concreto	31
Figura 8 – Tipos de Elementos Finitos	32
Figura 9 – Geometria, Carregamento e Malhas de Elementos Finitos	33
Figura 10 – Desenho Esquemático de Extensômetro de Resistência Elétrica Variável	40
Figura 11 – Ponte de Wheatstone	41
Figura 12 – Um Quarto de Ponte de Wheatstone	42
Figura 13 – Organização Metodológica	43
Figura 14 – Circuito Utilizado para Um Quarto de Ponte e Um Amplificador	47
Figura 15 – Arduino Uno Acoplado à PCI	48
Figura 16 – Desenho Esquemático de Posicionamento de Corpo de Prova para Realização de Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diámetral	49
Figura 17 – Representação Esquemática do Carregamento para Determinação do Módulo de Elasticidade	51
Figura 18 – Desenho Esquemático de Posicionamento de Extensômetro no Corpo de Prova	52
Figura 19 – Configuração Experimental para a Determinação do Calor Específico	55
Figura 20 – Dimensões do Bloco (m)	60
Figura 21 – Malha de Elementos Finitos - Bloco de 55 Litros	60
Figura 22 – Bloco Modelo de Barragem	61
Figura 23 – Dimensões Consideradas para Blocos de Barragem (m)	62
Figura 24 – Condições de Contorno: Restrições de Movimento Adotas nos Blocos de Barragem	63
Figura 25 – Resistência à Tração x Idade - Concreto de Referência	64
Figura 26 – Resistência à Tração x Idade - Concreto com Cinza Volante	65
Figura 27 – Modelos de Evolução de Resistência à Tração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante	66

Figura 28 – Módulo de Elasticidade x Idade - Concreto de Referência	67
Figura 29 – Módulo de Elasticidade x Idade - Concreto com Cinza Volante	67
Figura 30 – Modelos de Evolução de Módulo de Elasticidade - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante	68
Figura 31 – Temperaturas x Tempo - Comparação de Resultados do Calorímetro	70
Figura 32 – Temperaturas x Tempo - Modelos Adiabáticos	71
Figura 33 – Temperatura x Tempo - Pontos Utilizados - Concreto de Referência	72
Figura 34 – Derivadas - Temperatura em Relação ao Tempo - Concreto de Referência	73
Figura 35 – Temperatura x Tempo - Pontos Utilizados - Concreto com Cinza	73
Figura 36 – Derivadas - Temperatura em Relação ao Tempo - Concreto com Cinza	74
Figura 37 – Tempos de Início e Fim de Pega com Base em Resultados do Calorímetro	74
Figura 38 – Comparação de Fluxos de Calor - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante	76
Figura 39 – Comparação Temperaturas Máximas - Calorímetro x Abaqus - Concreto de Referência	76
Figura 40 – Comparação Temperaturas Máximas - Calorímetro x Abaqus - Concreto com Cinza Volante	77
Figura 41 – Pontos de Maior e Menor Temperatura - Blocos de 55 Litros - Análises Computacionais	78
Figura 42 – Maiores e Menores Temperaturas - Concreto de Referência	79
Figura 43 – Maiores e Menores Temperaturas - Concreto com Cinza Volante	79
Figura 44 – Distribuição de Temperaturas Após 30 Horas - Concreto de Referência (°C)	80
Figura 45 – Distribuição de Temperaturas Após 40 Horas - Concreto com Cinza Volante (°C)	80
Figura 46 – Distribuição de Temperaturas - Bloco de Barragem - Concreto de Referência (°C)	81
Figura 47 – Distribuição de Temperaturas - Bloco de Barragem - Concreto com Cinza Volante (°C)	81
Figura 48 – Distribuição de Tensões Principais - Bloco de Barragem - Concreto de Referência (Pa)	82
Figura 49 – Distribuição de Tensões Principais - Bloco de Barragem - Concreto com Cinza Volante (Pa)	82
Figura 50 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura (h = 3,0 m)	82
Figura 51 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - h = 1,5 m	83

Figura 52 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 1,5\text{ m}$	83
Figura 53 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 2,0\text{ m}$	84
Figura 54 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 2,0\text{ m}$	84
Figura 55 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 2,5\text{ m}$	85
Figura 56 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 2,5\text{ m}$	85
Figura 57 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 3,0\text{ m}$	86
Figura 58 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 3,0\text{ m}$	86
Figura 59 – Pontos Estudados - Variações de Tensão ($h = 1,5\text{ m}$)	88
Figura 60 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 1,5\text{ m}$	89
Figura 61 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 1,5\text{ m}$	89
Figura 62 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 2,0\text{ m}$	90
Figura 63 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 2,0\text{ m}$	91
Figura 64 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 2,5\text{ m}$	91
Figura 65 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 2,5\text{ m}$	92
Figura 66 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 3,0\text{ m}$	93
Figura 67 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 3,0\text{ m}$	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Concreto com Alto Teor de Cinza Volante Comparado ao de Cimento Portland Convencional	18
Tabela 2 – Composição Típica do Cimento Portland Convencional	20
Tabela 3 – Composição Típica de Óxidos no Cimento Portland Convencional	21
Tabela 4 – Critérios de Comparação para o Índice de Fissuração	27
Tabela 5 – Analogias entre Análises Mecânica e Térmica	36
Tabela 6 – Composição Química da Cinza Volante	45
Tabela 7 – Traços Adotados (Valores para 1 m^3)	45
Tabela 8 – Resultados Relevantes de Marcon Neto (2018)	45
Tabela 9 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas no Abaqus	59
Tabela 10 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas - Reprodução dos Ensaios de Calorimetria - Análise Térmica	59
Tabela 11 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas - Simulação de Blocos de Barragem - Análise Termomecânica Acoplada	62
Tabela 12 – Quantidade de Elementos e Nós das Malhas para Blocos de Barragem	63
Tabela 13 – Comparação de Valores de Módulos de Elasticidade	69
Tabela 14 – Temperaturas nos Pontos Analisados Após 120 Horas de Simulação	88

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVO GERAL	14
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1	CINZA VOLANTE COMO ADITIVO MINERAL NO CONCRETO	15
2.2	CARACTERÍSTICAS DE CONCRETOS COM ALTOS TEORES DE CINZA VOLANTE	17
2.3	HIDRATAÇÃO DO CIMENTO	20
2.4	CONCRETO MASSA	23
2.5	FISSURAÇÃO DO CONCRETO PELO CALOR DE HIDRATAÇÃO	24
2.5.1	Restrições Internas	25
2.5.2	Restrições Externas	26
2.5.3	Índice de Fissuração	26
2.6	TRANSFERÊNCIA DE CALOR	27
2.6.1	Convecção	28
2.7	PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO	28
2.7.1	Condutividade Térmica	28
2.7.2	Difusividade Térmica	29
2.7.3	Calor Específico	29
2.7.4	Coeficiente de Dilatação Térmica	30
2.8	SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL	30
2.8.1	Método dos Elementos Finitos	30
2.8.2	Formulação Matemática da Análise Mecânica	33
2.8.3	Formulação Matemática da Transferência de Calor	35
2.8.4	Análise Termomecânica Totalmente Acoplada	37
2.8.5	Abaqus	38
2.9	EXTENSOMETRIA	39
2.9.1	Ponte de Wheatstone	40
2.9.2	Configuração de Um Quarto de Ponte	41
3	METODOLOGIA	43
3.1	MATERIAIS PARA CONFECÇÃO DOS CONCRETOS	44
3.2	DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS	46

3.2.1	Construção de Dispositivo para Determinação de Deformações dos Corpos de Prova	46
3.2.2	Massa Específica e Coeficiente de Poisson	48
3.2.3	Medição da Resistência à Tração por Compressão Diametral	49
3.2.4	Determinação do Módulo de Elasticidade	49
3.3	DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES TÉRMICAS	52
3.3.1	Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática em Blocos de 55 Litros e Criação de Modelo Adiabático	52
3.3.2	Determinação dos Períodos de Início e Fim de Pega	53
3.3.3	Medição do Calor Específico	54
3.3.4	Conversão de Curvas de Temperatura para Curvas de Fluxo de Calor	56
3.4	SIMULAÇÕES NO ABAQUS	57
3.5	DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS SIMULADAS	58
3.5.1	Reprodução do Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática - Bloco de 55 Litros	58
3.5.2	Blocos de Barragem	61
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	64
4.1	DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS	64
4.1.1	Medição da Resistência à Tração por Compressão Diametral	64
4.1.2	Determinação do Módulo de Elasticidade	66
4.2	DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES TÉRMICAS	69
4.2.1	Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática em Blocos de 55 Litros	69
4.2.2	Modelos de Aumento de Temperatura Adiabáticos	71
4.2.3	Determinação dos Períodos de Início e Fim de Pega	72
4.2.4	Cálculo do Calor Específico	75
4.2.5	Conversão de Curvas de Temperatura para Curvas de Fluxo de Calor	75
4.3	SIMULAÇÕES NO ABAQUS	75
4.3.1	Reprodução do Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática - Bloco de 55 Litros	75
4.3.2	Blocos de Barragem	79
5	CONCLUSÕES	95
	REFERÊNCIAS	96

1 INTRODUÇÃO

Acredita-se que o efeito térmico seja o fator dominante na tendência de fissuração nas primeiras idades das estruturas de concreto com resistência normal. Isso resulta das variações térmicas significativas que a mistura sofre em idades precoces devido à liberação do calor de hidratação e sua dissipação no meio ambiente, juntamente com uma rápida evolução da rigidez do material. Além disso, o efeito térmico pode afetar o comportamento pós-fissuração de estruturas, pois uma peça de concreto trincado submetida à sucessivas variações diárias de temperatura sofre movimentos incompatíveis na interface entre a armadura de aço e o concreto adjacente (YEON; CHOI; WON, 2013).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), estruturas convencionais de concreto apresentam pouco ou nenhum dano causado por alterações da temperatura. Porém, naquelas em que há elevado consumo do material, a união do calor gerado pela hidratação do cimento com condições precárias de dissipação leva a uma grande elevação da temperatura do concreto após seu lançamento. Por isso, o resfriamento até a temperatura ambiente leva, normalmente, ao surgimento de fissuras. Esses problemas podem ser investigados por meio de testes virtuais dos materiais envolvidos e da estrutura em si, com base em uma formulação matemática precisa dos fenômenos envolvidos (JENDELE; ŠMILAUER; CERVENKA, 2014).

A combinação de elevadas diferenças de temperatura entre o concreto e o ambiente com condições precárias de dissipação de calor, introduz tensões internas de tração no material. Quando essas tensões de tração excedem a resistência à tração do concreto durante a cura, ocorrem as chamadas fissuras térmicas. Essas fissuras normalmente não podem ser vistas com facilidade e podem não afetar o desempenho do concreto imediatamente. No entanto, são um problema de durabilidade à longo prazo (ZHOU; SHU; HUANG, 2014).

De acordo com Yeon, Choi e Won (2013), as fissuras podem ser prejudiciais à durabilidade e desempenho de estruturas, pois substâncias nocivas como sulfatos, ácidos e sais penetram na matriz de cimento hidratada mais facilmente através delas e podem alcançar a armadura, causando corrosão do aço, ataques de sulfato e carbonatação.

Aplicações de concreto massa, de maneira geral, são aquelas em que a elevação de temperatura gerada pelo calor de hidratação, em conjunto com restrições de movimentação da peça, podem levar à fissuração. Para diminuir a elevação da temperatura do concreto e evitar o surgimento de fissuras diversas técnicas são utilizadas,

entre elas a substituição parcial do cimento Portland por adições minerais, como a cinza volante (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

De fato, Atis (2002) indica que concretos com alto teor de cinza volante são especialmente recomendados para aplicações de concreto massa, onde o calor de hidratação deve ser controlado, como em barragens e grandes fundações. Já para Mehta e Monteiro (2008), esse tipo de concreto tem tantas características superiores àquelas do concreto convencional que deve ser considerado de alto desempenho.

É válido ressaltar, segundo Marcon Neto (2018), os benefícios ambientais do uso de grandes quantidades de cinza volante, um subproduto da produção de energia em usinas termoelétricas, na fabricação de concreto: além do reaproveitamento do resíduo, há a drástica diminuição do consumo de cimento, em cuja produção são geradas altas quantidades de gás carbônico.

1.1 JUSTIFICATIVA

Concretos com grandes quantidades de cinza volante são uma alternativa tecnicamente viável e ambientalmente correta ao concreto convencional, conforme Mehta e Monteiro (2008). Uma característica marcante de tal material é seu baixo calor de hidratação, que diminui o surgimento de tensões internas durante o período de cura e, consequentemente, as chances de fissuração nas primeiras idades (DURAN-HERRERA *et al.*, 2011).

De acordo com Shafigha, Asadia e Mahyuddin (2018), costuma-se selecionar apenas o valor da condutividade térmica como um índice para considerar o comportamento térmico do concreto. No entanto, a transferência de calor através deste material está relacionada também a outros fatores, como densidade e calor específico, por exemplo.

Ainda, o uso de modelos computacionais para previsão do comportamento de estruturas e da adequação de materiais de construção para essas estruturas é de grande valia para engenheiros civis, pois auxiliam na escolha tecnicamente mais viável e de melhor custo benefício, já que, muitas vezes, não existe a possibilidade da criação de modelos reais em escala. Assim, além da correta caracterização física do concreto em laboratório, é necessário sempre estudar suas aplicações em situações reais, para que o material seja otimizado em função da estrutura que será executada.

Neste contexto, Marcon Neto (2018), desenvolveu e determinou algumas propriedades mecânicas e a condutividade térmica de concretos com taxas de substituição de cimento Portland por cinza volante entre 30% e 70%. Também foi determinado que o valor ótimo de substituição, para os materiais utilizados por Marcon Neto (2018) e considerando a resistência à compressão, é de 60%. Decidiu-se, então, adotar este

nível de substituição no presente estudo.

Logo, este trabalho deu continuidade ao de Marcon Neto (2018), determinando outras propriedades térmicas e mecânicas, além de simular numericamente o comportamento termomecânico de um concreto de referência (CR) e de um com alto teor (60%) de cinza volante (CC), em substituição parcial ao cimento Portland. Assim o objetivo foi estabelecer seus potenciais de fissuração em aplicações de concreto massa.

1.2 OBJETIVO GERAL

Avaliar o desempenho termomecânico de um concreto de referência e de um contendo 60% de cinza volante em substituição parcial ao cimento Portland, com relação ao potencial de fissuração pelo calor de hidratação.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar a resistência à tração por compressão diametral dos dois concretos estudados;
- Medir o módulo de elasticidade das duas misturas em suas primeiras idades;
- Determinar, para os dois concretos em estudo, as temperaturas geradas pelo calor de hidratação;
- Medir as propriedades térmicas dos materiais influentes no efeito térmico;
- Simular o comportamento termomecânico de blocos de concreto massa de diferentes alturas, para ambos os concretos, durante seus 5 primeiros dias de idade;
- Avaliar os índices de fissuração dos blocos de concreto massa para as duas misturas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são abordados temas que serviram como embasamento teórico para a realização da pesquisa. Define-se o que é cinza volante, como a mesma atua na microestrutura do concreto e quais mudanças nas propriedades mecânicas e térmicas são causadas quando essa adição mineral é incluída em grandes quantidades na mistura. De forma simplificada, são desenvolvidos os conceitos de hidratação do cimento, concreto massa, restrições internas, externas e índice de fissuração. São também mostrados alguns fundamentos de transferência de calor e definidas propriedades térmicas importantes do concreto. Apresenta-se o método dos elementos finitos, exemplificando-se sua utilização e demonstrando-se brevemente sua formulação matemática, a partir do Princípio dos Trabalhos Virtuais. Ainda, aborda-se o programa computacional Abaqus e são mostrados conceitos fundamentais de extensometria.

2.1 CINZA VOLANTE COMO ADITIVO MINERAL NO CONCRETO

O uso de uma adição mineral pode ser dado por adição ao cimento, retirando-se parte dos agregados, ou por substituição ao cimento, com retirada de parte do mesmo. É essencial que, ao se adicionar um novo material, outros deverão sair da mistura para manter a mesma unidade de volume (ISAIA, 2011).

Mehta e Monteiro (2008) observam que adições pozolânicas, como a cinza volante, reagem com o Hidróxido de Cálcio (CH), um subproduto resultante da hidratação do cimento, para formar um composto que é semelhante ao Silicato de Cálcio Hidratado (CSH), responsável por dar resistência à mistura, em composição e propriedades. A reação pozolânica é acompanhada também por uma redução no volume total e tamanho dos poros capilares, um efeito que é igualmente importante para o aumento da resistência à compressão. Além da redução de custo e um produto final mais homogêneo, outro benefício da substituição do cimento por adições pozolânicas é a diminuição do calor de hidratação. Devido ao alto consumo de cimento, costuma-se observar fissurações térmicas em elementos estruturais de grande porte. Assim, em certos casos, a redução das fissurações térmicas é, por si só, justificativa suficiente para a substituição parcial do cimento por uma pozolana.

Hoje, as adições minerais normalmente utilizadas provém de resíduos industriais que seriam normalmente descartados, em grandes quantidades e em lugares inadequados, gerando o risco de contaminação do solo e fontes de água. A utilização de minerais na produção de concreto, substituindo de forma parcial o cimento, além de diminuir os danos ambientais causados pelos resíduos de outras indústrias, tam-

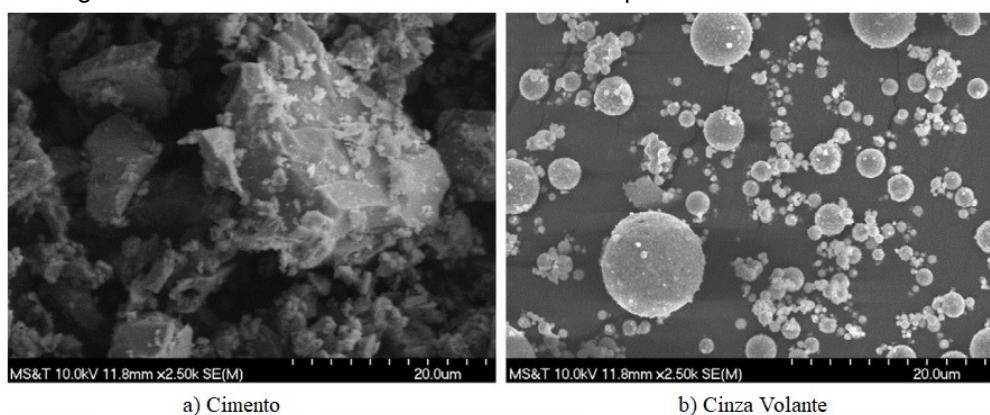
bém reduz o volume de exploração de matérias-primas necessárias na indústria da construção civil, preservando assim recursos naturais limitados (NOLLI, 2015).

Segundo Querol *et al.* (2002), as cinzas são minerais alumino-silicatos compostos por uma fase cristalina e uma amorfá. A fase amorfá, constituída de partículas vítreas, finas e esféricas, é aquela que apresenta propriedades pozolânicas.

Já Kihara (1983) define cinza volante como um resíduo sólido, esférico, de granulometria fina e bem definida, originado na queima de carvão mineral em usinas termoelétricas. É um material pozolânico, uma vez que, em presença de água, reage com o hidróxido de cálcio e forma novos compostos com propriedades aglomerantes.

A Figura 1, obtida com Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), mostra a geometria esférica das cinzas volantes, em comparação com o formato mais angular das partículas de cimento (AREZOUMANDI; VOLZ, 2013).

Figura 1 – Cimento e Cinza Volante no Microscópio Eletrônico de Varredura



Fonte: Arezoumandi e Volz (2013).

Materiais pozolânicos, como a cinza volante, podem ser adicionados ao cimento Portland durante sua fabricação, formando os cimentos compostos, ou diretamente ao concreto, em substituição parcial ao cimento, em centrais dosadoras. Em ambos os casos, a adição mineral promove mudanças físicas e químicas na microestrutura da pasta (SILVA, 2010).

Ignjatovic *et al.* (2017) indicam que concretos com cinza volante apresentam boa trabalhabilidade e maior durabilidade, menor calor de hidratação e menor tendência à retração durante a cura, quando comparados a concretos convencionais, já que a quantidade de cimento disponível para hidratação é reduzida. Da mesma forma, Mehta e Monteiro (2008) evidenciam que a temperatura de hidratação do concreto diminui em proporção quase direta à quantidade de cimento Portland substituída por cinza volante.

Concretos contendo cinza volante tornam-se mais resistentes à carbonatação

e protegem melhor o aço contra fenômenos de despassivação, devido à redução da porosidade da matriz promovida por tal adição mineral. Por outro lado, esse tipo de concreto tende a perder resistência à compressão mais rapidamente que concretos convencionais quando expostos a altas temperaturas (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

2.2 CARACTERÍSTICAS DE CONCRETOS COM ALTOS TEORES DE CINZA VOLANTE

Segundo Mehta e Monteiro (2008) o sistema de concreto contendo alto teor de cinza volante (*High Volume Fly Ash - HVFA*), originalmente desenvolvido por Malhorta e seus associados, deve ter quantidade de cinza volante superior a 50% da massa total de material cimentício da mistura.

Estudo publicado por Atis (2002) prova que concretos de alto desempenho podem ser produzidos através da incorporação de altos volumes de cinza volante em substituição parcial ao cimento Portland. Foram produzidas misturas com resistências de 40 MPa para concretos com taxa de substituição de 70% de cinza volante e 65 MPa para aqueles com taxa de substituição de 50%, ambos aos 28 dias de idade. Os concretos com altos teores de cinza volante apresentaram menor porosidade, menor permeabilidade e maior resistência à abrasão que o concreto padrão. Ressalta-se que concretos que contém grandes quantidades de cinza volante podem ser aplicados em obras onde a retração térmica devida ao calor de hidratação deve ser evitada, como a construção de barragens, grandes fundações e, particularmente, na construção de reatores nucleares.

De acordo com Hemalatha e Ramaswamy (2017), uma grande quantidade de cinza volante incorporada ao concreto modifica a microestrutura da pasta cimentícia, o que afeta diretamente o comportamento mecânico da mistura em macroescala. Concretos com altos teores de cinza volante tendem a possuir maior módulo de elasticidade, menor permeabilidade e menores tendências à fissuração e fluência que concretos convencionais com a mesma resistência à compressão.

Para Mehta e Monteiro (2008, p. 505) "o concreto com alto teor de cinza volante apresenta características de desempenho superior em tantos aspectos que merece ser classificado como concreto de alto desempenho". A Tabela 1 compara características de concretos com grandes volumes de cinza volante com concretos convencionais.

A cinza volante, quando usada em grande volume, pode dar ao concreto excelente trabalhabilidade com um teor de água de 15% a 20% menor que o utilizado em concretos com cimento Portland convencionais (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Tabela 1 – Concreto com Alto Teor de Cinza Volante Comparado ao de Cimento Portland Convencional

Propriedade	Característica do Concreto com Alto Teor de Cinza Comparado ao Concreto Convencional
Fluidez/bombeabilidade	Mais fácil
Trabalhabilidade/compacidade	Mais fácil
Exsudação	Nenhuma ou desprezível
Acabamento	Mais rápido
Tempo de pega	Mais lento, de até duas horas
Resistência inicial (até sete dias)	Mais baixa, podendo ser acelerada
Resistência final (noventa dias ou mais)	Mais alta
Resistência à fissuração	Mais alta
Retração plástica	Mais alta, se desprotegido
Retração térmica	Mais baixa
Retração por secagem	Mais baixa
Resistência à penetração de íons cloreto	Muito alta depois de três meses
Resistividade elétrica	Muito alta depois de três meses
Durabilidade ao ataque por sulfato	Muito alta
Resistência à expansão álcali-sílica	Muito alta
Resistência à corrosão da armadura	Alta
Custo dos materiais	Mais baixo
Custo da mão-de-obra	Semelhante
Benefícios ambientais (emissão reduzida de CO_2)	Muito altos

Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

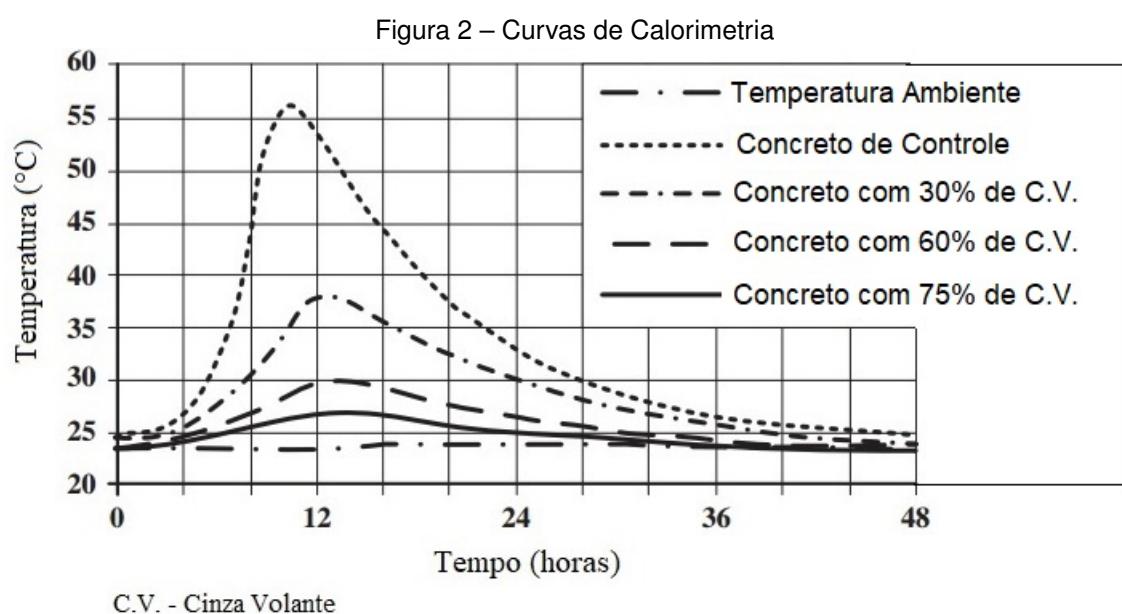
Dessa forma, não apenas a relação Água/Cimento (a/c) do concreto com alto teor de cinza volante é mais baixa, mas também o volume total da pasta de cimento é quase 16% menor. Consequentemente, a retração por secagem, que está diretamente relacionada tanto à relação água/cimento quanto à proporção da pasta de cimento no concreto, fica bastante reduzida. Ao mesmo tempo, devido à uma redução drástica na quantidade de cimento Portland, o concreto com alto teor de cinza volante gera quase 40% menos calor de hidratação nas primeiras idades e, portanto, em elementos estruturais de grande porte, reduz-se muito o potencial de retração térmica e fissuração (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 500).

Xu *et al.* (2017) indicam que as cinzas volantes agem na hidratação do concreto através dos efeitos de diluição, de fíler e químico. O efeito de diluição, que seria equivalente a aumentar a relação água/cimento efetiva é proporcional ao nível de substituição ao cimento. Dessa forma, a incorporação de cinza volante melhora a hidratação do cimento da pasta a longo prazo. O efeito de fíler está relacionado com os grãos de cinza volante que se interpõem aos de cimento, havendo mais espaço para a formação de hidratos. Assim, o processo de dissolução é acelerado e há maior estimulação para a hidratação. Já o efeito químico pode ser entendido a partir de duas perspectivas: primeiramente, as cinzas volantes podem ser ativadas por álcalis e hi-

dróxido de cálcio liberados da hidratação do cimento. Em segundo lugar, é provável que ela também reaja com os íons de cálcio e alumínio liberados por sua própria dissolução, na chamada reação autopozolânica.

O efeito de diluição é também responsável pela diminuição significativa da temperatura máxima atingida em concretos com grandes volumes de cinza volante quando comparados àqueles com cimento Portland convencionais. Para grandes estruturas, essa redução na temperatura máxima diminui significativamente as chances de fissuração em idades precoces devido à tensões térmicas, de acordo com Duran-Herrera *et al.* (2011).

De acordo com Atis (2002) quanto maior a quantidade de cimento substituída por cinza volante, mais lenta é a taxa de aumento da temperatura e maior a redução no aumento da temperatura em si. A Figura 2 mostra curvas de calorimetria semi-adiabáticas para quatro misturas de concreto estudados por Duran-Herrera *et al.* (2011), sendo um destes o de referência, ou seja, sem adição de cinzas volantes, enquanto os outros três apresentam teores variados de adição mineral.



Fonte: Duran-Herrera *et al.* (2011).

Segundo Wang e Park (2015) altas quantidades de cinza volante pouco contribuem para a resistência à compressão da mistura nas primeiras idades, mas em idades avançadas sua contribuição aumenta. Isso pode ser explicado, pois o grau de reação da cinza volante é menor que o do cimento, dessa forma as reações pozolânicas tendem a ocorrem tarde. Assim, a resistência à compressão nas primeiras idades (até sete dias) tende a cair linearmente conforme a quantidade de cinza volante na mistura for aumentada.

2.3 HIDRATAÇÃO DO CIMENTO

Pode-se definir um material cimentício como aquele que, através de uma reação de hidratação, confere resistência ao concreto. Sabe-se que além do cimento, outros materiais com características cimentícias são as adições minerais, como a cinza volante, as escórias granulares e a sílica ativa. A hidratação do cimento é um processo exotérmico e tem grande importância na plasticidade do concreto e na resistência mecânica final do concreto endurecido (LI, 2012).

Segundo Ge (2005), os principais componentes do cimento Portland comum são o silicato tricálcico ou alita (C_3S), o silicato bicálcico ou belita (C_2S), o aluminato tricálcico (C_3A) e o ferroaluminato tetracálcico (C_4AF). Estes quatro compostos principais determinam as propriedades hidráulicas do cimento porque representam mais de 90% de sua massa. A Tabela 2 mostra a composição típica do cimento Portland comum. A porcentagem total não é igual a 100% devido à presença de impurezas no cimento. De acordo com Kim (2010), também é comum a representação da composição química do cimento pela soma de óxidos, conforme Tabela 3.

Tabela 2 – Composição Típica do Cimento Portland Convencional

Nome	Fórmula	Abreviatura	Porcentagem em Massa
Silicato Tricálcico	$3CaO \cdot SiO_2$	C_3S	55
Silicato Bicálcico	$2CaO \cdot SiO_2$	C_2S	18
Aluminato Tricálcico	$3CaO \cdot Al_2O_3$	C_3A	10
Ferroaluminato Tetracálcico	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF	8
Sulfato de Cálcio Hidratado (Gesso)	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	CSH_2	6

Fonte: Mindess, Young e Darwin (2003).

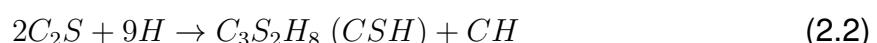
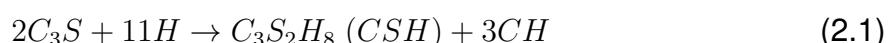
Entre os diversos compostos químicos presentes no cimento Portland, o C_3S e o C_2S são os que mais afetam a resistência mecânica do concreto. O C_3S é responsável pela resistência inicial, enquanto o C_2S desenvolve a resistência à compressão a longo prazo. De acordo com Lagundzija e Thiam (2017), o C_3S e o C_2S produzem em torno de 173,6 kJ/kg e 58,6 kJ/kg de energia durante todo o processo de hidratação. Ambos os silicatos possuem reações de hidratação semelhantes, cujos produtos são o CSH e o CH (Equações 2.1 e 2.2). O CSH desempenha o papel de ligante da pasta cimentícia e é o principal responsável pela resistência mecânica ao concreto

Tabela 3 – Composição Típica de Óxidos no Cimento Portland Convencional

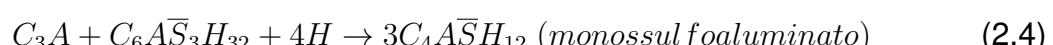
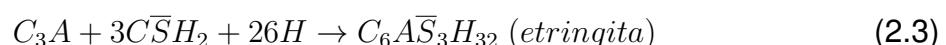
Óxido	Abreviatura	Nome Comum	Porcentagem em Massa
CaO	C	Cal	64,47
SiO_2	S	Sílica	21,03
Al_2O_3	A	Alumina	6,16
Fe_2O_3	F	Óxido de Ferro	2,58
MgO	M	óxido de Magnésio	2,62
K_2O	K	Óxido de Potássio	0,61
Na_2O	N	Óxido de Sódio	0,34
SO_3	\bar{S}	Trióxido de Enxofre	2,03
CO_2	\bar{C}	Dióxido de Carbono	-
H_2O	H	Água	-

Fonte: Mindess, Young e Darwin (2003).

(KIM, 2010).

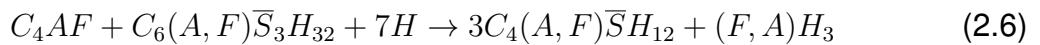
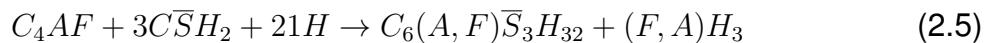


Já o aluminato tricálcico, segundo Kim (2010), reage instantaneamente quando em contato com a água. Assim, a hidratação do C_3A pode ser retardada com a adição de gesso e os produtos finais da reação variam de acordo com a quantidade adicionada mas, em geral, os produtos de hidratação do C_3A são comumente formados de etringita no primeiro estágio e monossulfoaluminato mais tarde (Equação 2.3). A etringita contribui para o ganho de rigidez e de resistência inicial. Após o esgotamento do sulfato, a etringita se torna instável e é gradualmente convertida em monossulfoaluminato (Equação 2.4). Se uma nova fonte de sulfato for adicionada, o monossulfoaluminato pode voltar a converter-se em etringita.



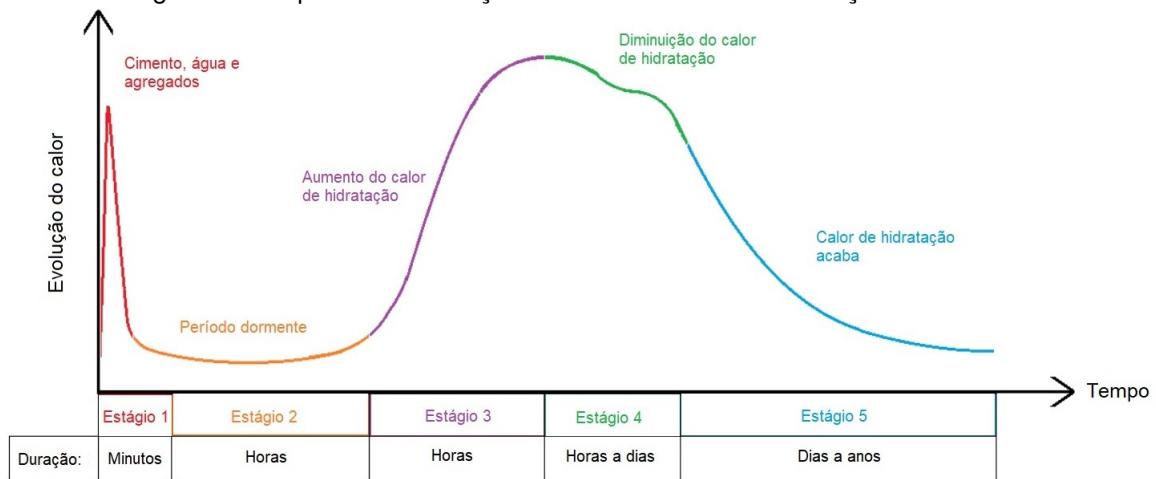
Os produtos da hidratação da aluminoferrita tetracálcica são similares aos da hidratação do C_3A , porém mais lentas e envolvem menos calor. Dois hidratos possíveis

podem formar-se dependendo da disponibilidade de gesso (Equações 2.5 e 2.6) (KIM, 2010).



De acordo com Ge (2005), a hidratação do cimento ocorre em cinco etapas, conforme a Figura 3. Quando a água é adicionada ao cimento, a primeira etapa começa e dura cerca de 15 a 30 minutos. No entanto, essa duração pode variar dependendo do tipo de cimento e dos aditivos usados na mistura de concreto. Esses componentes também podem afetar a velocidade de reação devida à sua finura. Durante este estágio, os íons de silicato tricálcico são dissolvidos e reagem em conjunto com o gesso e a água para formar etringita. A etringita dificulta mais reações de silicato tricálcico, resultando em uma reação mais lenta.

Figura 3 – Esquema da Evolução do Calor Durante a Hidratação do Cimento



Fonte: Lagundzija e Thiam (2017).

Com um nível mais baixo de hidratação, o segundo estágio é iniciado. Através da Figura 3 nota-se uma taxa de hidratação quase constante no início do segundo estágio. Depois, a concentração de íons aumenta progressivamente, mas ainda permanece baixa. Como resultado, esse estágio é chamado período dormente e dura cerca de cinco horas (GE, 2005).

Durante o terceiro estágio, o calor de hidratação aumenta gradualmente e atinge seu valor máximo. A cristalização dos hidratos de silicato de cálcio inicia-se devido ao aumento da permeabilidade da camada previamente formada pela etringita (GE, 2005).

Para Ge (2005), quando o pico de calor máximo de hidratação é atingido, inicia-se o estágio quatro. O calor de hidratação começa a diminuir progressivamente, já que os hidratos já formados se tornam uma camada protetora para a parte que ainda não reagiu. Isso leva à redução da dissolução dos íons.

A hidratação do cimento termina quando o estágio cinco é atingido. Nesse estágio, o calor de hidratação é quase tão baixo quanto durante o período de dormência. A água inicial presente na mistura é substituída em grande parte por hidratos formados durante a reação dos íons (GE, 2005).

Segundo Azenha (2004), o conhecimento da capacidade de geração de calor do cimento empregado em uma determinada obra é fundamental para a previsão do surgimento de fissuras no concreto com ele produzido. Aurich (2008) afirma que o calor produzido pela hidratação do cimento pode causar um aumento de temperatura no concreto de até 60° C, em condições adiabáticas.

Após essa significativa elevação de temperatura, a mistura começa a se resfriar e sofrer uma deformação de contração que, para materiais com baixa resistência à tração, como o concreto, pode causar o surgimento de fissuras (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Para Aurich (2008), a quantidade e o tipo de cimento utilizado no concreto, bem como a temperatura ambiente na obra definem a velocidade de hidratação, de liberação de calor e a quantidade total de calor gerado durante o processo de cura da mistura. Já a capacidade de dissipação do calor gerado depende das propriedades térmicas do concreto, das condições ambientais e de execução da obra.

Em geral, as cinzas volantes retardam a reação de hidratação do cimento e a reação pozolânica (Equação 2.7) gera pouco calor. À medida que o nível de substituição das cinzas aumenta, a geração máxima de calor diminui e o pico de hidratação é atrasado. A resistência à compressão de concretos usando cinzas volantes é menor que de concretos convencionais durante os primeiros 28 dias, enquanto as resistências de longo prazo são satisfatórias. Isso indica que as cinzas volantes podem ser usadas para estruturas de concreto em massa, em que altas resistências iniciais não são necessárias (KIM, 2010).



2.4 CONCRETO MASSA

De acordo com o *American Concrete Institute* (ACI) (ACI, 2013), concreto massa é definido como qualquer volume de concreto em que a combinação das dimensões

do elemento que está sendo moldado com as condições de contorno podem levar a tensões térmicas indesejáveis, fissuras, reações químicas prejudiciais ou redução na resistência a longo prazo, como resultado da temperatura elevada da mistura devido ao calor da hidratação.

Segundo Kim (2010), na Coreia do Sul e no Japão, as definições estão mais relacionadas às dimensões geométricas, considerando lajes e vigas-parede, ainda que as características do concreto, o processo de construção e o ambiente em que estão inseridos também sejam levados em conta. Para os dois países, as limitações para lajes e vigas-parede são espessuras de cerca de 0,8 a 1 m na Coreia e 0,5 m no Japão, respectivamente. Além dessas considerações, normas de arquitetura classificam quaisquer estruturas com uma das dimensões superior a 1 m na Coreia e 0,8 m no Japão como de concreto massa. Um outro critério adotado no Japão é a diferença de temperatura causada pelo calor de hidratação, entre a superfície e o núcleo, que deve ser superior a 25°C.

O aspecto fundamental do concreto massa é o comportamento térmico. O projeto desse tipo de estrutura busca evitar o aparecimento ou controlar a abertura e espaçamento das fissuras. Sabe-se que uma peça de concreto tem restrições, as quais podem ser de origem interna ou externa. Para o estudo de barragens a restrição interna é o que gera as fissurações pelo aquecimento devido a hidratação do cimento (COELHO, 2012, p. 11).

2.5 FISSURAÇÃO DO CONCRETO PELO CALOR DE HIDRATAÇÃO

Quando o concreto está endurecendo, há geração de calor dentro da estrutura, causando diferenças de temperatura entre o núcleo e a superfície. Este aumento de temperatura, em combinação com o movimento limitado da estrutura devido a restrições adjacentes resulta em tensões de tração que podem levar a fissuras (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

De acordo com Casanova (1980), durante a hidratação do cimento, o calor é mantido no núcleo da estrutura devido à condutividade térmica relativamente baixa do concreto. Além disso, o núcleo não está livre para se movimentar, pois o concreto esfria primeiro nas regiões mais externas, criando uma superfície de restrição. Esses fenômenos induzem tensões que não podem ser suportadas pelo concreto em idades precoces (Figura 4).

As fissuras térmicas podem ocorrer apenas na superfície ou atravessar grande parte da estrutura. As fissuras nas faces geralmente aparecem quando a diferença de temperatura é alta entre o núcleo e a superfície na fase de expansão (aquecimento) do concreto. No entanto, elas também podem ocorrer na fase de contração (refriamento) se a fôrma for removida cedo demais, especialmente em climas frios. Já as fissuras

Figura 4 – Restrições Internas Pelo Efeito Térmico Causado pela Hidratação do Cimento em Concreto Massa



Fonte: Kim (2010).

de maior porte aparecem principalmente na fase de contração e geralmente estão correlacionados com as restrições de estruturas adjacentes. Elas ainda podem surgir na fase de expansão se a temperatura média dentro da peça for grande (Figura 4) (LAGUNDZIJA; THIAM, 2017).

2.5.1 Restrições Internas

Quando o concreto é lançado, a temperatura interna aumenta rapidamente devido ao calor de hidratação e o núcleo tende a se expandir. A superfície da estrutura pouco se deforma, mas tende a sofrer contração, devido à temperatura ambiente. Diferenças de temperatura entre o núcleo e a superfície de concretos jovens podem induzir tensões térmicas e fissuras quando a resistência à tração do material é menor que a tensão causada por tal esforço. As fissuras térmicas ocorrem geralmente quando a temperatura máxima é alcançada dentro de um intervalo de 1 a 5 dias após o lançamento do concreto. Restrições internas ocorrem quando há uma diferença de temperatura entre o núcleo e a superfície da estrutura, durante a fase de expansão e contração, como ilustrado na Figura 4. A temperatura na superfície é geralmente mais fria do que no núcleo, impedindo que as partes internas se expandam. Isso resulta em restrição interna da estrutura e surge o risco de fissuras na superfície (KIM, 2010).

Segundo Lagundzija e Thiam (2017), a fase de expansão ocorre no início do lançamento e atua até que o concreto atinja sua temperatura máxima. Durante esse tempo, a mistura é mais plástica, com um módulo de elasticidade baixo e está se expandindo devido ao aumento da temperatura interna. À medida que a temperatura aumenta, a rigidez também aumenta, contribuindo para tensões de compressão no meio da estrutura e tensões de tração próximas à superfície (Figura 4).

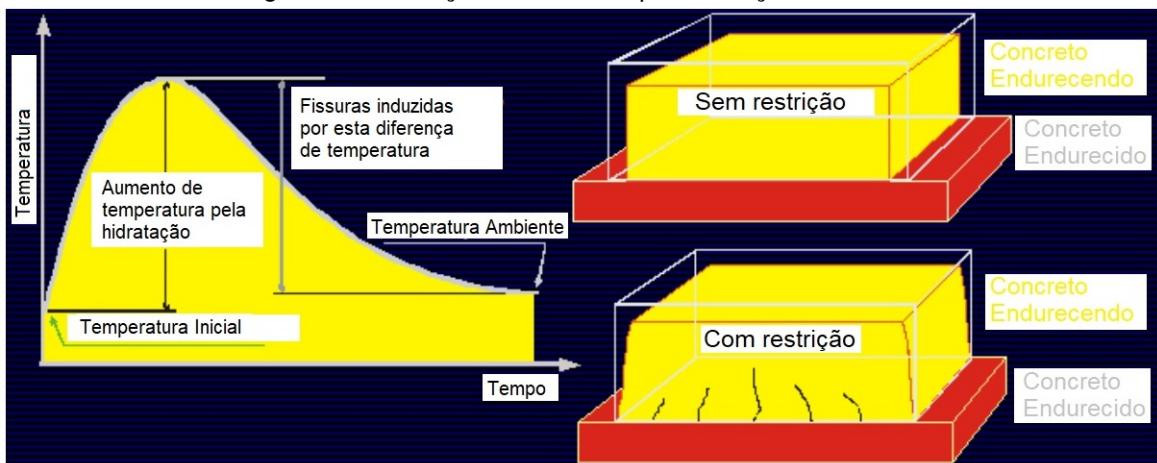
A fase de contração acontece após a de expansão. É quando a temperatura começa a diminuir. No entanto, nem toda a pasta de cimento reagiu ainda e o concreto

continua a gerar calor. As tensões de compressão no núcleo mudam para tensões de tração e as tensões de tração na superfície se transformam em tensões de compressão (LAGUNDZIJA; THIAM, 2017).

2.5.2 Restrições Externas

Quando uma estrutura é construída com outras adjacentes, como elementos estruturais em concreto, aço ou até mesmo rochas, essas estruturas adjacentes causam restrições à nova peça a ser lançada e impedem que ela se move livremente, como mostra a Figura 5. A contenção de movimento é maior na junta entre as peças e diminui com o aumento da distância desta. Como a estrutura não está livre para se mover, existem chances de fissuras ocorrerem, principalmente na direção ortogonal à borda de restrição (KIM, 2010).

Figura 5 – Formação de Fissuras por Restrições Externas



Fonte: Kim (2010).

2.5.3 Índice de Fissuração

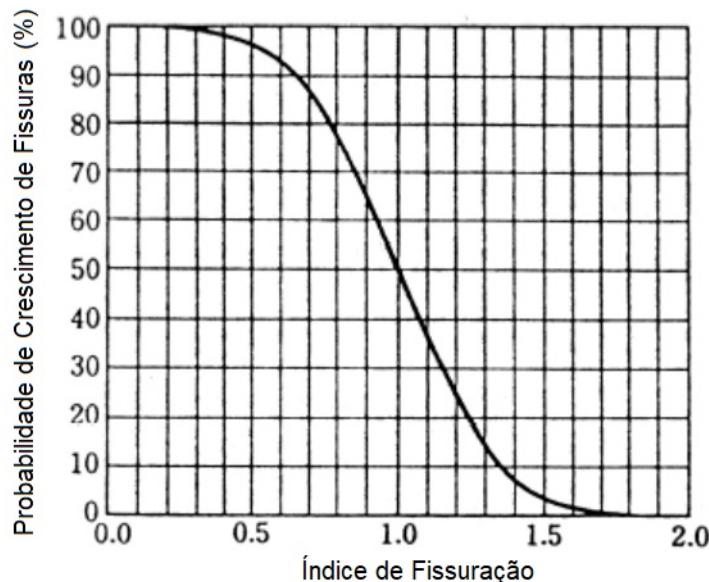
O índice de fissuração (*crack index*) é uma medida utilizada para prever a possibilidade de fissuração térmica, definido pela Equação 2.8, em que $I_{cr}(t)$ é o índice de fissuração da estrutura, em uma dada idade t , $f_t(t)$ é a resistência à tração do material e $S(t)$ é a tensão térmica nesta mesma idade t (YOSHITAKE *et al.*, 2013).

$$I_{cr}(t) = \frac{f_t(t)}{S(t)} \quad (2.8)$$

De acordo com Kim (2010), a Figura 6 e a Tabela 4 são os parâmetros adotados pelas normas sul-coreanas de especificação de estruturas de concreto para correlacionar o índice de fissuração com a probabilidade de fissuração. Já Yoshitake *et al.*

(2013) relata que as normas japonesas de concreto indicam um índice de fissuração de 1,85 ou superior para prevenir fissuras térmicas.

Figura 6 – Relação Entre Probabilidade de Crescimento de Fissuras e Índice de Fissuração



Fonte: Kim (2010).

Tabela 4 – Critérios de Comparação para o Índice de Fissuração

Critério	Índice de Fissuração Térmica
Para evitar fissuração	$I_{cr}(t) \geq 1,5$
Para limitar fissuras	$1,2 \leq I_{cr}(t) \leq 1,5$
Para limitar fissuras prejudiciais	$0,7 \leq I_{cr}(t) \leq 1,2$

Fonte: Kim (2010).

2.6 TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Transferência de calor pode ser definida como energia térmica em movimento devido à uma diferença de temperatura entre dois pontos. Ou seja, sempre que houver diferença de temperatura em um meio, nele ocorrerá transferência de calor (INCROPERA *et al.*, 2007).

Ainda segundo Incropera *et al.* (2007), quando um gradiente existe em um meio sólido ou fluido, usa-se o termo condução para definir a transferência de calor que ocorrerá através dele. Em contrapartida, a convecção acontece entre uma superfície e um fluido em movimento quando ambos estão em diferentes temperaturas. Já a radiação é a emissão de calor, de uma fonte externa, na forma de ondas eletromagnéticas.

2.6.1 Convecção

Segundo Incropera *et al.* (2007) o modo de transferência de calor por convecção é composto por dois mecanismos. Além da transferência de energia devido ao movimento molecular aleatório (difusão), a energia também é transferida pelo movimento macroscópico do fluido.

A Equação 2.9 quantifica o fluxo de calor por convecção e é conhecida como Lei do Resfriamento de Newton. Esta Lei indica que o fluxo de calor entre uma superfície e o fluido é proporcional à diferença de temperatura entre ambos (INCROPERA *et al.*, 2007).

$$q_{conv} = \bar{h}(T_s - T_\infty) \quad (2.9)$$

Onde:

q_{conv} é o fluxo de calor convectivo (W/m^2);

\bar{h} é o coeficiente de calor de convecção (W/m^2K);

T_s é a temperatura da superfície (K) e

T_∞ é a temperatura do fluido (K).

2.7 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

O estudo das propriedades térmicas do concreto é interessante por diversas razões. Por exemplo: a condutividade e a difusividade térmicas são relevantes para o surgimento de gradientes de temperatura, deslocamentos e fissuras nas primeiras idades do material (NEVILLE, 2011).

2.7.1 Condutividade Térmica

A condutividade térmica indica a capacidade do material de conduzir calor e é definida como a razão entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura. No concreto depende da composição da mistura. Em geral, as características mineralógicas do agregado afetam a condutividade térmica do concreto: quanto mais cristalina a rocha, maior a condutividade da mistura com ela produzida, segundo Neville (2011). Além disso, Khan (2002) indica que quanto maior a umidade e a condutividade térmica do agregado, maior será a condutividade do concreto. Por outro lado, a temperatura ambiente pouco altera esta propriedade.

Pode ser definida também como o produto entre a difusividade térmica (σ_d), o

calor específico (c_p) e a massa específica do material (ρ) (Equação 2.10).

$$k = c_p \rho \sigma_d \quad (2.10)$$

Howlader *et al.* (2012) indicam que a condutividade térmica (k) é afetada pela densidade e pela permeabilidade da mistura. Concretos com valores inferiores de condutividade são benéficos para o isolamento térmico de edifícios. Por outro lado, concretos com alta condutividade são vantajosos para diminuição de gradientes de temperatura e, por consequência, tensões térmicas.

2.7.2 Difusividade Térmica

A difusividade térmica é a propriedade que indica o quanto facilmente um material consegue dissipar seu calor em todas as direções. Pode ser calculada pela Equação 2.11, em que k é a condutividade térmica, c_p é o calor específico e ρ é a densidade do material.

$$\sigma_d = \frac{k}{c_p \rho} \quad (2.11)$$

Neville (2011) indica que, para concretos, a difusividade (σ_d) varia entre 0,002 e 0,006 m^2/h , de acordo com o tipo de agregado utilizado. Para Andrade (1997), a difusividade térmica é afetada pelo tipo de agregado usado, aumentando com o acréscimo do volume do agregado. Já o aumento da relação água/cimento e da temperatura da mistura diminuem o valor da difusividade térmica.

2.7.3 Calor Específico

O calor específico, que representa a capacidade calorífica do concreto, é pouco afetado pelas características mineralógicas dos agregados, mas cresce consideravelmente de acordo com a quantidade de cimento incorporada à mistura. Pode ser definido como a quantidade de energia necessária para alterar em $1^\circ C$ a temperatura de certo corpo.

Para concretos normais, varia entre 840 e 1170 $J/kg^\circ C$, segundo Neville (2011). Segundo Andrade (1997), o calor específico da mistura aumenta com a elevação da sua temperatura, com a diminuição de sua massa específica e com acréscimo da umidade. Por outro lado, diminui com o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo.

De acordo com Howlader *et al.* (2012), materiais de construção com alto calor específico são desejáveis para aumentar a estabilidade de temperatura de uma estru-

tura e, para avaliar o seu desempenho térmico, a determinação do calor específico do concreto torna-se essencial.

2.7.4 Coeficiente de Dilatação Térmica

Quando os materiais de construção estão sujeitos a mudanças de temperatura, podem se expandir ou contrair. A maioria dos materiais se expandem quando são aquecidos e se contraem quando são resfriados. Teoricamente, o coeficiente de dilatação térmica é definido como uma deformação por grau de temperatura.

Neville (2011) conclui que o concreto possui um coeficiente de dilatação térmica positivo, mas seu valor depende da composição da mistura e do estado higrométrico da mesma no momento de variação da temperatura. A influência da composição vem do fato de que a pasta de cimento hidratada e o agregado tem coeficientes de dilatação térmica diferentes. Assim, o coeficiente do concreto é uma resultante entre ambos.

Já Siddiqui e Fowler (2015) indicam que uma redução significativa do coeficiente de dilatação térmica do concreto pode ser obtida utilizando-se agregados graúdos cujos coeficientes também são baixos. Já o uso de agregados miúdos com baixo valor de coeficiente de dilatação pode diminuir o coeficiente da mistura, ainda que não de forma tão drástica.

O coeficiente de expansão térmica do concreto é responsável por deformações em estruturas sempre que o material é submetido a mudanças de temperatura. Assim, coeficientes de dilatação elevados geram maiores tensões térmicas para uma dada diferença de temperatura, aumentando o potencial de fissuração do concreto.

Dessa forma, otimizá-lo de acordo com a necessidade de uma determinada estrutura pode resultar em uma economia significativa nos custos de reparo e manutenção e aumenta a durabilidade e a longevidade da mesma (SIDDIQUI; FOWLER, 2015).

2.8 SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

2.8.1 Método dos Elementos Finitos

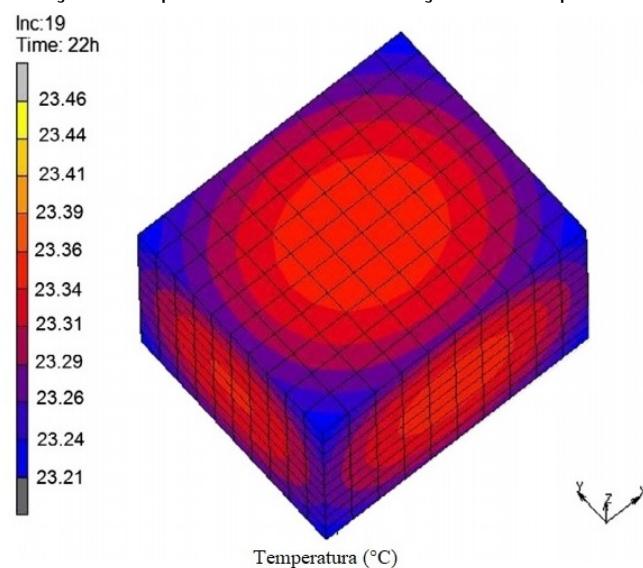
De acordo com Devloo (2005), a mecânica computacional é utilizada para simular fenômenos físicos, químicos e elétricos através de uma sistemática que engloba conceitos de engenharia, matemática e ciência da computação. Tais fenômenos são representados, de forma geral, por um sistema de equações e podem englobar diversas áreas, como materiais, estruturas, mecânica dos fluidos e eletromagnetismo.

De um modo geral, o concreto pode ser modelado computacionalmente em

três diferentes escalas, chamadas macroescala, mesoescala e microescala. Na macroescala, tal material é considerado homogêneo, sendo assim tratado em modelos clássicos de elementos finitos. Entretanto, considerar o concreto como homogêneo só é válido quando as variações de tensão-deformação em regiões críticas não são drásticas. Já na mesoescala, o concreto é considerado um material compósito, formado por agregados, matriz cimentícia e zona de transição, o que permite uma previsão realista da propagação de danos entre suas diversas fases (ZHOU; SONG; LU, 2017).

A Figura 7 mostra um corpo de prova de concreto modelado em macroescala, com sua distribuição de temperatura, em uma simulação realizada por Schackow *et al.* (2016) para determinação da variação de temperatura do concreto causado pela dissipação do calor de hidratação do cimento da mistura.

Figura 7 – Simulação Computacional de Distribuição de Temperatura no Concreto



Fonte: Schackow *et al.* (2016).

Muitos fenômenos físicos estudados em engenharia podem ser descritos através de equações diferenciais parciais. Em geral, resolver essas equações por métodos analíticos clássicos para formas arbitrárias é praticamente impossível. O Método dos Elementos Finitos (MEF) ou *Finite Element Method* (FEM), é uma abordagem numérica pela qual essas equações diferenciais podem ser resolvidas de maneira aproximada (FISH; BELYTSCHKO, 2007).

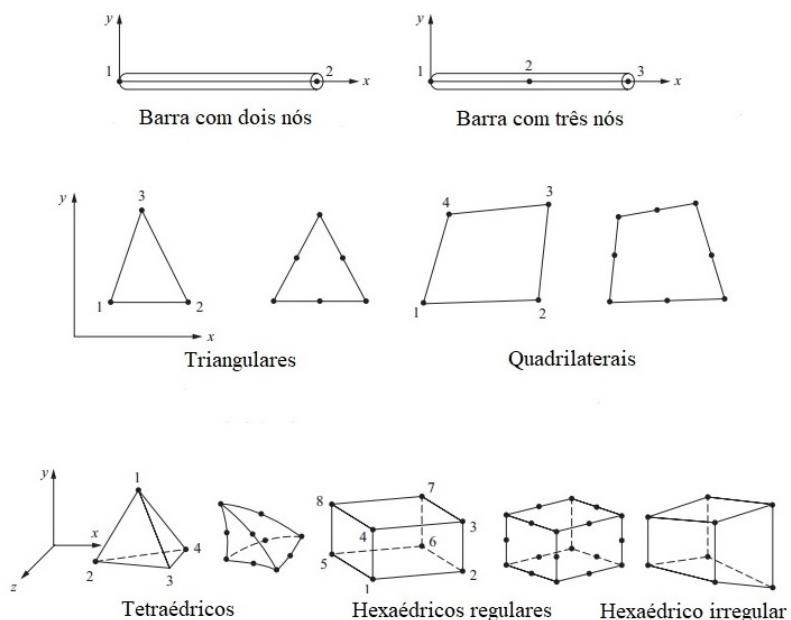
O MEF é, atualmente, uma importante e, frequentemente, indispensável parte da produção e análise de projetos de engenharia. Programas computacionais de elementos finitos são utilizados em praticamente todas as áreas para análise de estruturas, fluidos e sólidos. Um importante aspecto do método e que explica sua ampla utilização, é sua confiabilidade (BATHE, 2014).

De acordo com Fish e Belytschko (2007) a ideia básica do método dos ele-

mentos finitos é dividir o corpo em estudo num número finito de pequenas partes, chamadas elementos, conectadas entre si por nós, e obter soluções aproximadas. O processo de dividir o corpo em elementos conectados por nós chama-se de discretização do contínuo e é representado pela geração da malha de elementos finitos.

É interessante notar que o tipo de elemento utilizado depende da composição física do corpo e da precisão desejada. Deve-se julgar, ainda, se o objeto em estudo precisa ser analisado em uma, duas ou três dimensões. Vale ressaltar também que os elementos podem ter variados números de nós, conforme a Figura 8 (LOGAN, 2012). Já a Figura 9 exemplifica o processo de modelagem de uma placa com furo em elementos finitos.

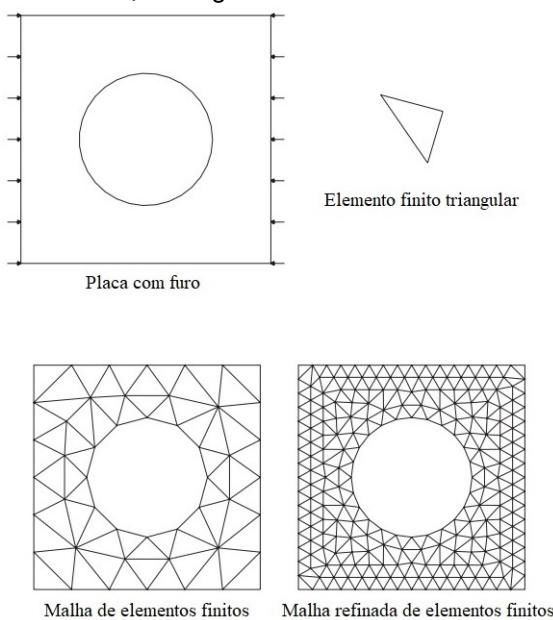
Figura 8 – Tipos de Elementos Finitos



Fonte: Logan (2012).

O método dos elementos finitos é usado para resolver problemas físicos, que normalmente envolvem uma estrutura ou componente estrutural real sujeito à certas cargas. A idealização do problema físico para um modelo matemático requer certos pressupostos que, juntos, levam à equações diferenciais que governam o modelo matemático. Como a técnica de solução de elementos finitos é um procedimento numérico, é necessário avaliar a precisão da solução. Se os critérios de precisão não forem satisfeitos, o modelo deve ser refeito com parâmetros de solução refinados (tais como malhas mais finas, conforme a Figura 9) até que uma precisão suficiente seja alcançada. Portanto, a escolha de um modelo matemático apropriado é crucial e determina completamente a percepção do problema físico real que se pode obter pela análise (BATHÉ, 2014).

Figura 9 – Geometria, Carregamento e Malhas de Elementos Finitos



Fonte: Fish e Belytschko (2007).

Segundo Fish e Belytschko (2007), o MEF fornece uma metodologia sistemática pela qual a solução pode ser determinada por um programa de computador. Para problemas lineares, a solução é determinada pela resolução de um sistema de equações lineares, ou seja, o número de incógnitas é igual ao número de graus de liberdade. Para obter uma solução razoavelmente precisa, em caso de geometrias complexas, milhares de nós são necessários, portanto, os computadores são essenciais para a resolução do problema. Geralmente, a precisão da solução aumenta à medida que o número de elementos (e nós) aumenta, mas o tempo e o custo de processamento também crescem.

2.8.2 Formulação Matemática da Análise Mecânica

De maneira geral, conforme Logan (2012) a solução para problemas estruturais refere-se tipicamente à determinação dos deslocamentos em cada nó e às tensões dentro de cada elemento que compõem a estrutura que é submetida às cargas aplicadas. Já em problemas não estruturais, as incógnitas nodais podem ser, por exemplo, temperaturas ou pressões de fluidos. Fish e Belytschko (2007) indicam ainda que em sistemas químicos, as variáveis de campo são concentrações de material e, no eletromagnetismo, o campo potencial.

Sabendo-se que os deslocamentos do corpo são as incógnitas em problemas estruturais, segundo Bathe (2014), os mesmos podem ser aproximados por funções contínuas sobre cada elemento finito, chamadas de funções de forma. A solução de um modelo de elementos finitos dá-se, normalmente, utilizando-se o Princípio dos

Trabalhos Virtuais. Esse princípio estabelece que uma estrutura está em equilíbrio sob um carregamento qualquer se, para qualquer deslocamento virtual compatível, o trabalho virtual é igual a energia de deformação virtual. A Equação 2.12 descreve o Princípio dos Trabalhos Virtuais.

$$\int_V \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\} dv = \int_V \{\delta u\}^T \{b\} dV + \int_{S_t} \delta\{\delta u\}^T \{t\} dS \quad (2.12)$$

Em que:

$\{\delta\varepsilon\}$ é o vetor de incremento de deformações virtuais;

$\{\delta u\}$ é o vetor de incremento dos deslocamentos virtuais;

$\{\sigma\}$ é o vetor de tensões que, junto com os vetores $\{b\}$ e $\{t\}$, forma um conjunto equilibrado;

$\{b\}$ é o vetor de forças de volume atuantes no volume V ;

$\{t\}$ é o vetor de cargas de superfície atuantes na superfície S_t .

Além disso, o superíndice T indica uma matriz transposta.

Entende-se também que os deslocamentos em um ponto qualquer do corpo, (x, y, z) , obedecem funções contínuas, u_c , que podem ser aproximadas por uma função \bar{u} , em que os deslocamentos no ponto serão função dos deslocamentos nos nós do elemento a partir de uma matriz \bar{N} . Tal matriz contém funções de forma em termos de variáveis independentes, como as coordenadas, e são definidas para cada elemento, de maneira local, conforme a Equação 2.13, em que $\{u\}$ é o vetor de deslocamentos do corpo.

$$u_c(x, y, z) \approx \bar{u}(x, y, z) = \bar{N}(x, y, z)\{u\} \quad (2.13)$$

Assumindo-se pequenos deslocamentos, o vetor de deformações linearizadas $\{\epsilon\}$ é descrito na Equação 2.14, em que a matriz \bar{B} , chamada de matriz diferencial, define a relação deformação-deslocamento para um ponto particular e é função da matriz \bar{N} .

$$\{\epsilon\} = \bar{B}\bar{N} \quad (2.14)$$

Levando-se em consideração um comportamento elástico-linear, a relação tensão-deformação num ponto de um corpo tridimensional pode ser dada pela Equação 2.15.

$$\{\sigma\} = \bar{D}(\{\epsilon\} - \{\epsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad (2.15)$$

Onde \bar{D} é a matriz constitutiva, função das propriedades do material, como o módulo de elasticidade \bar{E} e o coeficiente de Poisson ν ; o vetor $\{\epsilon_0\}$ representa as deformações iniciais e o vetor $\{\sigma_0\}$ denota as tensões residuais do corpo.

Substituindo-se as Equações 2.13, 2.14 e 2.15 na equação do Princípio dos Trabalhos Virtuais (Equação 2.12) e simplificando-se, obtém-se a Equação 2.16.

$$\left(\int_V \bar{B}^T \bar{D} \bar{B} dV \right) \{u\} = \int_V \bar{N}^T \{b\} dV - \int_{S_t} \bar{N}^T \{t\} dS \quad (2.16)$$

A Equação 2.16 pode ser reescrita na forma da Equação 2.17, dada por:

$$\bar{K} \{u\} = \{f\} \quad (2.17)$$

Em que \bar{K} é a matriz de rigidez do corpo, expressa por:

$$\bar{K} = \int_V \bar{B}^T \bar{D} \bar{B} dV \quad (2.18)$$

Já $\{u\}$ é o vetor de incógnitas de deslocamentos nodais e $\{f\}$ representa o vetor de ações nodais consistente, dado pela Equação 2.13.

$$\{f\} = \int_V \bar{N}^T \{b\} dV - \int_{S_t} \bar{N}^T \{t\} dS \quad (2.19)$$

Como o corpo foi discretizado em um número n_e de elementos, pode-se reescrever a Equação 2.16 da forma a seguir:

$$\sum_{e=1}^{e=n_e} \left(\int_V \bar{B}^T \bar{D} \bar{B} dV \right) \{u\} = \sum_{e=1}^{e=n_e} \int_V \bar{N}^T \{b\} dV - \sum_{e=1}^{e=n_e} \int_{S_t} \bar{N}^T \{t\} dS \quad (2.20)$$

2.8.3 Formulação Matemática da Transferência de Calor

Akin (2009) apresenta a Tabela 5, que, além de mostrar as variáveis necessárias para efetuar-se a análise de estruturas sujeitas a cargas mecânicas e térmicas, também faz uma correlação entre elas.

Formalmente, Pepper e Heinrich (2006) enunciam que para um bloco tridimensional submetido à geração interna de calor, com condições de contorno fixas (Dirichlet) ou de fluxo (Neumann), a Equação ?? é valida sobre um volume V , limitado por uma superfície S com fluxo q dado por:

$$q = - \left(k_x \frac{dT}{dx} n_x + k_y \frac{dT}{dy} n_y + k_z \frac{dT}{dz} n_z \right) \quad (2.21)$$

Tabela 5 – Analogias entre Análises Mecânica e Térmica

Termo	Análise Mecânica	Análise Térmica
Incógnita	Deslocamentos	Temperatura
Gradiente	Deformação	Temperatura
Fluxo	Tensões	Calor
Fonte	Carga	Gerador
Restrições Indiretas	Suporte Elástico	Convecção
Restrição	Deslocamento Estabelecido	Temperatura Estabelecida
Reação	Força	Fluxo de Calor
Propriedades do Material	Módulo de Elasticidade	Condutividade
Teoria	Lei de Hooke	Lei de Fourier

Fonte: Adaptado de Akin (2009).

Em que k_x , k_y e k_z são os valores de condutividade do material nas direções x , y e z e n_x , n_y e n_z são os cossenos diretores dos vetores unitários normais às respectivas superfícies.

A formulação fraca de Galerkin para a Equação ?? é escrita como:

$$\int_V N_i \left[\rho c_p \frac{dT}{dt} - \frac{d}{dx} \left(k_x \frac{dT}{dx} \right) - \frac{d}{dy} \left(k_y \frac{dT}{dy} \right) - \frac{d}{dz} \left(k_z \frac{dT}{dz} \right) - q' \right] dx dy dz = 0 \quad (2.22)$$

Após a aplicação do teorema de Gauss, a Equação 2.22 torna-se:

$$\begin{aligned} & \int_V \rho c_p N_i \frac{dT}{dt} dx dy dz + \int_V \left(k_x \frac{dN_i}{dx} \frac{dT}{dx} + k_y \frac{dN_i}{dy} \frac{dT}{dy} + k_z \frac{dN_i}{dz} \frac{dT}{dz} \right) - \\ & \int_V N_i q dx dy dz + \int_S N_i \left(k_x \frac{dN_i}{dx} n_x + k_y \frac{dN_i}{dy} n_y + k_z \frac{dN_i}{dz} n_z \right) dS = 0 \end{aligned} \quad (2.23)$$

Ainda de acordo com Pepper e Heinrich (2006), a Equação 2.23 pode ser reescrita na forma forte de Galerkin (Equação 2.24).

$$\begin{aligned} & \left[\int_V \rho c_p N_i N_j dz dy dz \right] \dot{T} + \left[\int_V \left(k_x \frac{dN_i}{dx} \frac{dN_j}{dx} + k_y \frac{dN_i}{dy} \frac{dN_j}{dy} + k_z \frac{dN_i}{dz} \frac{dN_j}{dz} \right) dx dy dz \right] T \\ & - \int_V N_i q' dx dy dz + \int_S N_i q dS = 0 \end{aligned} \quad (2.24)$$

Matricialmente, a Equação 2.24 é escrita como:

$$\overline{M} \{ \dot{T} \} + \overline{K} \{ T \} = \{ F \} \quad (2.25)$$

Em que \bar{M} é a matriz de massa, $\{\dot{T}\}$ é o vetor de derivadas das temperaturas em relação ao tempo, \bar{K} é a matriz de rigidez, $\{T\}$ é o vetor de temperaturas (incógnitas) e $\{F\}$ é o vetor de cargas, definidos através das duas últimas integrais da Equação 2.24 (PEPPER; HEINRICH, 2006).

Assim, tem-se:

$$\bar{M} = \left[\int_V \rho c_p N_i N_j dz dy dz \right] \quad (2.26)$$

$$\bar{K} = \left[\int_V \left(k_x \frac{dN_i}{dx} \frac{dN_j}{dx} + k_y \frac{dN_i}{dy} \frac{dN_j}{dy} + k_z \frac{dN_i}{dz} \frac{dN_j}{dz} \right) dx dy dz \right] \quad (2.27)$$

$$\{F\} = \left[\int_V N_i q' dx dy dz - \int_S N_i q dS \right] \quad (2.28)$$

2.8.4 Análise Termomecânica Totalmente Acoplada

Segundo Dassault Systemes (2016), uma análise termomecânica totalmente acoplada é necessária quando a análise de tensões é dependente da distribuição de temperaturas no corpo em estudo. No Abaqus/Standard, as temperaturas são integradas usando um método de diferenciação regressiva e o sistema não-linear acoplado é resolvido através do método de Newton-Raphson. Nesse tipo de análise, o Abaqus/Standard oferece a possibilidade de implementação de exata ou aproximada do método de Newton-Raphson.

Uma implementação exata do método de Newton envolve uma matriz jacobiana não simétrica, conforme a Equação 2.29, que representa matricialmente as equações acopladas:

$$\begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_u \\ R_\theta \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Em que Δu e $\Delta \theta$ são as respectivas correções para o deslocamento e temperatura incrementais, K_{ij} são submatrizes da matriz jacobiana totalmente acoplada, e R_u e R_θ são os vetores residuais mecânicos e térmicos, respectivamente. Nesse caso, as equações mecânicas e térmicas devem ser resolvidas simultaneamente. O método fornece convergência quadrática quando a estimativa da solução está dentro do raio de convergência do algoritmo. A implementação exata é usada por padrão do programa (DASSAULT SYSTEMES, 2016).

Ainda de acordo com Dassault Systemes (2016), alguns problemas exigem uma análise totalmente acoplada, no sentido de que as soluções mecânicas e térmicas evoluem simultaneamente, mas com um fraco acoplamento entre ambas. Em

outras palavras, os componentes na diagonal secundária, $K_{u\theta}$ e $K_{\theta u}$ são pequenos, comparados aos componentes na diagonal principal, K_{uu} e $K_{\theta\theta}$ (Equação 2.30).

$$\begin{bmatrix} K_{uu} & 0 \\ 0 & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_u \\ R_\theta \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

Como resultado desta aproximação, as equações térmicas e mecânicas podem ser resolvidas separadamente, com menos equações a considerar em cada sub-problema. Esta forma modificada do método de Newton não afeta a precisão da solução, uma vez que o efeito totalmente acoplado é considerado através do vetor residual \bar{R}_j (R_u, R_θ) em cada incremento no tempo. No entanto, a taxa de convergência não é mais quadrática e depende fortemente da magnitude do efeito de acoplamento. Assim, geralmente são necessárias mais iterações para alcançar o equilíbrio do que com a implementação exata do método de Newton (DASSAULT SYSTEMES, 2016).

2.8.5 Abaqus

O Abaqus é uma família de programas computacionais para análises em elementos finitos, utilizados em problemas de engenharia, lineares ou não (DASSAULT SYSTEMES, 2016). De acordo com Al-Manaseer e Elias (2007), um grande número de indústrias utiliza tal programa, incluindo construtoras de aeronaves e automóveis, bem como laboratórios e universidades. O conjunto Abaqus consiste em três programas: Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit e Abaqus/CAE.

Segundo Grecchi (2010) o Abaqus / CAE (*Complete Abaqus Environment*) é um aplicativo usado no pré-processamento (para projetar e modelar os componentes) e no pós-processamento (para visualizar os resultados). O programa é dividido em módulos que definem o aspecto lógico do processo de modelagem, que são:

1. *Part*: onde a geometria do modelo é criada;
2. *Property*: materiais e seções de cada parte são definidos;
3. *Assembly*: onde a montagem do modelo é feita e pode ser modificada. Cada modelo contém apenas um *assembly*, composto de instâncias de partes do modelo;
4. *Step*: onde é possível criar etapas de análise e especificar solicitações de dados de saída;
5. *Interaction*: onde interações mecânicas (como contatos) entre regiões são gerenciadas;
6. *Load*: onde as cargas e condições de contorno são definidas;

7. *Mesh*: onde a malha (com elementos e nós) é gerada;
8. *Job*: onde rotinas de análise são criadas e podem ser monitoradas;
9. *Visualization*: onde os resultados são visualizados.

Quando o modelo é concluído, o Abaqus/CAE gera o arquivo de entrada a ser submetido ao programa de análise. Este arquivo é lido pelo Abaqus/Explicit ou Abaqus/Standard e as informações são enviadas para o Abaqus/CAE para permitir o monitoramento da progressão do *job*. Ao término do *job*, o banco de dados de saída é gerado e pode ser lido usando o módulo *Visualization* no Abaqus/CAE (GRECCHI, 2010).

Ainda segundo Grecchi (2010) a análise é o estágio em que o Abaqus/Standard ou Abaqus/Explicit resolve o problema numérico definido na etapa de pré-processamento. A análise do problema e sua solução pode levar segundos ou dias, dependendo da capacidade do computador e do número de variáveis.

O Abaqus/Standard é capaz de resolver uma ampla gama de problemas lineares e não-lineares que envolvem respostas estáticas ou dinâmicas de elementos. Já o Abaqus/Explicit é capaz de resolver problemas que envolvem eventos dinâmicos transitentes (como impactos, explosões e terremotos) e também é muito eficiente para problemas altamente não-lineares envolvendo contato (GRECCHI, 2010).

2.9 EXTENSOMETRIA

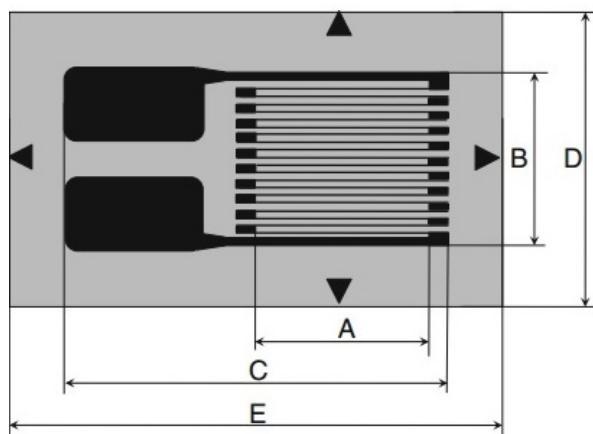
A extensometria pode ser compreendida como um conjunto de técnicas experimentais utilizadas para determinar as propriedades mecânicas dos materiais e medir as deformações de estruturas em serviço. Através dela, pode-se melhorar os modelos físicos que descrevem o comportamento de estruturas reais sob ação de carregamentos (STIEF; MAIA; PEIXOTO, 2009).

De acordo com Khan e Wang (2001) quaisquer dispositivos usados para medir deformação superficial podem ser considerados extensômetros ou *strain gages*, sendo caracterizados, de acordo com sua construção, em quatro grupos: mecânico, óptico, elétrico ou acústico. Destes, o mais importante e amplamente utilizado é o extensômetro de resistência elétrica variável, em que pequenas mudanças de tamanho resultam em equivalentes mudanças de resistência.

O uso de extensômetros de resistência elétrica variável permite a obtenção de resultados confiáveis para carregamentos estáticos e dinâmicos, além da relativa facilidade de instalação do *strain gage* no corpo de-prova.

A Figura 10 mostra a configuração de um *strain gage* convencional. Nela, A é o comprimento da grade, B é a largura da grade, C é o comprimento total, incluindo os terminais de soldagem, D é a largura da matriz e E é o comprimento da matriz (FREDDI; OLMI; CRISTOFOLINI, 2015)

Figura 10 – Desenho Esquemático de Extensômetro de Resistência Elétrica Variável



Fonte: Freddi, Olmi e Cristofolini (2015).

2.9.1 Ponte de Wheatstone

A ponte de Wheatstone é um circuito básico empregado para medir mudanças de resistência extremamente pequenas em um extensômetro sujeito a deformação. Devido à sua grande sensibilidade, a ponte de Wheatstone é o circuito mais frequentemente utilizado para este tipo de medição (KHAN; WANG, 2001).

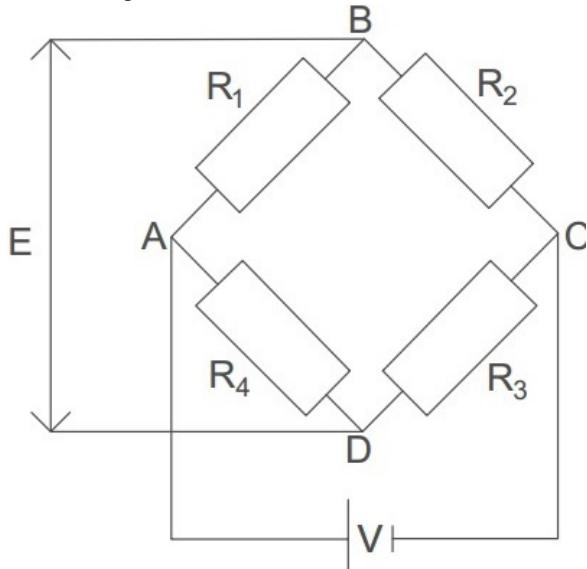
Segundo Khan e Wang (2001), para uma ponte composta pelos resistores R_1 , R_2 , R_3 e R_4 , cuja voltagem de entrada é V , conforme a Figura 11, tem-se que a voltagem de saída E é dada por:

$$E = \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2) \times (R_3 + R_4)} \quad (2.31)$$

Assim, a voltagem de saída será zero ($E = 0$), ou seja, a ponte estará balanceada, quando $R_1 \times R_3 = R_2 \times R_4$. Dessa forma, conclui-se que qualquer mudança de resistência em um braço da ponte pode ser balanceada ajustando-se as resistências nos outros braços (KHAN; WANG, 2001).

Para Khan e Wang (2001), considerando-se uma ponte inicialmente balanceada, assumindo-se que as resistências R_1 , R_2 , R_3 e R_4 sofram variações de ΔR_1 , ΔR_2 , ΔR_3 , ΔR_4 e negligenciando-se termos de segunda ordem (por exemplo $\Delta R_1 \Delta R_2$) e

Figura 11 – Ponte de Wheatstone



Fonte: Khan e Wang (2001).

termos relativamente menores no denominador (como $R_1\Delta R_3$), pode-se afirmar que a variação de saída ΔE é calculada por:

$$\Delta E = V \frac{R_1 R_2}{(R_1 + R_2)^2} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (2.32)$$

Assumindo-se que $R_2/R_1 = m'$, a Equação 2.32 pode ser reescrita na forma da Equação 2.33, que governa a medição de deformação de uma ponte de Wheatstone (KHAN; WANG, 2001).

$$\Delta E = V \frac{m'}{(1 + m')^2} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (2.33)$$

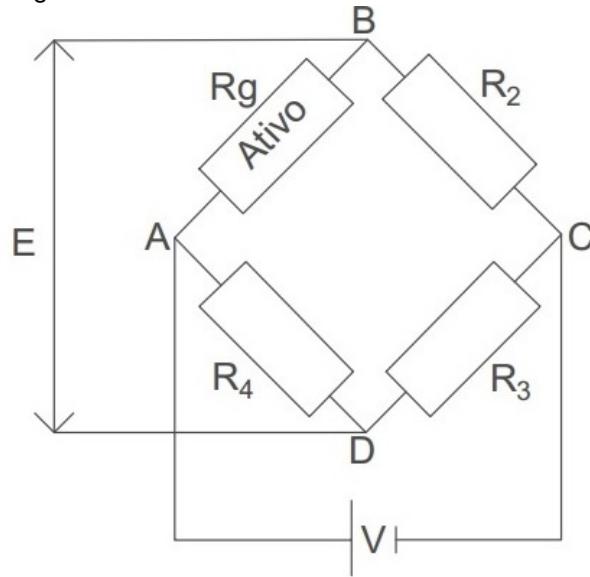
2.9.2 Configuração de Um Quarto de Ponte

O circuito chamado de um quarto de ponte de Wheatstone é aquele em que apenas um *strain gage* ativo é utilizado, conforme a Figura 12. Nessa figura, R_g é o extensômetro ativo, sujeito à mesma deformação que a estrutura. Os outros braços da ponte possuem resistores fixos.

Para Freddi, Olmi e Cristofolini (2015), o circuito de um quarto de ponte de Wheatstone é o mais simples para medições de deformação em uma única direção e é utilizado quando as exigências de precisão não são severas, já que a voltagem de saída é sensível à temperatura, quando um *strain gage dummy* não é usado.

Sabendo-se que qualquer mudança de resistência ΔR_g no extensômetro ativo perturbará a ponte e assumindo-se que a mesma está inicialmente balanceada, tem-

Figura 12 – Um Quarto de Ponte de Wheatstone



Fonte: Khan e Wang (2001).

se, segundo Khan e Wang (2001), que a voltagem de saída após a perturbação (ΔE) será de:

$$\Delta E = \frac{Vm'}{(1+m')^2} \times \frac{\Delta R_g}{R_g} = \frac{V\varepsilon G_f m'}{(1+m')^2} \quad (2.34)$$

Em que ε é a deformação medida na direção em que o *strain gage* está colado no corpo-de-prova e G_f é uma propriedade do extensômetro chamada *Gage Factor*, usada para descrever a sensibilidade do *strain gage* à deformação (KHAN; WANG, 2001).

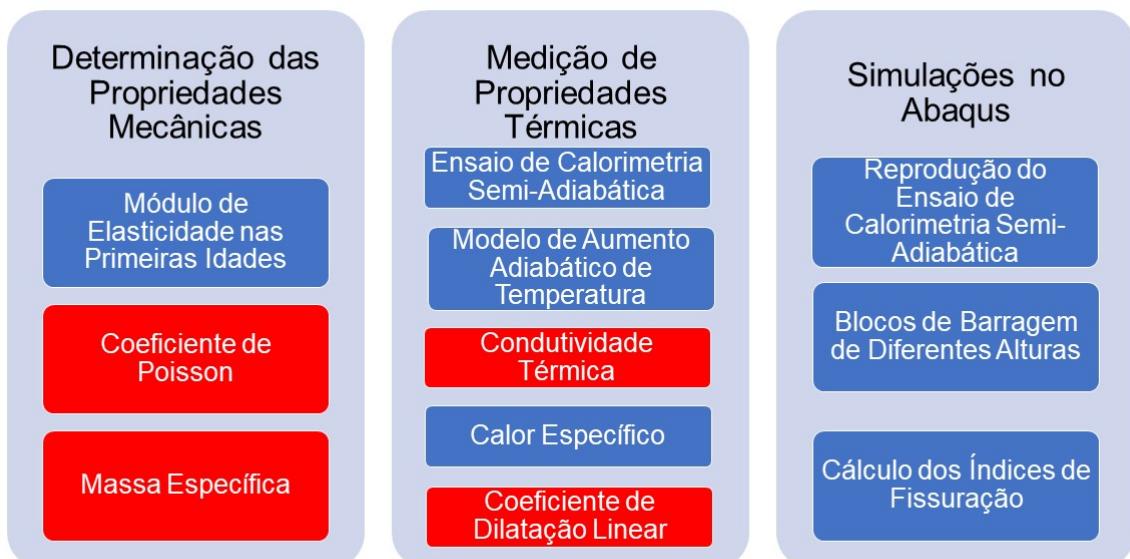
Reescrevendo a Equação 2.34 em função da deformação ε :

$$\varepsilon = \frac{(1+m')^2 \Delta E}{Vm' G_f} \quad (2.35)$$

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são identificados as técnicas, métodos, equipamentos e programas computacionais que foram utilizados no desenvolvimento da pesquisa. A Figura 13 mostra de forma simplificada a organização do procedimento metodológico. Foram determinadas propriedades mecânicas e térmicas das misturas em estudo, visando-se utilizá-las em simulações numéricas do efeito térmico em estruturas de concreto massa. Além disso, a partir dos resultados experimentais e das simulações, foram calculados os índices de fissuração para essas estruturas, como uma forma de quantificar o desempenho de cada um dos materiais em estudo como concreto massa.

Figura 13 – Organização Metodológica



Fonte: Produzido pelo autor.

Grande parte das propriedades foram determinadas experimentalmente nesse trabalho, com exceção (em vermelho, na Figura 13) das massas específicas e das condutividades dos dois concretos, já previamente determinadas por Marcon Neto (2018), do Coeficiente de Poisson e dos coeficientes de dilatação linear, cujos valores foram consultados em literatura.

A partir de resultados experimentais de aumento de temperatura em calorímetro semi-adiabático com amostras de 55 litros, foram criados modelos matemáticos que descrevem o aumento de temperatura adiabático dos concretos estudados.

No programa computacional Abaqus, foram executadas análises de transferência de calor que validaram os resultados obtidos empiricamente durante o monitoramento do aumento de temperatura semi-adiabático em blocos de concreto de 55 litros. Também nesse programa foram submetidas análises termomecânicas acopladas de blocos de barragem. Essas simulações foram alimentadas com as propriedades térmicas e mecânicas anteriormente determinadas, bem como com os modelos matemáticos de aumento de temperatura adiabático criados.

Com os resultados das simulações termomecânicas do Abaqus e com as resistências à tração determinadas experimentalmente, foram calculados os índices de fissuração.

3.1 MATERIAIS PARA CONFECÇÃO DOS CONCRETOS

Como o presente trabalho é uma continuação daquele iniciado por Marcon Neto (2018), os materiais utilizados nesta pesquisa para a produção dos concretos de referência e com alto teor de cinza volante são os mesmos por ele adotados e caracterizados.

Utilizou-se cimento Portland CP-V ARI, que atinge maiores resistências iniciais, numa tentativa de compensar a baixa resistência mecânica dos concretos pozolânicos nas primeiras idades.

O agregado graúdo escolhido foi caracterizado por Marcon Neto (2018) como brita 1, com dimensão máxima característica de 19 mm e massa específica de 2,76 kg/dm^3 .

Já o agregado miúdo caracterizado por Marcon Neto (2018) é uma areia média de rio, com módulo de finura de 2,45 e dimensão máxima característica do agregado de 2,36 mm , com massa específica de 2,60 kg/dm^3 e massa unitária aparente (que considera os vazios entre os grãos) de 1,49 kg/dm^3 .

A cinza volante utilizada é proveniente do Complexo Termoelétrico Jorge Lacerda, localizado na cidade de Capivari de Baixo, Santa Catarina. Para sua classificação e uso como material pozolânico, esta foi moída por 10 minutos no moinho de bolas do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UDESC Joinville.

Segundo Marcon Neto (2018), a cinza volante moída pode ser classificada como material pozolânico, pois atinge os três requisitos descritos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) na ABNT NBR 12653 (2014): nenhum material ficou retido na peneira de malha de 45 μm , ou seja, o valor é inferior ao máximo exigido pela norma, de 20%. O índice de desempenho com cimento Portland, que mede a atividade pozolânica, foi de 114,92%, acima do valor de referência de 90%. Já

a concentração total de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3) foi de 88,6% , superior aos 70% exigidos na ABNT NBR 12653 (2014). A Tabela 6 mostra a composição química da cinza volante utilizada.

Tabela 6 – Composição Química da Cinza Volante

Elemento	Teor em Massa (%)
SiO_2	48,8
Al_2O_3	30,3
Fe_2O_3	9,5
K_2O	4,2
CaO	2,3
TiO_2	1,8
SO_3	1,2
P_2O_5	0,5
Perda ao Fogo	1,4

Fonte: Marcon Neto (2018).

As proporções das misturas de referência e com alto teor de cinza volante são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Traços Adotados (Valores para 1 m^3)

Material	Concreto de Referência	Concreto com Cinza Volante
Cimento (kg)	562,11	224,74
Cinza Volante(kg)	-	337,37
Areia Média (kg)	892,11	892,11
Brita 1 (kg)	1315,26	1315,26
Água (kg)	226,81	226,81
Aditivo Plastificante de Pega Normal (kg)	2,25	2,25

Fonte: Produzido pelo autor.

Algumas propriedades dos dois concretos em estudo, determinadas por Marcon Neto (2018), são relevantes e encontram-se na Tabela 8:

Tabela 8 – Resultados Relevantes de Marcon Neto (2018)

Propriedade	Concreto de Referência	Concreto com Cinza Volante
Massa Específica (kg/m^3)	2630	2500
Condutividade Térmica (W/mK)	2,78	3,28

Fonte: Adaptado de Marcon Neto (2018).

3.2 DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS

3.2.1 Construção de Dispositivo para Determinação de Deformações dos Corpos de Prova

Para a determinação do módulo de elasticidade do corpo de prova de concreto, é necessária apenas uma ponte de Wheatstone. Entretanto, prevendo-se necessidade futura de determinação do coeficiente de Poisson, optou-se pela construção de duas pontes de Wheatstone, ambas com a configuração de um quarto de ponte, bem como de dois amplificadores de instrumentação (um para cada ponte).

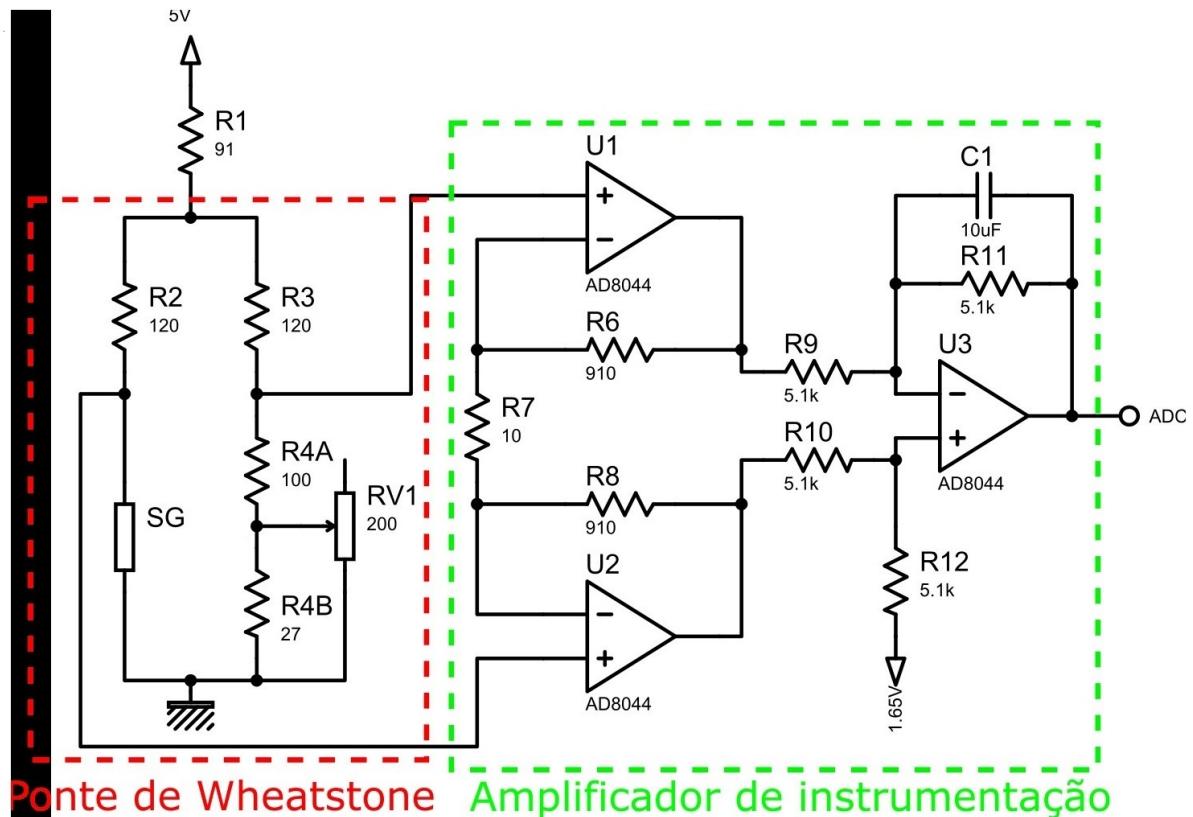
As duas pontes e os dois amplificadores foram alocados em uma única Placa de Circuito Impresso (PCI), que possui dimensões e pinagem proporcionais à do microcontrolador escolhido, o Arduino Uno. De acordo com McRoberts (2011, p. 22), "um Arduino é um pequeno computador que você pode programar para processar entradas e saídas entre o dispositivo e os componentes externos conectados a ele" e pode ser conectado a qualquer dispositivo que emita dados. Desta forma o protótipo é pequeno (9; 6; 1,5 cm), podendo ser transportado facilmente. Para a construção da placa, utilizou-se o Laboratório de Circuitos Impressos da UDESC Joinville.

O esquema elétrico do circuito desenvolvido para medir cada uma das pontes é mostrado na Figura 14. Como o sistema conta com duas pontes, na prática foram implementados dois circuitos idênticos. A ponte de Wheatstone é formada pelos resistores R_2 , R_3 , R_{4A} , R_{4B} , pelo trimpot RV_1 e pelo *strain gage* (SG). O resistor R_1 limita a corrente na ponte e consequentemente reduz o consumo. Isto é necessário porque a alimentação é proveniente de uma porta USB, que apresenta baixa capacidade de corrente ($\cong 500\text{ mA}$).

A fim de equilibrar a ponte, os resistores R_2 e R_3 devem ser iguais, assim como SG deve ser igual a $R_{4A} + RV_1/R_{4B}$. Os *strain gages* apresentam resistência variável, $\cong 120 \pm 1\Omega$, logo é necessário um resistor variável para garantir o equilíbrio. Desta forma escolheu-se R_{4A} (100 Ω) em série com a combinação paralela de R_{4B} (27 Ω) e RV_1 (1 a 200 Ω), assim a resistência equivalente varia entre 101 Ω e 123 Ω .

Os amplificadores de instrumentação medem a tensão diferencial na ponte de Wheatstone e aplicam um ganho sobre o sinal lido, conforme Equação 3.1. O ganho é necessário para que a amplitude da tensão medida ocupe o máximo da faixa dinâmica do conversor analógico-digital do Arduino Uno (3.3 V), e consequentemente as medições sejam mais exatas. A referência do amplificador de instrumentação é de 1,65 V, gerada a partir do regulador de tensão de 3.3 V do Arduino, assim o sistema consegue medir variações em ambos os sentidos (variações positivas indicam esforço de tração e negativas, de compressão). O capacitor C_1 na realimentação negativa do amplificador, atua como um filtro passa-baixas para eliminar ruídos, e seu tempo de

Figura 14 – Circuito Utilizado para Um Quarto de Ponte e Um Amplificador



Fonte: Produzido pelo autor.

estabilização, verificado em simulação, não afeta a dinâmica do sistema. O amplificador operacional escolhido foi o *AD8044*, que possui baixo consumo e tem capacidade de operar em alimentação simples (0-5 V).

Através do esquema da Figura 14, tem-se que o ganho teórico G_t dos amplificadores de instrumentação é de:

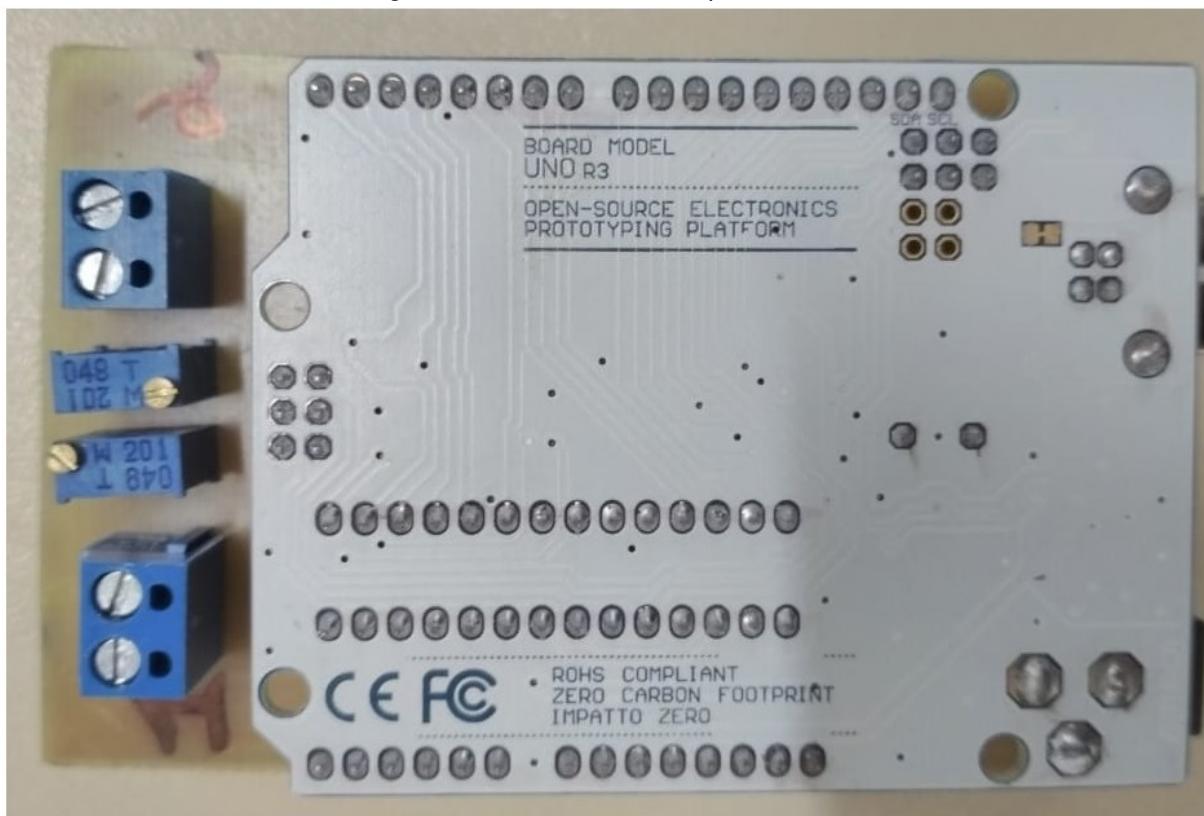
$$G_t = \frac{R6 + R8}{R7} + 1 = \frac{5100 + 5100}{10} + 1 = 1021 \quad (3.1)$$

Entretanto, medindo-se os resistores utilizados na PCI, tem-se que os ganhos reais, G_{r1} e G_{r2} , são de 1012, 95 e 996, 02, respectivamente, sendo estes os valores considerados para os cálculos posteriores.

Após a conclusão da fixação de todos os componentes eletrônicos, para a aquisição dos dados de saída dos amplificadores, acoplou-se um Arduino Uno R3 à placa. A Figura 15 mostra o Arduino Uno acoplado à PCI.

O Arduino Uno foi programado para fazer, ao comando do usuário, 1000 leituras de variação de voltagem para cada um dos amplificadores construídos, calcular o valor médio de cada um desses conjuntos de leituras e retornar tais médias para a

Figura 15 – Arduino Uno Acoplado à PCI



Fonte: Produzido pelo autor.

porta serial do computador.

Ainda, escreveu-se um programa em linguagem Python que, a cada $0,5s$, enviava através da porta serial um comando de leitura ao Arduino Uno e lia os dados de voltagem retornados para a mesma porta. Além disso, o programa calculava, a partir destes dados e de dados fornecidos pelo usuário, a deformação sofrida pelo corpo de prova, construindo um gráfico Deformação x Tempo em tempo real. Outra função implementada no programa foi a de salvar os dados de voltagem, deformação e tempo percorrido para cada uma das pontes de Wheatstone.

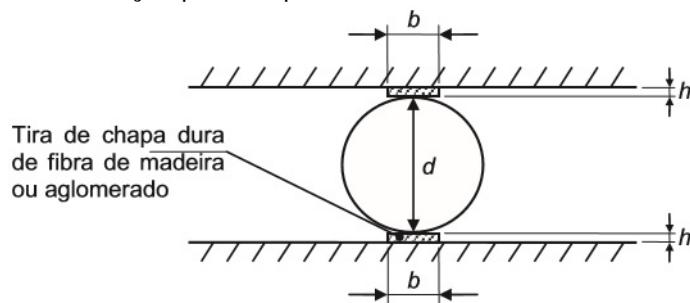
3.2.2 Massa Específica e Coeficiente de Poisson

o coeficiente de Poisson do concreto ν pode ser tomado como igual a 0,2, segundo a ABNT NBR 6118 (2014). Tal valor será adotado para os dois materiais em estudo. Já as massas específicas foram previamente determinadas por Marcon Neto (2018), conforme a Tabela 8.

3.2.3 Medição da Resistência à Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011). Na realização do experimento, segundo instruções da norma, um corpo de prova cilíndrico de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura é posicionado com o eixo horizontal entre os pratos da prensa. A carga é então aplicada, até que haja a ruptura por tração indireta ou fendilhamento. A Figura 16 ilustra o posicionamento do corpo de prova entre os pratos da máquina de ensaios.

Figura 16 – Desenho Esquemático de Posicionamento de Corpo de Prova para Realização de Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral



Fonte: ABNT NBR 7222 (2011).

Ainda de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011), a resistência à tração por compressão diametral é calculada por:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi dl} \quad (3.2)$$

Onde:

$f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F é a força máxima aplicada no ensaio, em N;

d é o diâmetro do corpo de prova, em mm e

l é o comprimento do corpo de prova, também em mm.

Foram moldados e curados, de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 5738 (2016), 6 corpos de prova para cada uma das duas misturas: 3 das amostras de cada um dos concretos foram ensaiadas com 3 dias de idade e 3 com 7 dias. Com os resultados, foram construídas curvas de regressão que descrevem a evolução das resistências à tração dos concretos.

3.2.4 Determinação do Módulo de Elasticidade

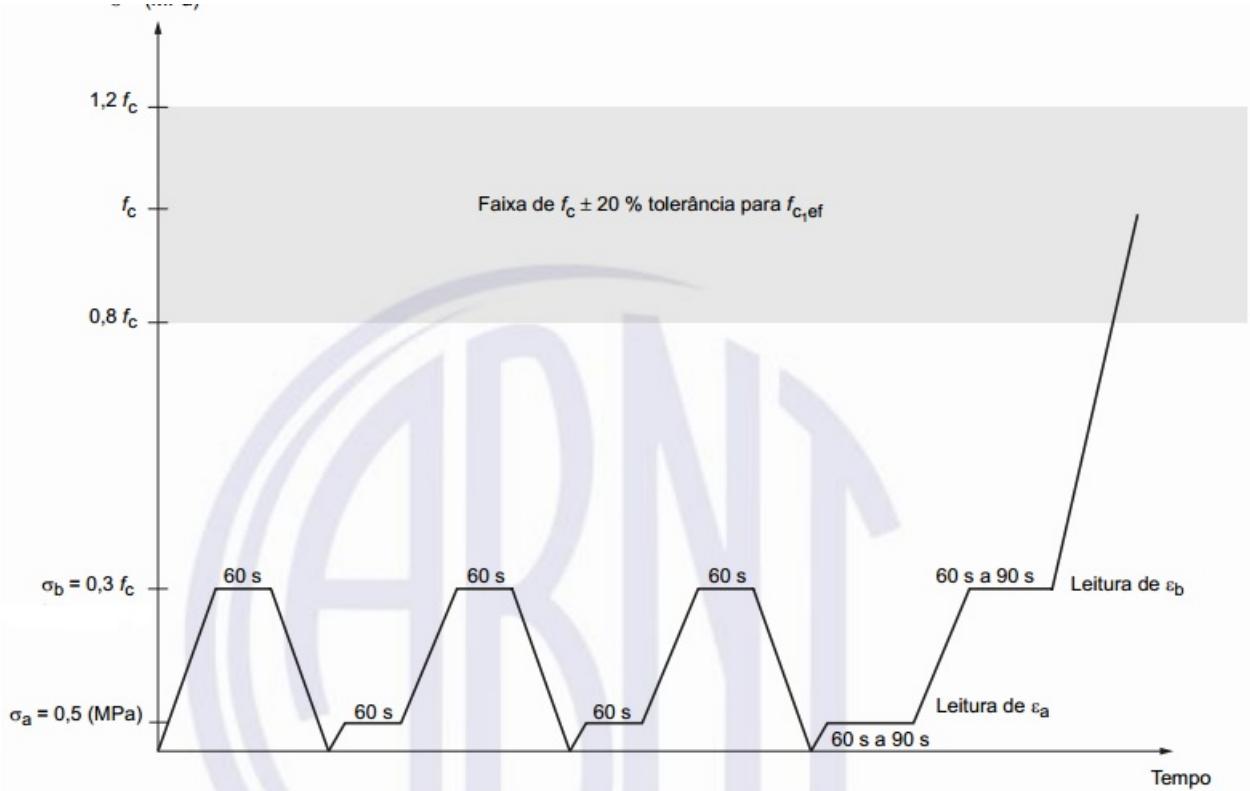
Os métodos de ensaio para a determinação do módulo estático de elasticidade à compressão do concreto endurecido, em corpos de prova cilíndricos, são descritos

pela ABNT NBR 8522 (2017). Nesta pesquisa utilizou-se a chamada "Metodologia A - Tensão σ_a Fixa" que consiste em:

1. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão do limite superior (σ_b) e manter a força neste nível por 60 s (a tensão σ_b corresponde a 30% da tensão de ruptura (f_c) obtida pelo ensaio de resistência à compressão);
2. Descarregar o corpo de prova até uma força próxima de zero;
3. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão de 0,5 MPa (σ_a) e manter a força neste nível por 60 s;
4. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão do limite superior (σ_b) e manter a força neste nível por 60 s;
5. Descarregar o corpo de prova até uma força próxima de zero;
6. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão de 0,5 MPa (σ_a) e manter a força neste nível por 60 s;
7. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão do limite superior (σ_b) e manter a força neste nível por 60 s;
8. Descarregar o corpo de prova até uma força próxima de zero;
9. Carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão de 0,5 MPa (σ_a) e manter a força neste nível por 60 s. Registrar as deformações lidas, ϵ_a , tomadas em no máximo 30 s;
10. Em seguida, carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão do limite superior (σ_b) e manter a força neste nível por 60 s. Registrar as deformações lidas, ϵ_b , tomadas em no máximo 30 s;
11. Após a leitura das deformações, liberar a instrumentação, se necessário, e carregar o corpo de prova na mesma taxa de velocidade utilizada durante as etapas, até que se produza a ruptura, obtendo-se a resistência efetiva ($f_{c,ef}$). Se $f_{c,ef}$ diferir de f_c em $\pm 20\%$, os resultados do corpo de prova não são confiáveis e não podem ser considerados no cálculo.

A Figura 17 mostra uma representação esquemática do ciclo de carregamento e descarregamento para a determinação do módulo de elasticidade.

Figura 17 – Representação Esquemática do Carregamento para Determinação do Módulo de Elasticidade



Fonte: ABNT NBR 8522 (2017).

O módulo de elasticidade E_{ci} , segundo a ABNT NBR 8522 (2017), é calculado pela Equação 3.3.

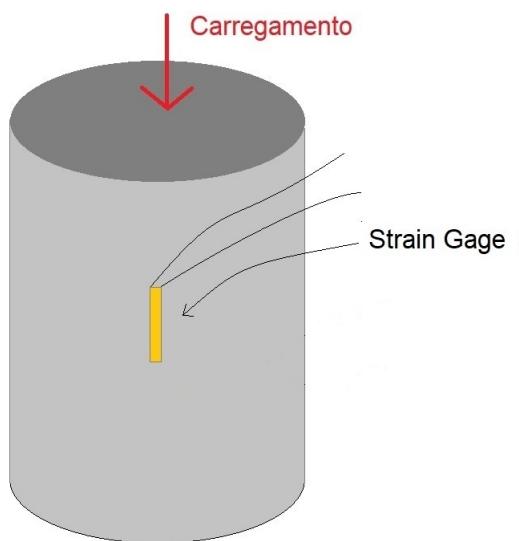
$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} 10^{-3} \quad (3.3)$$

Em que σ_b é a tensão maior, considerada como 30% da resistência à compressão, expressa em MPa; 0,5 é o valor da tensão básica, expresso em MPa; ϵ_b é a deformação específica do concreto, sob a tensão maior; ϵ_a é a deformação específica do concreto sob a tensão básica.

A Figura 18 ilustra o posicionamento do *strain gage* no corpo de prova, durante realização do ensaio de determinação do módulo de elasticidade à compressão. Os extensômetros utilizados tinham grade metálica de dimensões $50 \times 4 \text{ mm}$, matriz de $58,2 \times 6,5 \text{ mm}$ e gage factor de $2,0 \pm 1\%$.

Antes da colagem do *strain gage*, a superfície do corpo de prova foi limpa com água corrente, já que é de extrema importância que nela não existam partículas de poeira ou de qualquer outra natureza, pois podem impedir a correta colagem e interferir nos resultados das medições. Em seguida, a superfície foi seca e esperou-se

Figura 18 – Desenho Esquemático de Posicionamento de Extensômetro no Corpo de Prova



Fonte: Produzido pelo autor.

que a mesma resfriasse. Utilizou-se cola para superfícies porosas, com base em Etil Cianoacrilato, para a fixação dos extensômetros nas amostras de concreto.

Para leitura das deformações ϵ_a e ϵ_b nos períodos indicados pela Figura 17, foi utilizado o dispositivo descrito no Item 3.2.1. Ressalta-se ainda que ϵ_a e ϵ_b foram tomadas durante um período de 15s e, para o cálculo do módulo de elasticidade, adotou-se o valor médio de cada uma das respectivas medições, já que o dispositivo utilizado realiza leituras a cada 0,5s.

Novamente, foram moldados e curados, de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 5738 (2016), 6 corpos de prova para cada uma das duas misturas: 3 das amostras de cada um dos concretos foram ensaiadas com 3 dias de idade e 3 com 7 dias. Com os resultados, foram construídas curvas de regressão que descrevem a evolução dos módulos de elasticidade dos concretos.

3.3 DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES TÉRMICAS

3.3.1 Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática em Blocos de 55 Litros e Criação de Modelo Adiabático

Como a reação de hidratação do cimento é predominantemente exotérmica, uma das formas mais comuns de acompanhar seu desenvolvimento é através de tomadas de medidas calorimétricas, em que são registradas leituras de temperatura em intervalos de tempos definidos. Para isso, utilizou-se o calorímetro do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UDESC Joinville. A ideia principal do ensaio é tentar reproduzir o aumento de temperatura no núcleo de uma estrutura de concreto massa.

O calorímetro consiste de um conjunto de termopares e de uma caixa termicamente isolada, de poliestireno expandido (*Expanded Polystyrene* - EPS). Os termopares são equipamentos que fazem as leituras de temperatura em intervalos de tempo determinados pelo usuário e enviam tais dados para um computador. A caixa termicamente isolada cria condições semi-adiabáticas, ou seja, com trocas de calor bastante limitadas com o ambiente em que se encontra.

Para cada uma das duas misturas, encheu-se uma caixa de EPS com concreto, num volume total de aproximadamente 55 litros ($54,5 \times 34,5 \times 29\text{ cm}$). A espessura das paredes das caixas era de 4 cm . Os termopares foram posicionados no centroide do bloco de concreto, onde esperava-se que as maiores temperaturas seriam atingidas. Para os dois casos, o monitoramento durou aproximadamente 75 h .

Para criação de um modelo de aumento de temperatura adiabático das misturas, primeiramente foram traçadas linhas de regressão de resfriamento, que aproximam as curvas de resfriamento obtidas nos testes com calorímetro semi-adiabático. O coeficiente angular α_a destas retas representa a taxa de variação de temperatura (resfriamento) em relação ao tempo (dT/dt). Considerando que o calorímetro se encontra em sala com temperatura controlada, conclui-se que a variação α_a é causada pela perda de calor do concreto no interior da caixa de EPS para o ambiente, em um intervalo de tempo entre duas medidas calorimétricas. Assim, a temperatura adiabática do concreto T_a , em um determinado tempo t , é definida pela Equação 3.4.

$$T_a(t) = T_c(t) + \sum_0^t -\alpha_a \Delta t \quad (3.4)$$

Sendo $T_c(t)$ a temperatura do concreto no calorímetro em um determinado tempo t e Δt o intervalo de tempo entre duas medidas calorimétricas consecutivas ($t_i - t_{i-1}$).

3.3.2 Determinação dos Períodos de Início e Fim de Pega

De acordo com Neville (2011) termo pega é utilizado para referir-se ao período do começo do enrijecimento da pasta cimentícia, ou seja, quando a mesma deixa de ser plástica e passa a ser rígida. Após o enrijecimento, há um grande aumento da temperatura da mistura, que começa a se solidificar, não sendo mais trabalhável. Esta fase é chamada de início de pega. Por outro lado, o fim de pega acontece quando o concreto está solidificado por completo (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Através de testes em calorímetro semi-adiabático, pode-se determinar os tempos de início e fim de pega. Segundo Sandberg e Liberman (2007), o início de pega é equivalente ao tempo em que acontece o maior ponto de máximo da segunda de-

rivada da curva de temperatura em relação ao tempo, determinada no calorímetro semi-adiabático. O fim de pega, entretanto, é determinado pelo ponto de máximo da primeira derivada da mesma curva anteriormente citada.

Em estudo realizado por Viecili, Hostenpflug e Girardi (2018), com concretos com cimento Portland CP-V ARI, a diferença na determinação no valor do tempo de início de pega entre o método das derivadas de Sandberg e Liberman (2007) e do teste de Vicat, normalmente utilizado para tais medições, foi de 6,28%, enquanto para o fim de pega esta diferença foi de 5,17%.

A estimativa dos períodos de início e fim de pega foi relevante para o presente trabalho, dada a necessidade de determinar-se o tempo em que o concreto torna-se rígido e seu módulo de elasticidade começa a aumentar. Assim, nas simulações numéricas, considerou-se que o módulo de elasticidade começou a evoluir a partir da idade correspondente ao fim de pega.

É válido ressaltar que para aplicação do método das derivadas de Sandberg e Liberman (2007), devem ser utilizados apenas os pontos de calorimetria semi-adiabática que correspondem ao período em que a temperatura do concreto deixa de estar em equilíbrio com o ambiente até o ponto em que a máxima temperatura da amostra é atingida.

3.3.3 Medição do Calor Específico

A medição do calor específico dos concretos de referência e com alto teor de cinza volante baseou-se nos princípios descritos na lei zero e na primeira lei da termodinâmica, utilizando-se equipamentos presentes no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UDESC Joinville. As amostras de concreto tinham sete dias de idade.

De acordo com Halliday, Resnick e Walker (2009), da chamada lei zero da termodinâmica conclui-se que quando dois corpos estão em equilíbrio térmico, suas temperaturas são iguais.

Já a primeira lei da termodinâmica descreve a variação interna de energia de um sistema e é dada por:

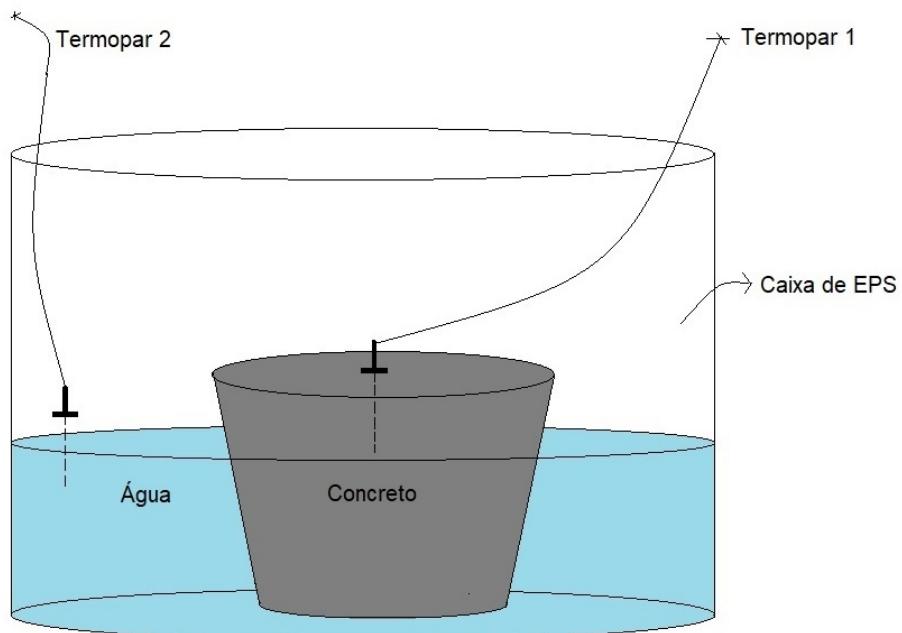
$$\Delta E_{int} = E_{int_f} - E_{int_i} = Q - W \quad (3.5)$$

Onde ΔE_{int} é a variação da energia interna do sistema, Q é energia na forma de calor e W é energia na forma de trabalho. Dessa forma, se energia é acrescentada a um sistema na forma de calor, sua energia interna aumenta. Analogamente, a energia interna diminui quando é realizado trabalho (HALLIDAY; RESNICK; WALKER, 2009).

Um caso especial da primeira lei da termodinâmica é o processo adiabático, ou seja, aquele em que o sistema é tão bem isolado que não existe troca de calor entre ele e o ambiente, ou seja, $Q = 0$.

Para determinar o calor específico dos concretos em estudo, foram utilizados o calorímetro do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UDESC Joinville, que cria condições semi-adiabáticas para o sistema, e amostras de massas conhecidas de concreto e água. A água usada estava em temperatura ambiente controlada, em torno de 23°C , enquanto o concreto foi previamente aquecido em estufa por 2 horas. As temperaturas foram monitoradas utilizando-se termopares, conforme esquema na Figura 19.

Figura 19 – Configuração Experimental para a Determinação do Calor Específico



Fonte: Produzido pelo autor.

O concreto aquecido foi então colocado em contato com a água. Devido à diferença de temperatura inicial entre ambos, houve um fluxo de calor entre os dois materiais. Como o calorímetro cria condições semi-adiabáticas, pode-se assumir que praticamente toda a energia liberada pelo concreto foi absorvida pela água. Quando as duas amostras atingiram temperaturas semelhantes, concluiu-se que estavam em equilíbrio térmico e não havia mais troca de calor entre ambos. Dessa forma:

$$Q_{H_2O} + Q_c = 0 \quad (3.6)$$

Em que Q_{H_2O} é o calor absorvido pela água e Q_c é o calor liberado pelo concreto.

A quantidade de calor absorvida ou liberada por um corpo submetido à mudanças de temperatura, sem que haja mudança de estado físico, de acordo com Halliday, Resnick e Walker (2009), é dada pela Equação 3.7. Nela, Q é a quantidade de calor, m é a massa, c_p é o calor específico, T_f é a temperatura final e T_i é a temperatura inicial do corpo.

$$Q = mc_p(T_f - T_i) \quad (3.7)$$

Assim, tem-se que o sistema semi-adiabático água-concreto é regido pela Equação 3.8:

$$[mc_p(T_f - T_i)]_{H_2O} + [mc_p(T_f - T_i)]_c = 0 \quad (3.8)$$

Isolando o calor específico c_{pc} do concreto na Equação 3.8, obtém-se:

$$c_{pc} = \frac{-[mc_p(T_f - T_i)]_{H_2O}}{[m(T_f - T_i)]_c} \quad (3.9)$$

É relevante citar ainda que Islam e Tarefder (2014) utilizaram metodologia semelhante à descrita neste trabalho para determinação do calor específico de um concreto asfáltico. Os autores obtiveram resultados satisfatórios e condizentes com aqueles indicados em literatura para tal material.

Nesta pesquisa, para cada um dos traços de concreto estudados, foram realizados dois ensaios de medição de calor específico.

3.3.4 Conversão de Curvas de Temperatura para Curvas de Fluxo de Calor

Para a análise térmica no Abaqus, foi necessário transformar as curvas de temperaturas adiabáticas do Item 3.3.1, calculadas através da Equação 3.4, em curvas de fluxo de calor volumétrico (ou de corpo - *Body Heat Flux*, como chamado no programa).

Para isso, utilizou-se a metodologia descrita por Al-Manaseer e Elias (2007). Tal método indica que a geração de calor e o aumento de temperatura em uma amostra de concreto, curado em condições adiabáticas, podem ser determinados por:

$$\frac{dT}{dt} = \frac{Q_h}{\rho c_p} = \frac{dH}{dt} \left(\frac{1}{\rho c_p} \right) \quad (3.10)$$

Onde:

T é a temperatura do concreto;

ρ é a densidade do concreto;

c_p é o calor específico da mistura;

Q_h é a taxa de geração de calor e

H é o calor de hidratação do concreto.

Da Equação 3.10, o fluxo de calor volumétrico $\frac{dH}{dt}$ é calculado por:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{dT}{dt} (\rho c_p) \quad (3.11)$$

A partir da Equação 3.11, o fluxo de calor volumétrico é calculado e utilizado como entrada, em formato de tabela e em função do tempo, no Abaqus. As temperaturas T são as máximas obtidas nos modelos matemáticos de aumento adiabático desenvolvidos, enquanto as densidades ρ foram obtidas por Marcon Neto (2018) e valores dos calores específicos c_p foram determinados experimentalmente, de acordo com o Item 3.7.

Resumidamente, o procedimento para cálculo e uso do fluxo de calor volumétrico no Abaqus consiste em:

1. Tomar medidas de temperatura em função do tempo através do calorímetro;
2. Calcular a diferença de temperatura entre dois períodos consecutivos de tempo (dT);
3. Calcular o calor de hidratação (dH) a partir da Equação 3.11;
4. Calcular a diferença de tempo entre os dois períodos estabelecidos (dt);
5. Calcular o fluxo de calor volumétrico através da divisão entre o calor de hidratação e a diferença de tempo entre os dois períodos ($\frac{dH}{dt}$);
6. Inserir o fluxo de calor volumétrico como carga no Abaqus para analisar a transferência de calor no modelo.

3.4 SIMULAÇÕES NO ABAQUS

Para determinação das temperaturas nodais provenientes do fenômeno de hidratação no Abaqus, é necessária apenas uma análise de transferência de calor, em que, de forma simplificada, uma carga térmica (o fluxo de calor), em conjunto com a interação do material com o ambiente, provoca mudanças de temperatura ao longo da amostra.

Na análise térmica, as propriedades do material necessárias são a condutividade térmica, a massa específica e o calor específico. O tipo de *step* utilizado foi o de transferência de calor, com resposta transiente, já que as temperaturas da amostra variam ao longo do tempo e os incrementos possuem tamanho fixo.

Foi preciso também definir a interação térmica entre a estrutura e o ambiente. Como a transferência de calor afeta principalmente a superfície do concreto, foi estipulado um coeficiente de transferência de calor por convecção, como sugerido por Kim (2010), juntamente com a temperatura ambiente durante a simulação.

Como carregamento, foi introduzido o fluxo de calor, calculado de acordo com o Item 3.3.4, a partir das curvas de temperatura. Definiu-se, ainda, a temperatura inicial dos nós como igual à ambiente no momento de lançamento do concreto.

Já para estudar-se o comportamento termomecânico durante o aumento de temperatura pelo calor de hidratação, em combinação com as restrições de movimento do elemento estrutural, foi necessária a realização de uma análise termomecânica acoplada transiente, ou seja, aquela em que os resultados da análise térmica influenciam os resultados da mecânica. Nesse tipo de simulação, além das propriedades térmicas citadas anteriormente, são necessários ainda o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de dilatação linear. O tipo de *step* usado é o termomecânico acoplado. Durante esse tipo de simulação, são obtidas as temperaturas nodais e estas são levadas em conta em outra análise, ocorrendo simultaneamente, que determina as tensões provenientes dos movimentos de expansão e contração da amostra, causados pelas diferença de temperatura.

A Tabela 9 resume as propriedades térmicas e mecânicas necessárias para execução das análises térmica e termomecânica acoplada, respectivamente.

3.5 DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS SIMULADAS

De forma geral, dois tipos de estruturas foram computacionalmente simuladas no programa Abaqus. Primeiramente, reproduziu-se os ensaios de calorimetria semi-adiabática executados em laboratório. Em seguida, foram simulados os comportamentos termomecânicos de blocos de concreto massa, considerando-se as propriedades determinadas experimentalmente.

3.5.1 Reprodução do Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática - Bloco de 55 Litros

Para melhor ilustrar o fenômeno de geração de calor pela hidratação do cimento ocorrido durante a execução do Item 3.3.1, foram realizadas análises de transferência de calor, uma para cada concreto estudado, no Abaqus. A ideia era visualizar

Tabela 9 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas no Abaqus

Análise Térmica	
Propriedade	Forma de Determinação
Massa Específica	Marcon Neto (2018)
Condutividade Térmica	Marcon Neto (2018)
Calor Específico	Item 4.2.4
Fluxo de Calor	Item 3.3.4
Análise Termomecânica Acoplada	
Propriedade	Forma de Determinação
Massa Específica	Marcon Neto (2018)
Condutividade Térmica	Marcon Neto (2018)
Calor Específico	Item 4.2.4
Fluxo de Calor	Item 3.3.4
Módulo de Elasticidade	Item 3.2.4
Coeficiente de Poisson	ABNT NBR 6118 (2014)
Coeficiente de Dilatação Linear	Yoshitake <i>et al.</i> (2014)

Fonte: Produzido pelo autor.

a distribuição de temperaturas ao longo de toda a amostra, e não apenas no centroide, tomando como base as curvas geradas pelos modelos matemáticos de aumento de temperatura adiabática obtidas no Item 3.3.1 (convertidas para curvas de fluxo de calor, de acordo com o Item 3.11) e adotando condições de contorno que reproduzem as condições de realização do ensaio em laboratório. Dessa forma, pode-se dizer que essa análise é uma validação dos resultados experimentais e também uma complementação dos mesmos.

A Tabela 10 lista as propriedades térmicas e mecânicas utilizadas nas simulações dos blocos de 55 litros para os dois materiais em estudo.

Tabela 10 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas - Reprodução dos Ensaios de Calorimetria - Análise Térmica

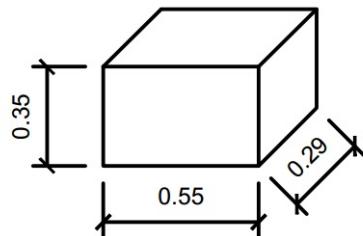
Propriedade	CR	CC
Massa Específica (kg/m^3)	2630	2500
Condutividade Térmica ($kcal/hm^{\circ}C$)	1, 46	1, 72
Calor Específico ($kcal/kg^{\circ}C$)	0, 145	0, 160
Fluxo de calor ($kcal/hm^3$)	Curvas do Item 4.2.5	Curvas do Item 4.2.5

Fonte: Produzido pelo autor.

A Figura 20 mostra as dimensões do bloco, em metros, medidas durante a execução do procedimento experimental do Item 3.3.1, utilizadas também no modelo computacional do Abaqus.

Na simulação, considerou-se as dimensões reais dos blocos ($54,5 \times 34,5 \times 29\ cm$). Assim, a malha de elementos finitos, ilustrada na Figura 21, foi composta por

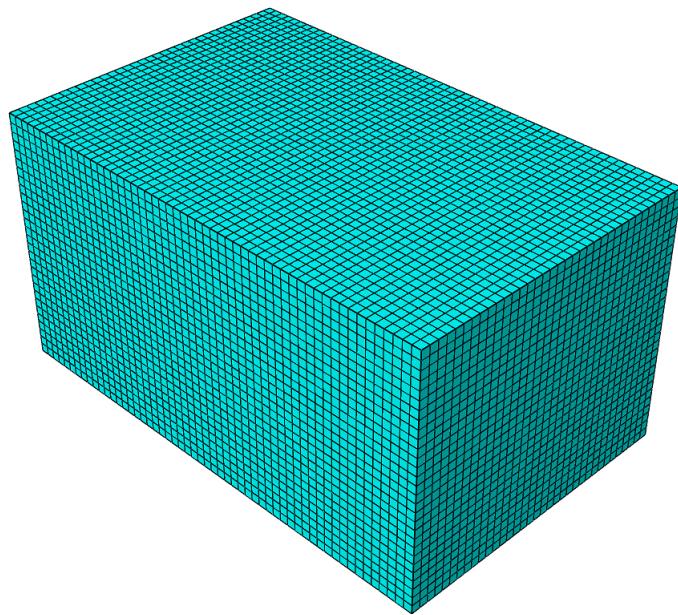
Figura 20 – Dimensões do Bloco (m)



Fonte: Produzido pelo autor.

55825 elementos hexaédricos lineares do tipo DC3D8, conectados por 60480 nós.

Figura 21 – Malha de Elementos Finitos - Bloco de 55 Litros



Fonte: Produzido pelo autor.

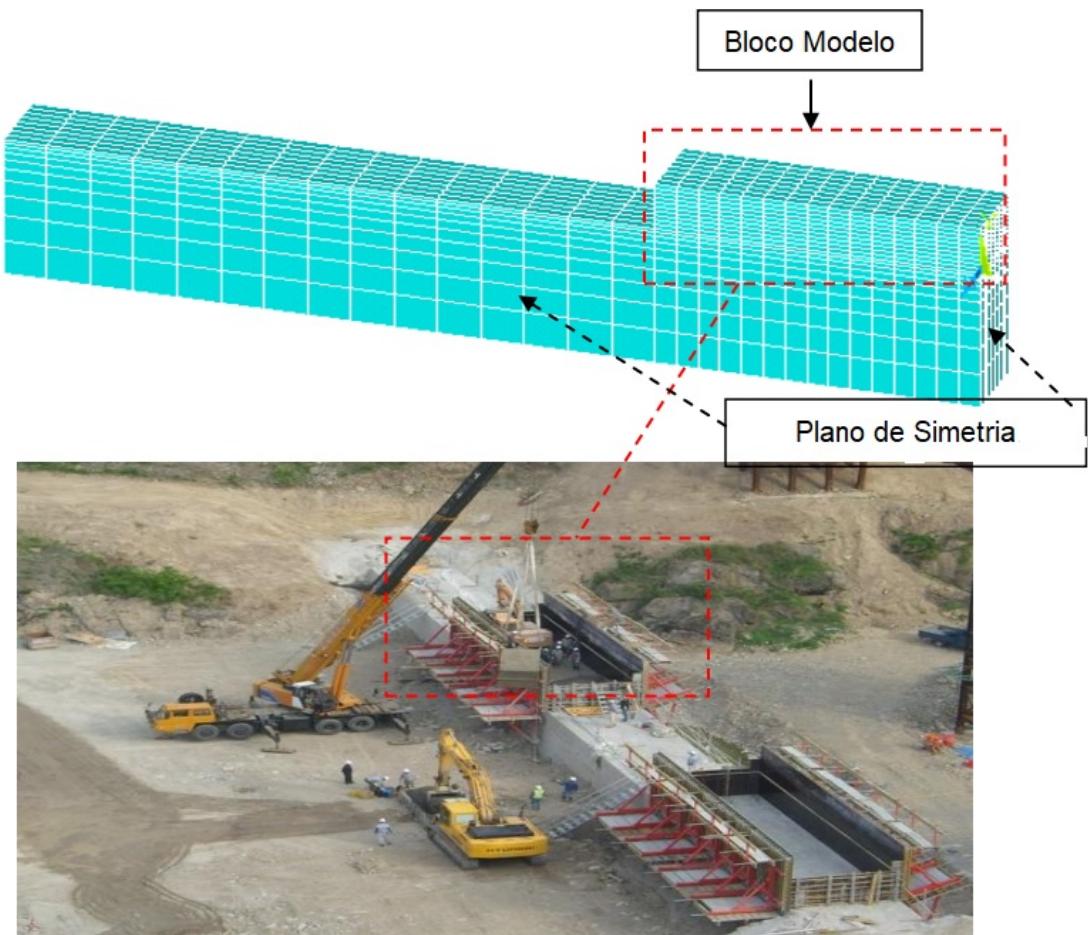
Como condição de contorno, levou-se em conta a troca de calor por convecção entre o concreto e a caixa de EPS. Admitiu-se a condutividade térmica do EPS como $0,03808 \text{ W}/(\text{mK})$. Como a espessura da parede da caixa era de 4 cm , determinou-se que sua resistência térmica era de $1,22 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$, resultando em um coeficiente de transferência de calor por convecção de $0,704 \text{ kcal}/\text{m}^2\text{h}^{\circ}\text{C}$. Ainda, considerou-se a temperatura da caixa de EPS igual à temperatura controlada da sala, de 23°C , e a temperatura inicial dos nós como a temperatura inicial medida experimentalmente nos concretos (Item 3.3.1): $25,6^{\circ}\text{C}$ para o concreto de referência e $25,2^{\circ}\text{C}$ para a mistura com adição mineral. O período considerado em ambas as simulações foi de 75 h .

3.5.2 Blocos de Barragem

Como estudo de caso, um bloco de uma barragem de concreto, apresentado por Kim (2010), foi usado para analisar o comportamento termomecânico de resposta às diferentes temperaturas causadas pela hidratação do cimento nas duas misturas. A barragem foi originalmente executada na Coreia do Sul e possui 10,6 m de altura total, 4,0 m de largura e 102 m de comprimento. Para a construção dessa estrutura, foram executados diversos blocos, cujas dimensões são de 1,5 m (altura), 15 m (comprimento) e 4 m (largura). Os blocos eram desformados após 5 dias de idade, ainda conforme Kim (2010).

A Figura 22 mostra a barragem durante sua construção e a malha de elementos finitos utilizada por Kim (2010).

Figura 22 – Bloco Modelo de Barragem

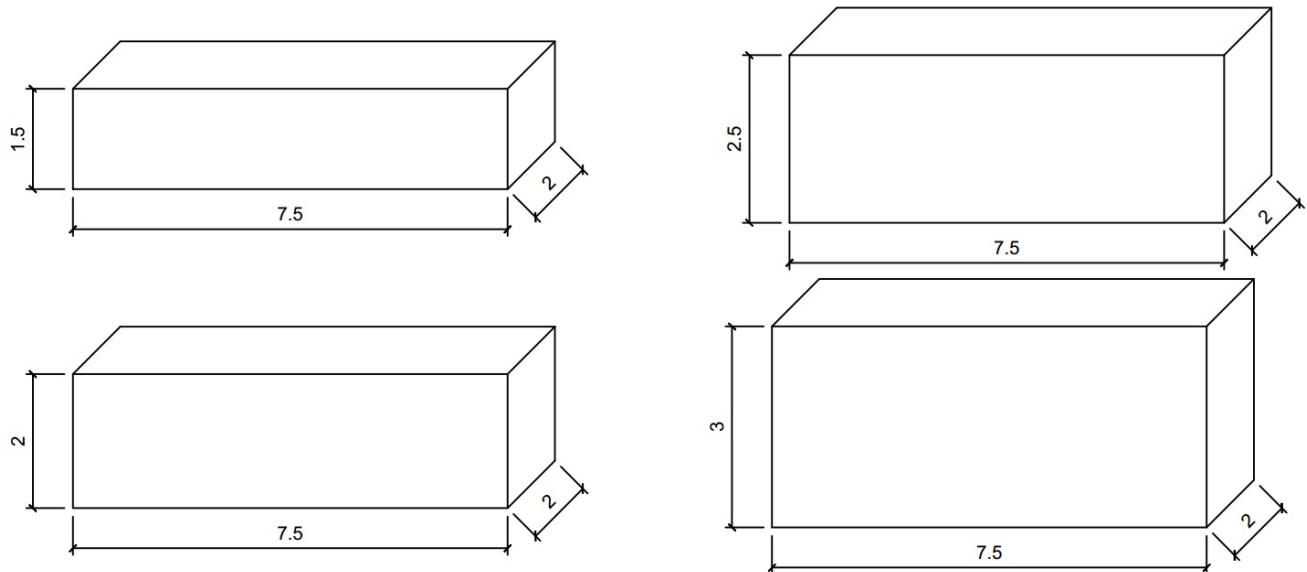


Fonte: Kim (2010).

Para avaliar também se a altura do bloco de concreto é um fator dominante em seu desempenho termomecânico, foram estudados blocos com alturas de 1,5 m, 2 m, 2,5 m e 3 m. Para diminuir o custo computacional e sabendo que os blocos são

simétricos, os mesmos foram simulados com as dimensões indicadas, em metros, na Figura 23.

Figura 23 – Dimensões Consideradas para Blocos de Barragem (m)



Fonte: Produzido pelo autor.

Tabela 11 – Propriedades Térmicas e Mecânicas Utilizadas - Simulação de Blocos de Barragem - Análise Termomecânica Acoplada

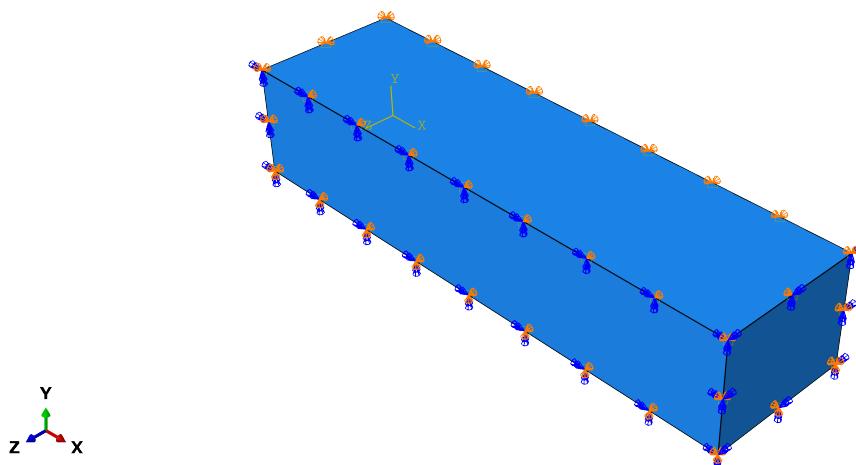
Propriedade	CR	CC
Massa Específica (kg/m^3)	2630	2500
Condutividade Térmica ($kcal/hm^{\circ}C$)	1,46	1,72
Calor Específico ($kcal/kg^{\circ}C$)	0,145	0,160
Fluxo de Calor ($kcal/hm^3$)	Curvas do Item 4.2.5	Curvas do Item 4.2.5
Módulo de Elasticidade (Pa)	Modelo do Item 4.1.2	Modelo do Item 4.1.2
Coeficiente de Poisson	0,2	0,2
Coeficiente de Dilatação Linear ($1/{}^{\circ}C$)	$4,6 \times 10^{-6}$	$4,7 \times 10^{-6}$

Fonte: Produzido pelo autor.

Os blocos foram simulados termomecanicamente no Abaqus, adotando as condições de contorno indicadas por Kim (2010) e usando as curvas de aumento de temperatura adiabático para cada um dos blocos como carga térmica. Considerou-se que a face superior do bloco estava coberta com membrana plástica de cura, com coeficiente de convecção de $1,685 \text{ kcal}/m^2h^{\circ}C$. Como as estruturas foram simuladas com largura e comprimento com metade de seus valores reais (para economia computacional), considerou-se que as fôrmas de aço encontravam-se em duas faces laterais perpendiculares entre si, com coeficiente de convecção de $12 \text{ kcal}/m^2h^{\circ}C$, de acordo com Kim (2010). Nas outras duas faces laterais, onde localizavam-se os planos de simetria, não foram aplicadas condições de contorno de troca de calor.

Quanto às condições de contorno de deslocamento, seguindo as instruções de Kim (2010), considerou-se que, nas faces onde localizavam-se as fôrmas, havia restrições de deslocamento nas direções x e z ($U_x = U_z = 0$). Na face inferior, correspondente ao fundo do bloco, adotou-se restrição de deslocamento na direção y ($U_y = 0$). Já nas duas faces em que considerou-se os planos de simetria, utilizou-se restrições de deslocamento em z e rotação em relação aos eixos x e y , na face perpendicular ao eixo z , ou seja $U_z = \theta_x = \theta_y = 0$ e, na face perpendicular ao eixo x , adotou-se $U_x = \theta_y = \theta_z = 0$. A Figura 24 mostra todas as condições de contorno mecânicas adotadas nos blocos em estudo.

Figura 24 – Condições de Contorno: Restrições de Movimento Adotas nos Blocos de Barragem



Fonte: Produzido pelo autor.

Por tratar-se de simulações termomecânicas acopladas, o tipo de elemento utilizado foi o hexaédrico linear C3DT8. A Tabela 12 mostra a quantidade de elementos e o número de nós das malhas para os blocos de diferentes alturas. Os números de elementos utilizados nessas simulações é menor que os utilizados nas simulações do Item 3.5.1 pois o tempo computacional das análises termomecânicas acopladas é muito maior que das análises térmicas.

Tabela 12 – Quantidade de Elementos e Nós das Malhas para Blocos de Barragem

Dimensões (m)	Número de Elementos	Número de Nós
1,5 x 7,5 x 2,0	22500	25536
2,0 x 7,5 x 2,0	30000	33516
2,5 x 7,5 x 2,0	37500	41496
3,0 x 7,5 x 2,0	45000	49476

Fonte: Produzido pelo autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

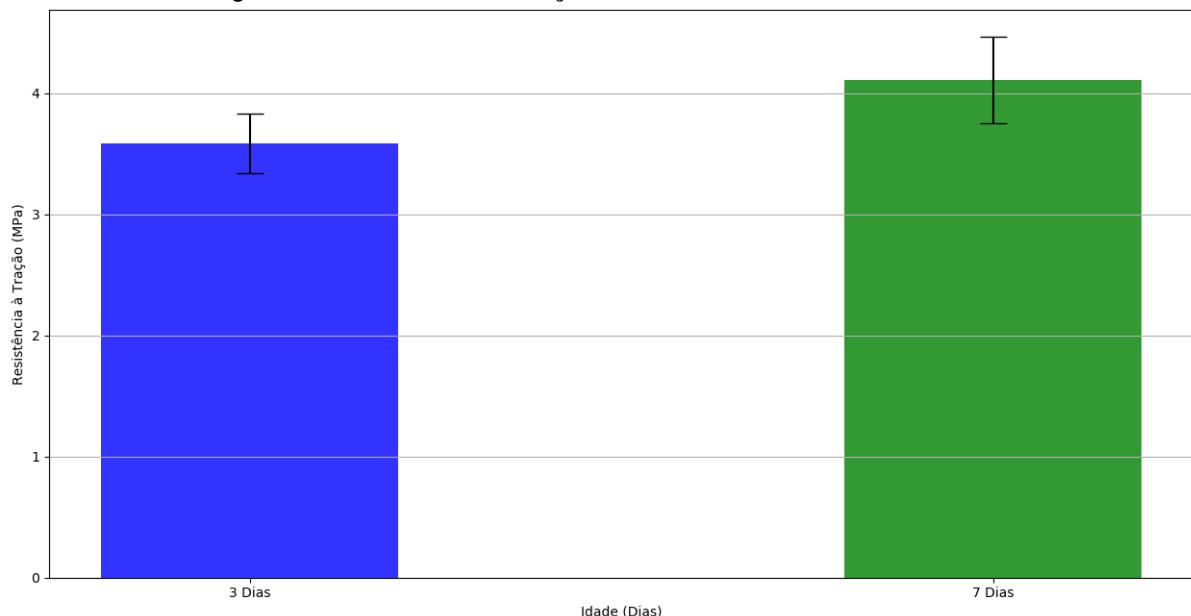
Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos experimentalmente e nas simulações computacionais. São relatados os resultados alcançados nos ensaios de determinação de resistência à tração por compressão diametral e de módulo de elasticidade e nos experimentos de calorimetria. Ainda, apresentam-se os resultados de simulações numéricas que reproduziram os ensaios de calorimetria realizados em laboratório, bem como das análises computacionais envolvendo blocos de barragem. Por fim, através do índice de fissuração, são determinados os desempenhos de tais blocos com relação à possibilidade de fissuração nas primeiras idades, pelo efeito térmico.

4.1 DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS

4.1.1 Medição da Resistência à Tração por Compressão Diametral

A resistência média à tração do concreto de referência, medida por compressão diametral e calculada pela Equação 3.2, foi de $3,58 \pm 0,24 \text{ MPa}$ aos três dias de idade e de $4,11 \pm 0,36 \text{ MPa}$ aos sete dias (Figura 25). Tais valores correspondem, como esperado, a aproximadamente 10% das resistências à compressão medidas também aos três ($29,39 \text{ MPa}$) e aos sete ($41,13 \text{ MPa}$) dias.

Figura 25 – Resistência à Tração x Idade - Concreto de Referência



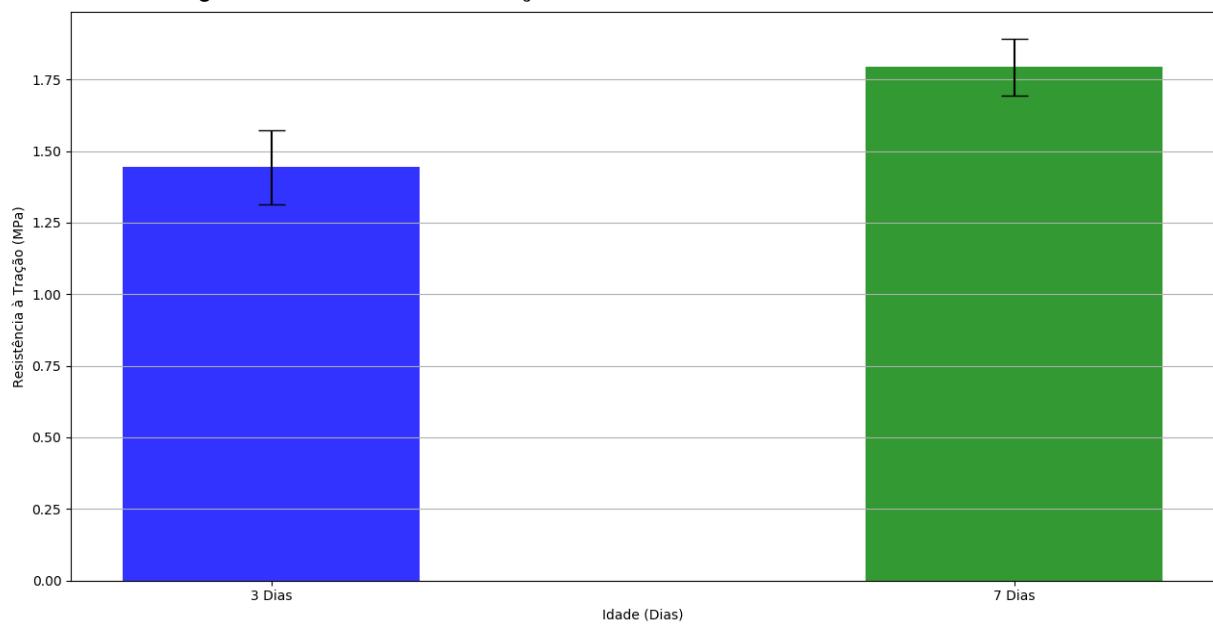
Fonte: Produzido pelo autor.

Na Figura 27 encontram-se os pontos com valores médios das medidas de

resistência à tração do concreto de referência, nas idades de três e sete dias, e o modelo ajustado que representa a evolução da resistência à tração desta mistura para o mesmo período. Considerou-se que o tempo de início de ganho de resistência do material foi após 25 h, conforme o Item 4.2.3. Tal modelo foi o utilizado para o cálculo dos índices de fissuração ao longo do tempo.

Por outro lado, a resistência média à tração do concreto com cinza volante, aos três dias de idade, foi de $1,44 \pm 0,13 \text{ MPa}$ e de $1,79 \pm 0,10 \text{ MPa}$, aos sete dias (Figura 26). Novamente, esses valores correspondem a aproximadamente 10% das resistências à compressão medidas nas mesmas idades ($12,43 \text{ MPa}$ aos três e $17,68 \text{ MPa}$ aos sete dias).

Figura 26 – Resistência à Tração x Idade - Concreto com Cinza Volante

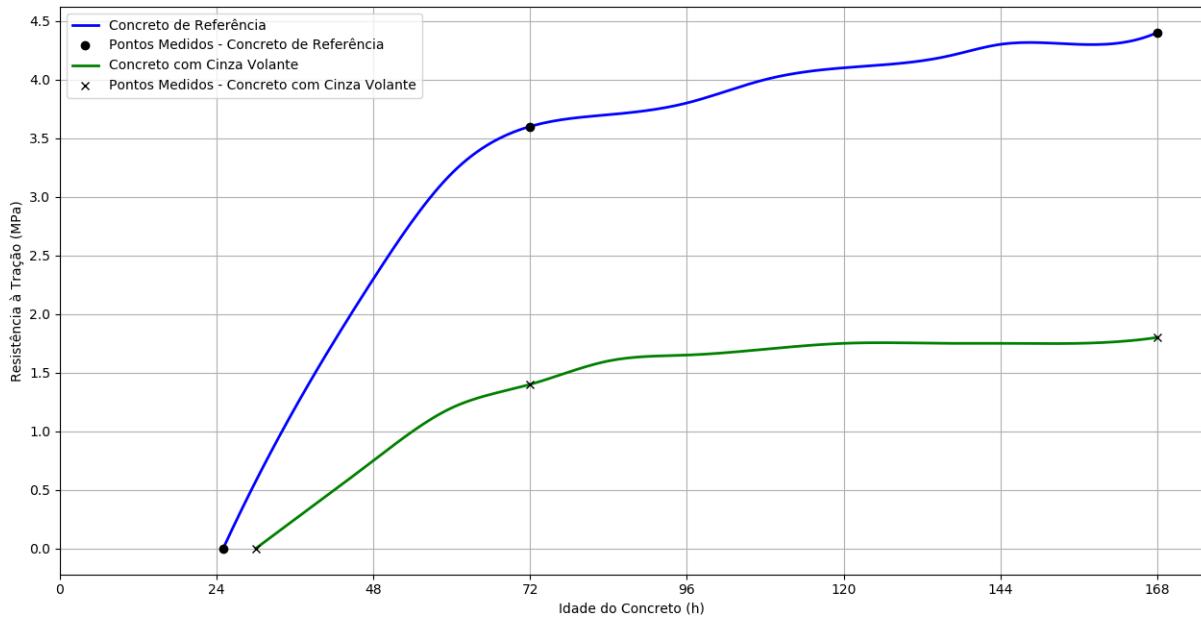


Fonte: Produzido pelo autor.

Os pontos com valores médios de resistência à tração nas idades de três e sete dias, juntamente com o modelo de evolução de tal propriedade mecânica na mistura com cinza volante, no período considerado, encontram-se na Figura 27. Neste caso, considerou-se que o ganho de resistência iniciou-se após 30 h da moldagem dos corpos de prova, conforme o Item 37. O modelo ajustado foi usado para o cálculo dos índices de fissuração.

Comparando-se os resultados das duas misturas aos três dias, conclui-se que a de referência possui resistência à tração 2,5 vezes maior que aquela com cinza volante, enquanto que aos sete dias, o concreto de referência alcançou valores 2,3 vezes maiores que o com adição mineral. Esse resultado era esperado uma vez que, segundo Mehta e Monteiro (2008), a resistência mecânica inicial (até sete dias) de concretos com alto teor de cinza volante é inferior a de concretos com cimento Portland

Figura 27 – Modelos de Evolução de Resistência à Tração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante



Fonte: Produzido pelo autor.

convencionais, pois a quantidade de cimento para hidratar é consideravelmente menor e as reações pozolânicas ocorrem tarde, após a formação dos produtos da hidratação. Dessa forma, a resistência nas primeiras idades tende a cair linearmente conforme aumenta-se a quantidade de cinza volante adicionada na mistura (WANG; PARK, 2015).

4.1.2 Determinação do Módulo de Elasticidade

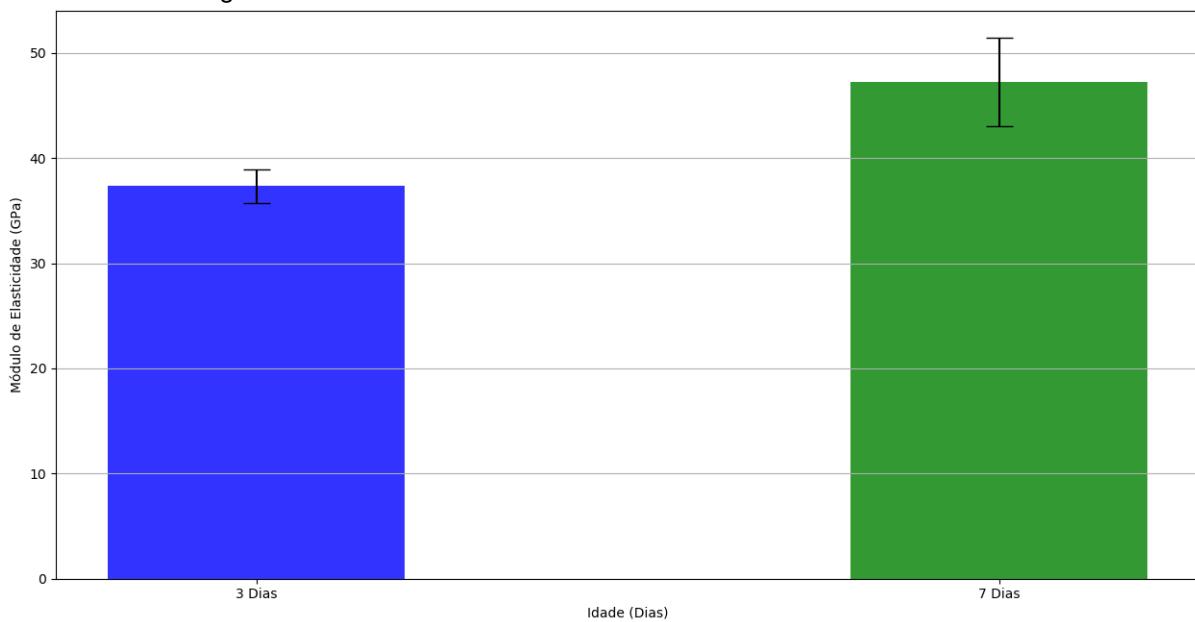
Aos três dias de idade, o módulo de elasticidade à compressão do concreto de referência foi de $37,34 \pm 1,63 \text{ GPa}$. Já aos sete dias, tal mistura apresentou resultados de $47,24 \pm 4,21 \text{ GPa}$ (Figura 28).

O modelo de evolução do módulo de elasticidade da mistura de referência, assim como a média dos valores medidos experimentalmente, encontram-se na Figura 30. Novamente, considerou-se que o concreto começou a ganhar rigidez após 25 h, de acordo com o determinado no Item 4.2.3.

Já o módulo de elasticidade da mistura com adição mineral, conforme a Figura 29, teve resultados de $25,19 \pm 4,17 \text{ GPa}$ aos três dias e de $25,42 \pm 3,36 \text{ GPa}$ nos testes realizados após sete dias.

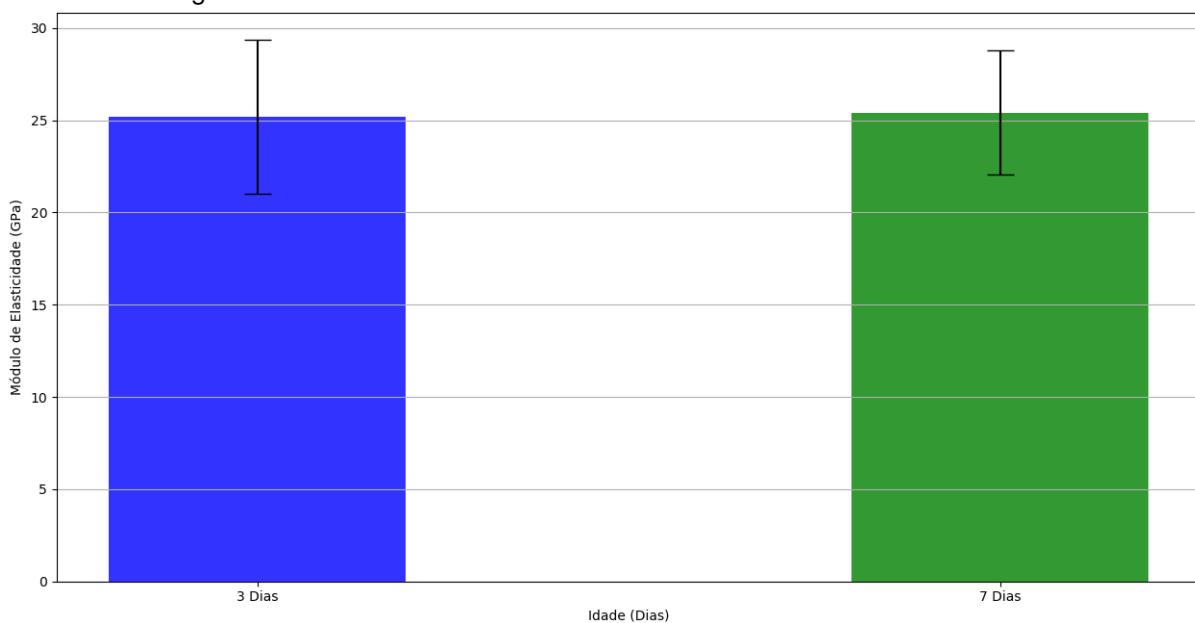
Na Figura 30 ilustra-se a evolução do módulo de elasticidade do concreto com cinza volante ao longo tempo. Levou-se em consideração que a mistura começou a ganhar rigidez após um período de 30 h, segundo resultado do Item 4.2.3.

Figura 28 – Módulo de Elasticidade x Idade - Concreto de Referência



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 29 – Módulo de Elasticidade x Idade - Concreto com Cinza Volante

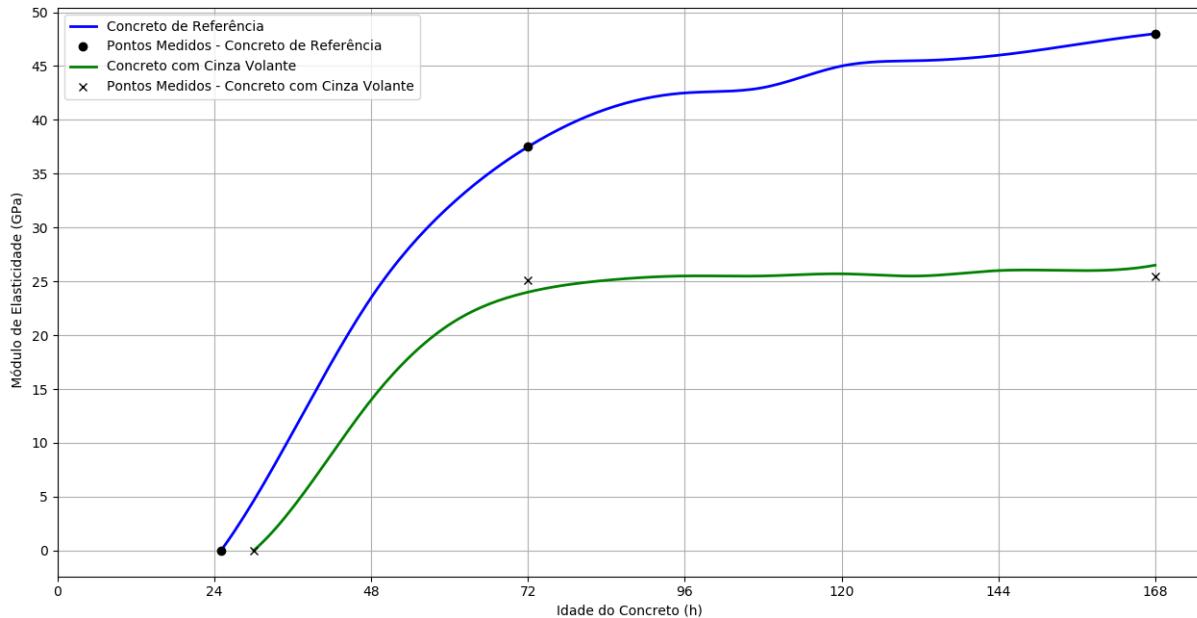


Fonte: Produzido pelo autor.

Para o cálculo do módulo de elasticidade das misturas em estudo, em ambas as idades, foi utilizada a Equação 3.3.

Por possuir grande quantidade de cimento CP V-ARI (que proporciona alta resistência inicial), o concreto de referência atingiu também os maiores valores de módulo de elasticidade. A considerável redução no consumo de cimento e o fato das reações pozolânicas ocorrerem principalmente em idades avançadas (após os 28 dias),

Figura 30 – Modelos de Evolução de Módulo de Elasticidade - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante



Fonte: Produzido pelo autor.

podem explicar a baixa variação entre os resultados obtidos aos três e sete dias, para a mistura com adição mineral.

Entretanto, nas duas misturas em estudo, nota-se a rápida evolução do módulo de elasticidade à compressão após três dias. De acordo com Nehdi e Soliman (2011), tal propriedade desenvolve-se muito mais rapidamente que as resistências à compressão e tração nas primeiras idades. Consequentemente, o risco de fissuração neste período é elevado, pois as tensões geradas pelo efeito térmico dependem do módulo de elasticidade, enquanto que resistência à fissuração depende do desenvolvimento de resistência à tração.

A ABNT NBR 6118 (2014) indica a Equação 4.1 para cálculo do módulo de elasticidade aos 28 dias, quando não podem ser realizados ensaios.

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

Em que:

E_{ci} é o módulo de elasticidade estático à compressão;

f_{ck} é a resistência à compressão do concreto, adotada em projeto e

α_e é um coeficiente de ponderação, que varia de acordo com a natureza do agregado utilizado (neste caso, adotou-se $\alpha_e = 1$).

A Tabela 13 mostra a comparação entre os valores obtidos experimentalmente

e os calculados, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), dos módulos de elasticidade dos concretos estudos. Nela, encontram-se ainda as diferenças percentuais entre os valores de laboratório e os determinados pela fórmula da norma brasileira.

Tabela 13 – Comparação de Valores de Módulos de Elasticidade

Método	CR	CC
ABNT NBR 6118 (2014) - 3 dias (GPa)	30, 31	19, 74
Experimental - 3 dias - (GPa)	37, 34 (+23%)	25, 19 (+28%)
ABNT NBR 6118 (2014) - 7 dias (GPa)	35, 91	23, 55
Experimental - 7 dias - (GPa)	47, 24 (+31%)	25, 42 (+7%)

Fonte: Produzido pelo autor.

Pode-se explicar a diferença entre os resultados determinados empiricamente e os calculados, pelo fato de que os corpos de prova encontravam-se saturados durante a realização dos ensaios, tendo apenas sua superfície seca para colagem dos *strain gages*. De acordo com Liu *et al.* (2014), o módulo de elasticidade do concreto pode ser superestimado em até 30%, quando o material encontra-se totalmente saturado. A ABNT NBR 6118 (2014) considera o módulo para dimensionamento de estruturas, ou seja, com o concreto seco. Além disso, tal norma calcula valores para idades de 28 dias e não prevê fórmula para calcular módulos de concretos com idades inferiores a 7 dias.

Outro fator a ser levado em conta na comparação, é o fato de a ABNT NBR 6118 (2014) não considerar o uso de adições minerais no cálculo do traço, limitando-se apenas ao tipo de agregado e a resistência à compressão do material.

Assim, considerando-se que o presente trabalho estuda o surgimento de tensões nas primeiras idades do concreto e que, neste período, costuma-se molhar as estruturas ou adotar-se outros métodos de cura para evitar a perda de água da mistura, pode-se dizer que os valores medidos experimentalmente podem ser adotados e que, além disso, a utilização de módulos de elasticidade obtidos com concreto seco poderiam subestimar as tensões geradas pelo efeito térmico.

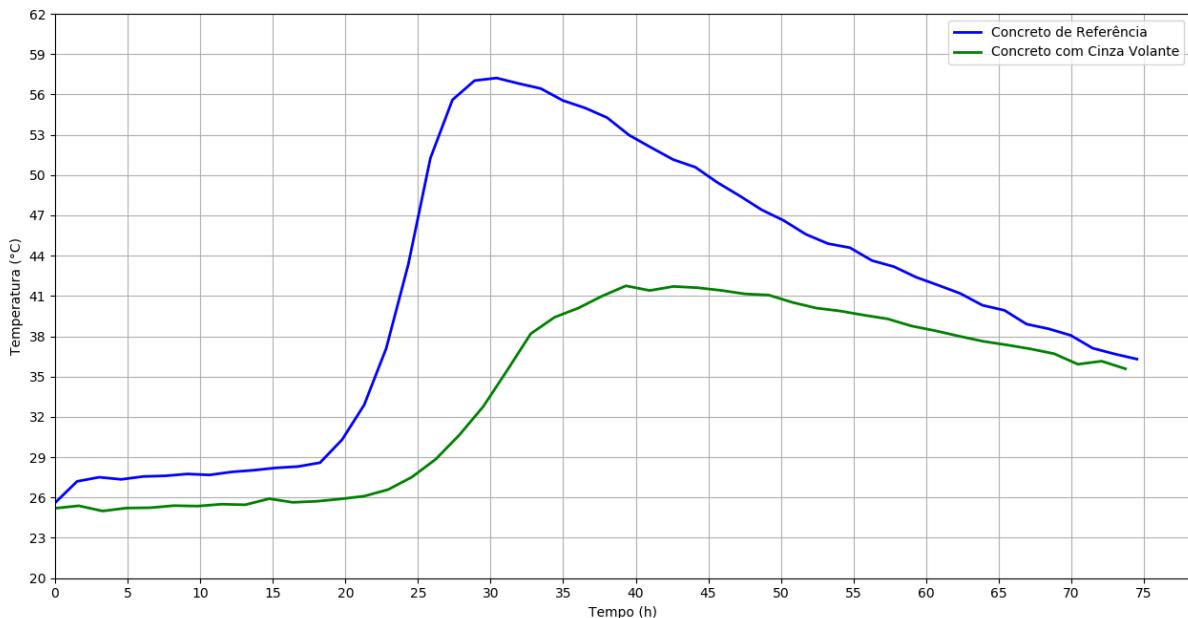
4.2 DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES TÉRMICAS

4.2.1 Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática em Blocos de 55 Litros

A Figura 31 mostra as variações de temperatura, medidas experimentalmente nos dois blocos de 55 litros dos concretos em estudo, causadas pelo calor de hidratação durante 72 h.

A temperatura máxima atingida pelo concreto de referência foi de aproximadamente 57°C , enquanto que a da mistura com cinza volante foi de 42°C . Isso significa

Figura 31 – Temperaturas x Tempo - Comparaçao de Resultados do Calorímetro



Fonte: Produzido pelo autor.

uma diferença de 15°C (26%) entre os picos das duas amostras. A quantidade bastante reduzida de cimento disponível para hidratar e, consequentemente, gerar calor no concreto com alto teor de cinza volante pode servir como explicação para esse fenômeno. É o que indicam Duran-Herrera *et al.* (2011), ao citar que o efeito de diluição, em que o uso de grandes quantidades de cinza volante seria equivalente ao aumento da relação a/c da mistura, é responsável pela diminuição significativa da temperatura máxima atingida por concretos com grandes volumes da adição mineral, quando comparados com concretos convencionais.

Ainda, considerando que a temperatura inicial do concreto era de 26°C , houve um aumento de temperatura adiabático de 31°C na mistura de referência e de apenas 16°C naquela com cinza volante. Isso equivale a uma redução de 48% no acréscimo da temperatura, quando comparados os dois concretos. O aumento observado no concreto de referência também foi verificado por Casanova (1980), que afirma que a temperatura durante a hidratação do cimento, em concretos massa convencionais, pode crescer entre 20°C e 40°C e confirma que concretos com altos teores de cinza volante podem ser especialmente recomendados para obras onde o calor de hidratação deve ser controlado, conforme Atis (2002).

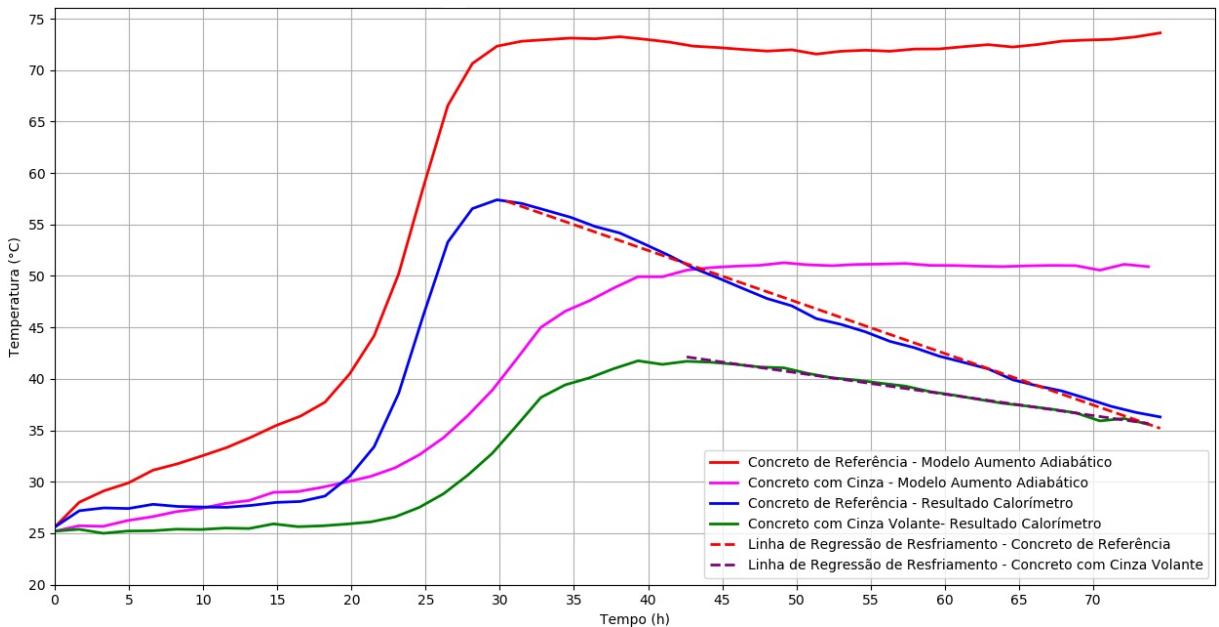
Nota-se também que a temperatura máxima foi atingida após 30 h no concreto de referência e apenas após 40 h na mistura com cinza volante. O resultado confirma o que enuncia Atis (2002), ao citar que quanto maior a quantidade de cimento substituída por cinza volante, mais lenta é a taxa de aumento de temperatura e maior é a redução

na temperatura máxima atingida.

4.2.2 Modelos de Aumento de Temperatura Adiabáticos

A Figura 32 mostra as variações de temperatura, medidas experimentalmente nos dois blocos de 55 litros dos concretos em estudo, no calorímetro, durante 72 h; as linhas de regressão dos períodos de resfriamento utilizadas para criação dos modelos de aumento de temperatura adiabático e as curvas descritas por esses modelos.

Figura 32 – Temperaturas x Tempo - Modelos Adiabáticos



Fonte: Produzido pelo autor.

As taxas de variação de temperatura durante o resfriamento dos concretos de referência e com cinza volante foram de $-0,50^{\circ}\text{C}/\text{h}$ e $-0,21^{\circ}\text{C}/\text{h}$, respectivamente. Assim, o modelo de aumento de temperatura adiabático do concreto de referência, seguindo a Equação 3.4, é dado por:

$$T_a(t) = T_c(t) + \sum_0^t 0,50\Delta t \quad (4.2)$$

Já o modelo de aumento de temperatura adiabático do concreto com cinza volante, também de acordo com a Equação 3.4 é descrito por:

$$T_a(t) = T_c(t) + \sum_0^t 0,21\Delta t \quad (4.3)$$

Sendo para ambos os casos:

- T_a a temperatura adiabática, em um determinado tempo t ;

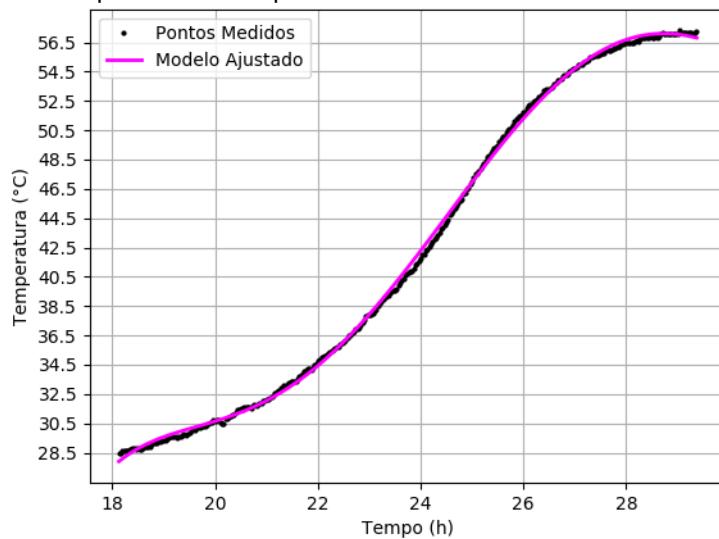
- $T_c(t)$ a temperatura do concreto no calorímetro no mesmo tempo t ;
- Δt o intervalo de tempo entre duas medidas calorimétricas consecutivas ($t_i - t_{i-1}$);

De acordo com os modelos desenvolvidos, houve aumento adiabático de temperatura de $47,61^{\circ}\text{C}$ na mistura de referência e de $25,28^{\circ}\text{C}$ naquela com adição mineral. Isso significa uma redução de aproximadamente 47% no aumento de temperatura adiabático, causado pelo uso de alto teor de cinza volante.

4.2.3 Determinação dos Períodos de Início e Fim de Pega

A Figura 33 mostra os pontos dos ensaios de calorímetro semi-adiabático do concreto de referência, utilizados para determinação de seus tempos de início e fim de pega. Já a Figura 34 apresenta os gráficos das derivadas da função descrita pelos pontos da Figura 33.

Figura 33 – Temperatura x Tempo - Pontos Utilizados - Concreto de Referência

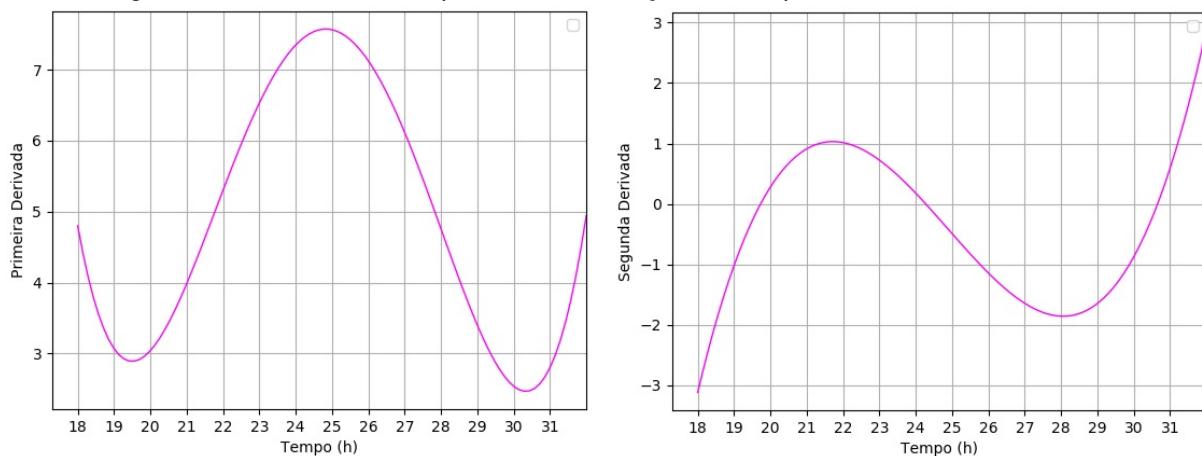


Fonte: Produzido pelo autor.

Através da Figura 34, nota-se que o período de início de pega do concreto de referência é aproximadamente após 22 h, pois este é o tempo em que ocorre o ponto de máximo de sua segunda derivada. Já o tempo de fim de pega acontece após aproximadamente 25 h, já que esse é o tempo em que ocorre o máximo da sua primeira derivada.

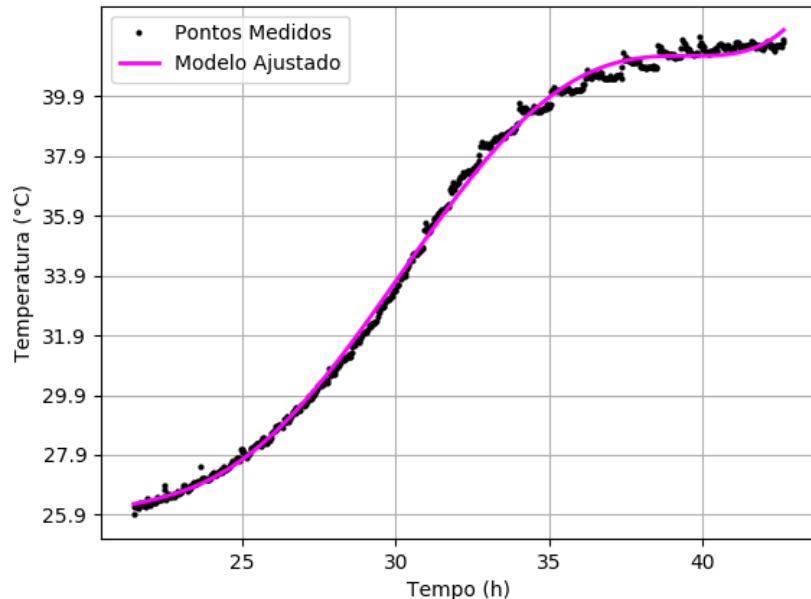
Analogamente, a Figura 35 mostra os pontos dos ensaios de calorímetro semi-adiabático do concreto com cinza volante, utilizados para determinação de seus tempos de início e fim de pega. A Figura 36 ilustra os gráficos das derivadas da função descrita pelos pontos da Figura 35.

Figura 34 – Derivadas - Temperatura em Relação ao Tempo - Concreto de Referência



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 35 – Temperatura x Tempo - Pontos Utilizados - Concreto com Cinza



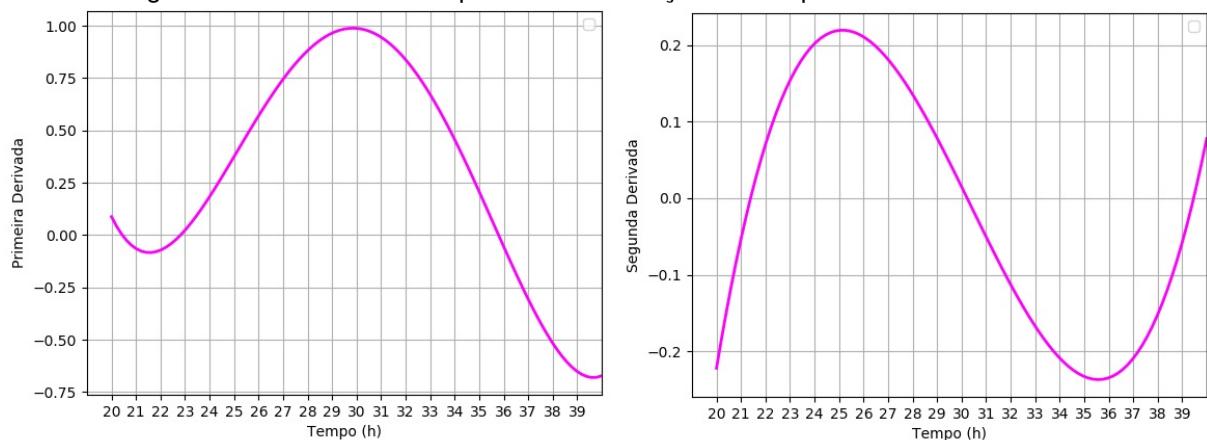
Fonte: Produzido pelo autor.

A Figura 36 mostra que o tempo de início de pega do concreto com cinza volante é aproximadamente após 25 h, pois este é o tempo em que ocorre o ponto de máximo de sua segunda derivada. Por outro lado, o tempo de fim de pega acontece após aproximadamente 30 h, pois esse é o tempo equivalente ao máximo de sua primeira derivada.

Na Figura 37 são ilustrados os resultados dos ensaios de calorimetria semi-adiabática das duas misturas estudadas, bem como seus respectivos tempos de início e fim de pega.

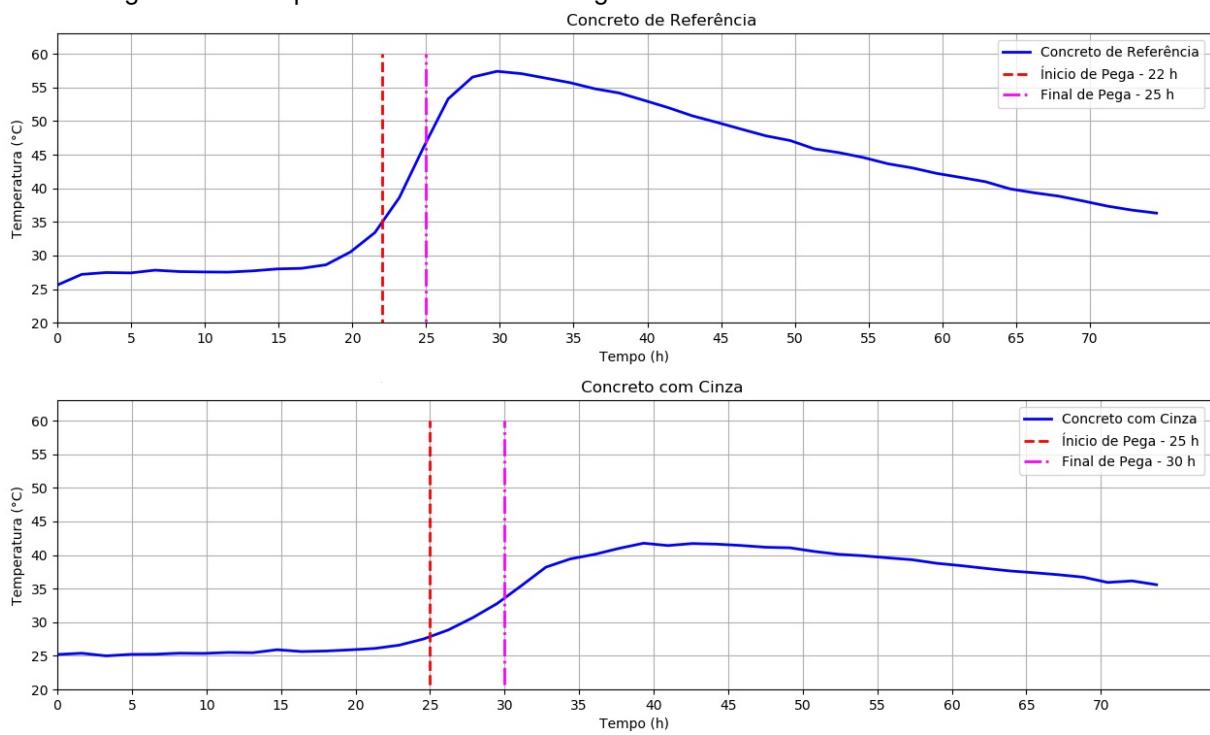
Pode-se concluir, através da Figura 37, que os tempos de início e fim de pega

Figura 36 – Derivadas - Temperatura em Relação ao Tempo - Concreto com Cinza



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 37 – Tempos de Início e Fim de Pega com Base em Resultados do Calorímetro



Fonte: Produzido pelo autor.

do concreto com cinza volante sofreram retardo, se comparados àqueles do concreto de referência. Tal fenômeno, segundo Thomas (2007), é característico de concretos produzidos com cinzas volantes com baixa quantidade de cálcio, como a utilizada nesta pesquisa.

Segundo Bentz, Ferraris e Snyder (2013), o retardo no tempo de pega pode causar atraso na execução dos serviços envolvendo concreto e, de uma forma geral, atrapalhar o cronograma de trabalho. Soluções para esse problema envolvem o uso de aditivos químicos aceleradores de pega e adoção de cimentos que proporcionam

maior resistência inicial à mistura, como o CP-V ARI utilizado no presente trabalho.

Assim, nas simulações numéricas, considerou-se que o módulo de elasticidade do concreto de referência começou a evoluir após 25 h, enquanto o do concreto com adição mineral iniciou depois de 30 h.

4.2.4 Cálculo do Calor Específico

O calor específico calculado para a mistura de referência, através da Equação 3.9, foi de $0,145 \pm 0,005 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$. Tal valor é próximo daquele apresentado por Bentz *et al.* (2011), cujo resultado foi de $0,2 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$, para mistura com traço semelhante ao utilizado nesta pesquisa.

Da mesma forma, o calor específico determinado para o concreto com adição mineral, também calculado pela Equação 3.9, de $0,160 \pm 0,01 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$, é semelhante ao obtido por Bentz *et al.* (2011), de $0,21 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$, para concreto com 60% de substituição ao cimento Portland por cinza volante.

Segundo Bentz *et al.* (2011), a taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante tem pouca importância no calor específico, porque os valores dos calores específicos da adição mineral e do cimento são bastante semelhantes.

4.2.5 Conversão de Curvas de Temperatura para Curvas de Fluxo de Calor

A Figura 38 ilustra os fluxos de calor gerados, pelo tempo, pelos concretos de referência e com alto teor de cinza volante. Os fluxos foram calculados através da Equação 3.11. Tais propriedades foram as cargas térmicas utilizadas nas simulações térmicas e termomecânicas acoplada, no programa computacional Abaqus.

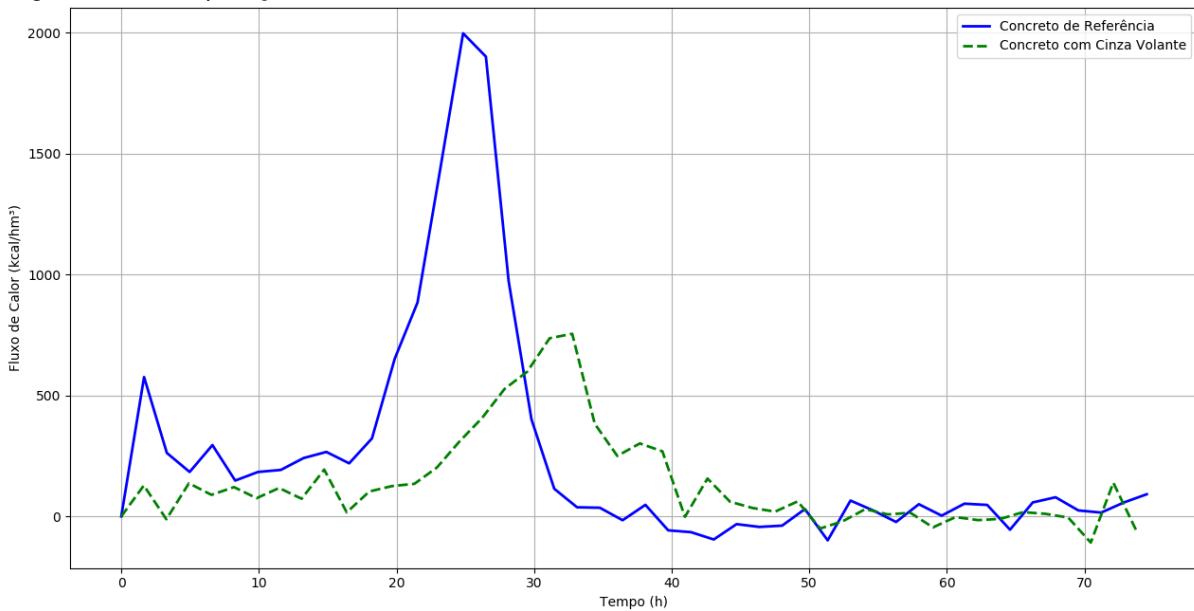
Do gráfico da Figura 38, pode-se concluir que a substituição do cimento Portland por cinza volante, em alto teor, diminui consideravelmente o fluxo de calor gerado pela hidratação. Isso pode ser explicado pelo fato de que o concreto com adição mineral alcança temperaturas muito inferiores às alcançadas pelo de referência, durante a hidratação, além de ser menos denso. Com isso, ainda que possua maiores condutividade térmica e calor específico, o fluxo de calor produzido por tal material é muito menor, quando comparado ao concreto com cimento Portland convencional.

4.3 SIMULAÇÕES NO ABAQUS

4.3.1 Reprodução do Ensaio de Calorimetria Semi-Adiabática - Bloco de 55 Litros

A Figura 39 traz a comparação de temperaturas máximas, no centroide do volume e ao longo do tempo, no bloco de 55 litros com concreto de referência, entre

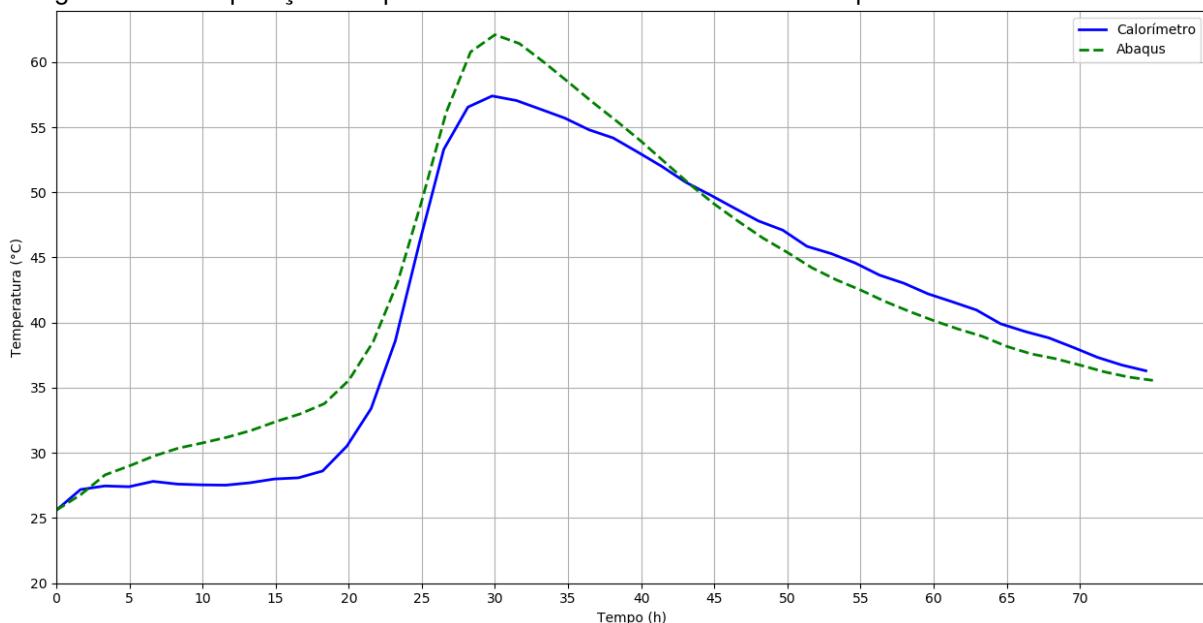
Figura 38 – Comparação de Fluxos de Calor - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante



Fonte: Produzido pelo autor.

os procedimentos experimental (3.3.1) e computacional (3.5.1). Os gráficos mostram que o comportamento da simulação foi semelhante ao observado no ensaio de laboratório. Tal fato indica que as propriedades medidas experimentalmente e utilizadas como dados de entrada no programa Abaqus, bem como as condições de contorno consideradas, foram adequadas.

Figura 39 – Comparação Temperaturas Máximas - Calorímetro x Abaqus - Concreto de Referência



Fonte: Produzido pelo autor.

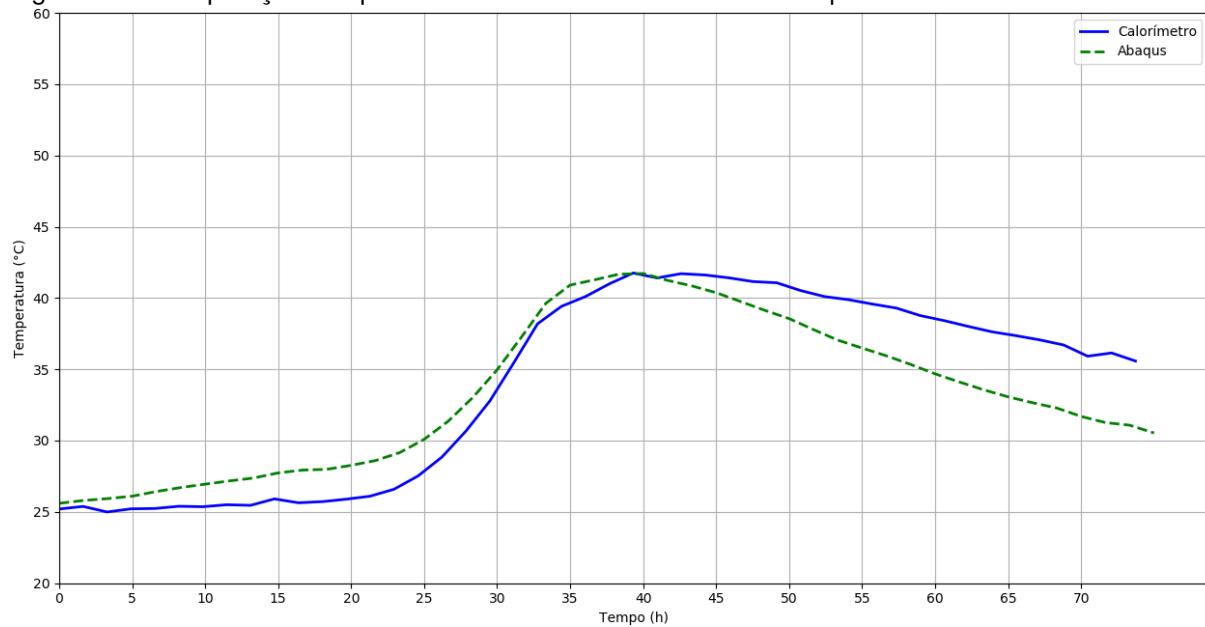
Além disso, experimentalmente, o pico de temperatura alcançado pelo con-

creto de referência foi de 57°C . Já na simulação numérica, esse valor foi de aproximadamente 62°C . Dessa forma, a diferença de temperaturas máximas entre ambos os casos, na mistura de referência, é equivalente a 8,77%. Outra observação relevante é o fato das temperaturas, empírica e computacionalmente, terem sido alcançadas após 30 h.

Da mesma forma, a Figura 40 mostra a comparação entre temperaturas máximas, no centro do corpo de prova e ao longo do tempo, do bloco de concreto com adição mineral, entre os procedimentos experimental (3.3.1) e computacional (3.5.1). Novamente, pode-se concluir que o comportamento da simulação e do ensaio de laboratório foram semelhantes, indicando que as propriedades medidas experimentalmente e utilizadas como dados de entrada no Abaqus, bem como as condições de contorno consideradas, foram adequadas.

No procedimento experimental, o concreto com cinza volante atingiu temperatura máxima de 42°C , assim como na análise computacional. Ainda, em ambos os casos, tal temperatura foi atingida após aproximadamente 40 h.

Figura 40 – Comparação Temperaturas Máximas - Calorímetro x Abaqus - Concreto com Cinza Volante



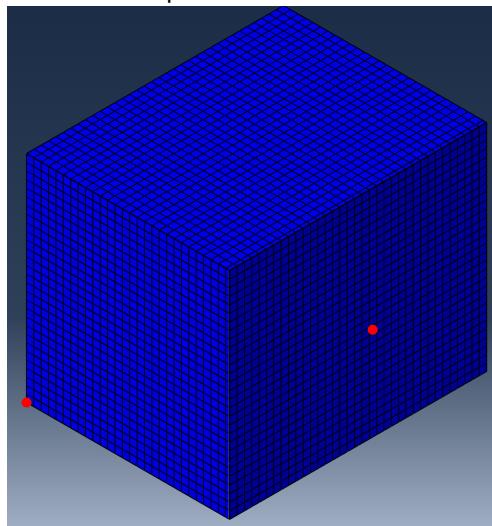
Fonte: Produzido pelo autor.

As diferenças entre os resultados obtidos no procedimento experimental e nas simulações numéricas podem ser explicadas devido ao fato de que, computacionalmente, as propriedades térmicas adotadas foram medidas com o concreto no estado endurecido e consideradas constantes, o que não acontece na realidade. Experimentalmente, a mistura muda do estado fresco para o endurecido, assim, suas propriedades térmicas também variam ao longo do tempo.

Uma das principais vantagens da simulação computacional é a possibilidade

de visualização de distribuição de temperaturas em todas as regiões da estrutura analisada. A Figura 41 ilustra o bloco utilizado nas simulações, com um corte em sua seção transversal central. Em destaque, estão os pontos que atingiram as maiores (centro) e menores (vértice) temperaturas dos blocos de 55 litros, nas análises computacionais, para ambas as misturas.

Figura 41 – Pontos de Maior e Menor Temperatura - Blocos de 55 Litros - Análises Computacionais



Fonte: Produzido pelo autor.

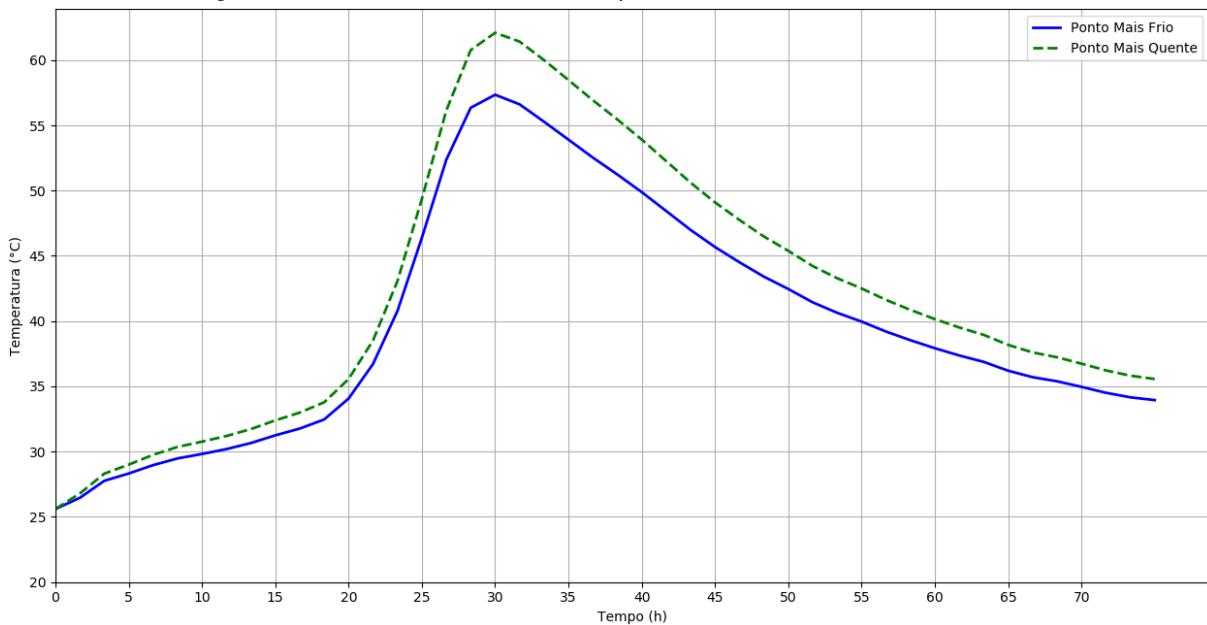
O gráfico da Figura 42 mostra tais temperaturas ao longo do tempo de simulação da estrutura com concreto de referência. O ponto mais quente, no centro do bloco, atingiu temperatura máxima de $62^{\circ}C$. Já a máxima do ponto mais frio foi de $57^{\circ}C$, ambas após 30 h. Tal diferença de temperatura em uma amostra de pequeno volume (considerando-se o contexto da construção civil), ilustra claramente o surgimento do gradiente de temperaturas no concreto que, ultimamente, pode levar à fissuração.

Analogamente, na Figura 43 são mostradas as temperaturas, ao longo do tempo, dos pontos mais quente (centro) e mais frio (vértice) do bloco de concreto com adição mineral. O ponto central atingiu aproximadamente $42^{\circ}C$, enquanto aquele localizado no vértice alcançou temperatura próxima dos $40^{\circ}C$. Assim, comprova-se a eficiência do uso da cinza volante para diminuição do gradiente térmico.

A Figura 44 mostra os resultados da análise térmica do bloco de concreto de referência após 30 h de simulação, período em que são atingidas as maiores temperaturas.

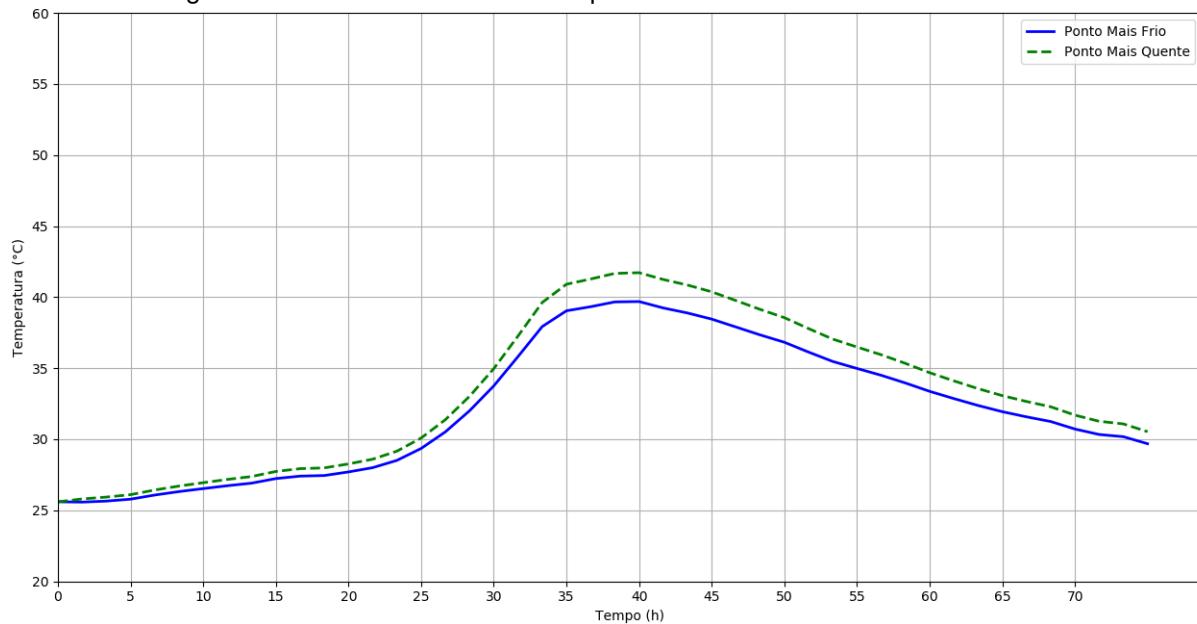
Na Figura 45 são ilustrados os resultados da análise térmica da estrutura com concreto com cinza volante após 40 h de simulação, quando ocorreram as maiores temperaturas.

Figura 42 – Maiores e Menores Temperaturas - Concreto de Referência



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 43 – Maiores e Menores Temperaturas - Concreto com Cinza Volante

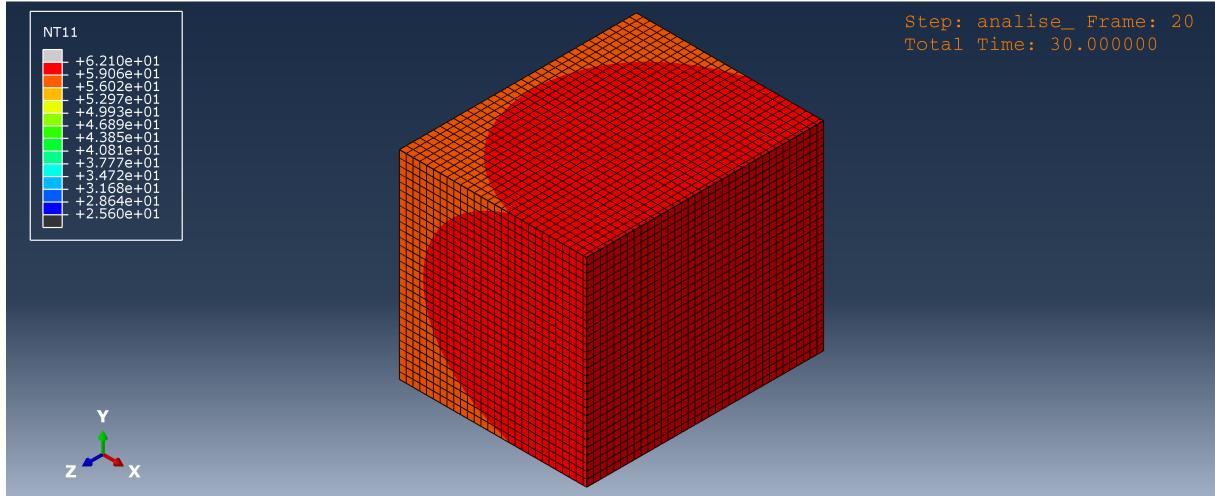


Fonte: Produzido pelo autor.

4.3.2 Blocos de Barragem

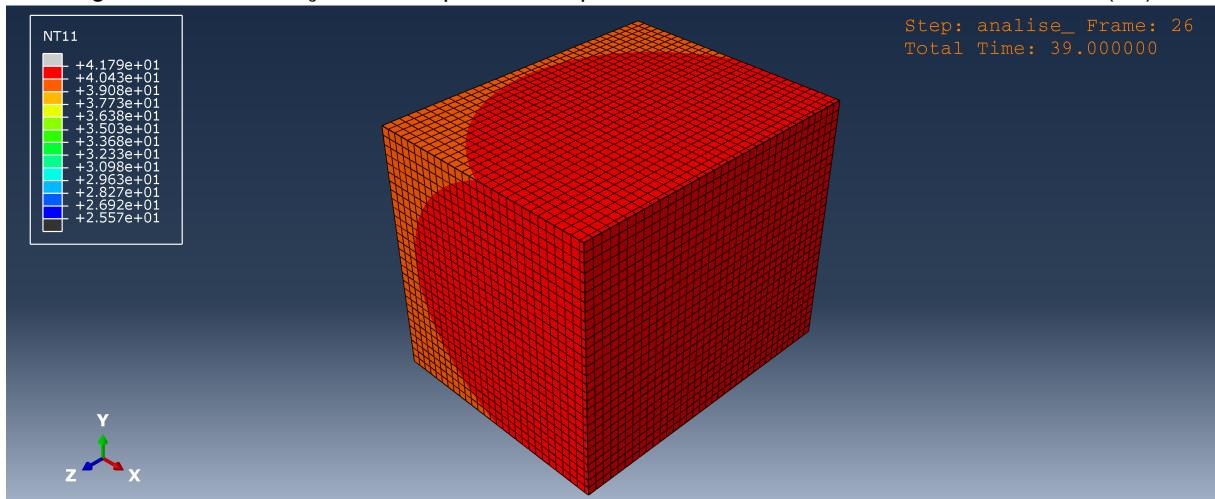
As Figuras 46 e 47 mostram as distribuições de temperatura, em $^{\circ}C$, ao longo dos blocos de altura de 1,5 m, de concreto de referência e com cinza volante, respectivamente, durante o momento em que os maiores valores foram alcançados (após 31,4 h para a mistura de referência e depois de 40 h para aquela com cinza volante). Delas, observa-se que o calor manteve-se concentrado no interior da estrutura, con-

Figura 44 – Distribuição de Temperaturas Após 30 Horas - Concreto de Referência (°C)



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 45 – Distribuição de Temperaturas Após 40 Horas - Concreto com Cinza Volante (°C)



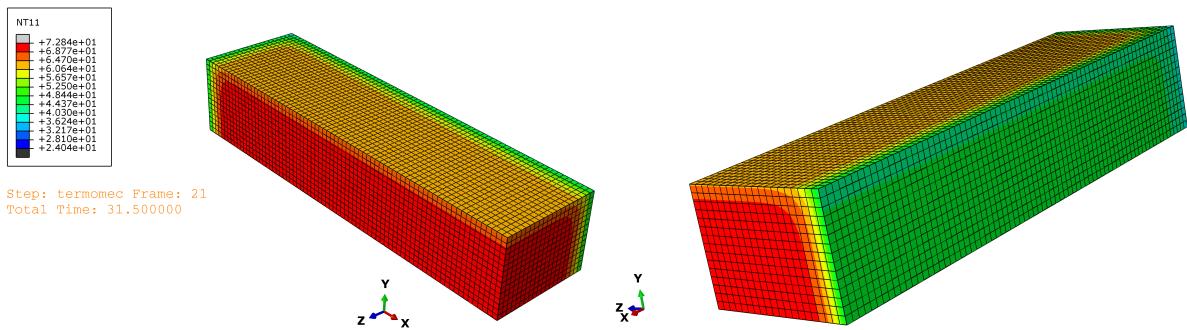
Fonte: Produzido pelo autor.

forme previsto por Casanova (1980) e Mehta e Monteiro (2008), já que a condutividade do material concreto, em geral é baixa. Entretanto, por possuir menor condutividade térmica e mais cimento para hidratar e, consequentemente, gerar calor, em comparação com a mistura com adição mineral, as temperaturas foram sempre maiores nos blocos com concreto de referência.

Além disso, os comportamentos observados nas estruturas de outras alturas são semelhantes aos demonstrados nas duas figuras acima citadas, ainda as temperaturas alcançadas tenham sido diferentes, de acordo com o volume de cada bloco.

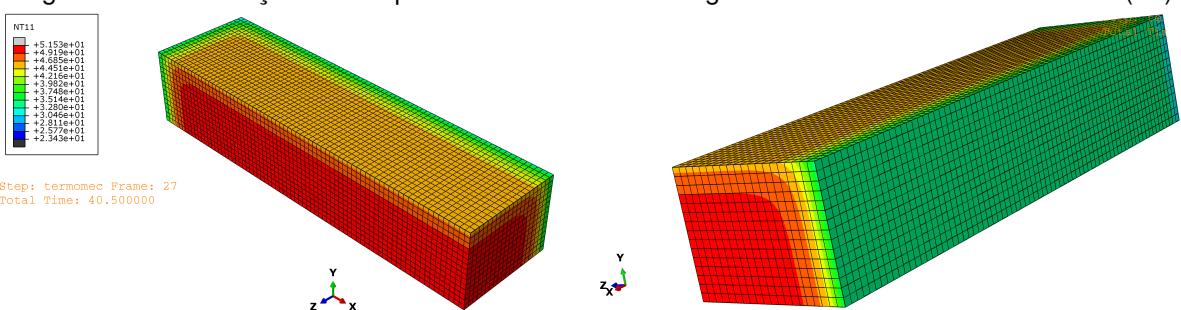
Através das Figuras 48 e 49, que ilustram as distribuições de tensões (em Pa) nos blocos de altura de 1,5 m, para os dois concretos analisados, pode-se perceber que as simulações numéricas conseguiram reproduzir de maneira satisfatória o

Figura 46 – Distribuição de Temperaturas - Bloco de Barragem - Concreto de Referência (°C)



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 47 – Distribuição de Temperaturas - Bloco de Barragem - Concreto com Cinza Volante (°C)



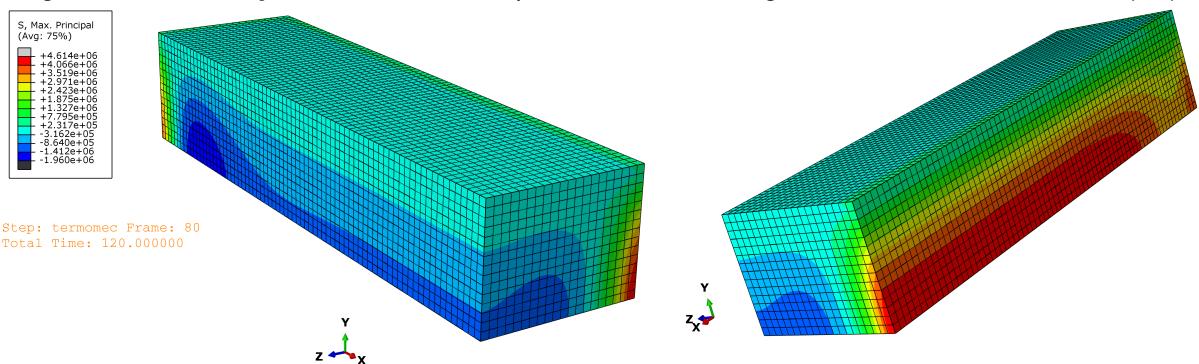
Fonte: Produzido pelo autor.

fenômeno de restrição interna de movimento, descrito por Kim (2010): o núcleo das estruturas de concreto massa sofreram tensões de compressão, enquanto as regiões superficiais foram submetidas a tensões de tração.

Ambas as figuras citadas acima referem-se ao período em que as maiores tensões ocorreram, ou seja, depois de 120 h para os dois concretos. É interessante notar, ainda, que as maiores tensões não ocorrem junto com as maiores temperaturas. Tal fato comprova que a indução das tensões térmicas não depende exclusivamente das variações de temperatura mas, também, da evolução do módulo de elasticidade, que alcança maiores valores nos períodos finais de simulação. Por outro lado, é notório que as menores variações de temperatura obtidas pelo uso de alto teor de cinza volante influenciam diretamente na diminuição das tensões térmicas induzidas nas estruturas com tal material, em comparação com os blocos de concreto de referência. Vale ressaltar, também, que o concreto com cinza volante possui valores de módulo de elasticidade menores que o concreto de referência, durante todo o período de simulação.

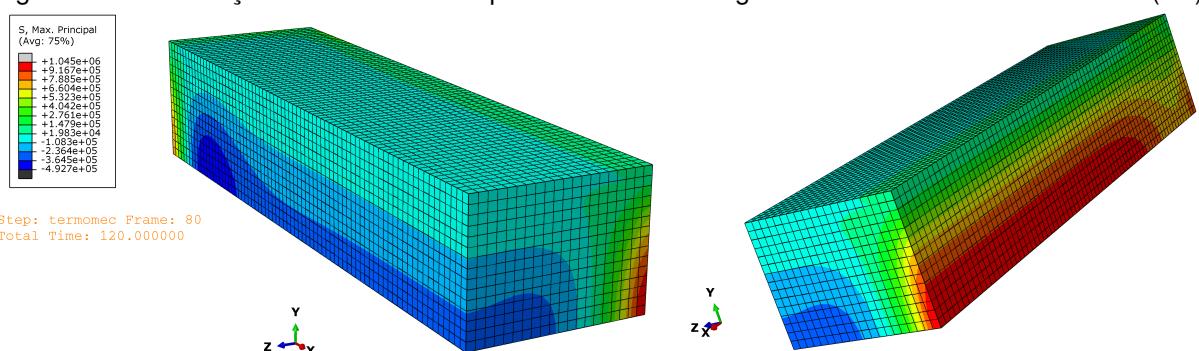
Visando-se demonstrar a importância da altura do bloco nos gradientes térmicos, escolheu-se três pontos (um na superfície em contato com a manta de cura, um no centro do bloco e um no fundo) de cada estrutura estudada, para avaliar suas

Figura 48 – Distribuição de Tensões Principais - Bloco de Barragem - Concreto de Referência (Pa)



Fonte: Produzido pelo autor.

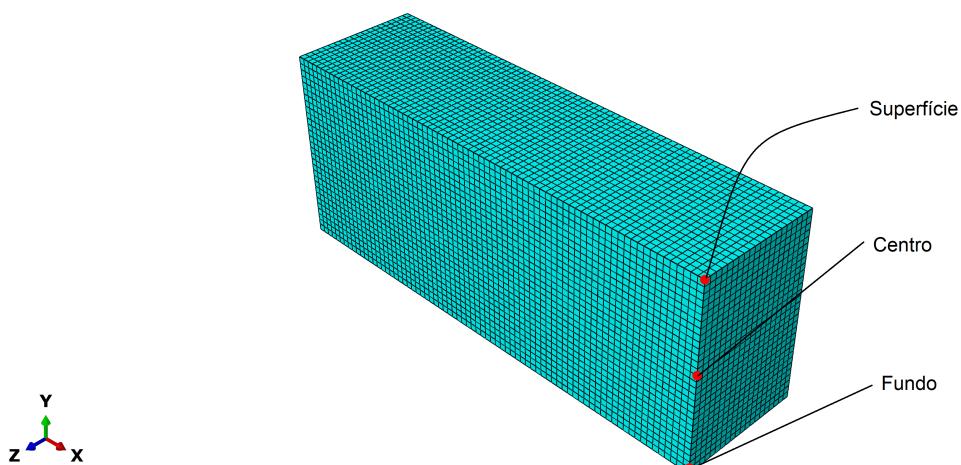
Figura 49 – Distribuição de Tensões Principais - Bloco de Barragem - Concreto com Cinza Volante (Pa)



Fonte: Produzido pelo autor.

variações de temperatura ao longo do tempo, conforme a Figura 50.

Figura 50 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura (h = 3,0 m)

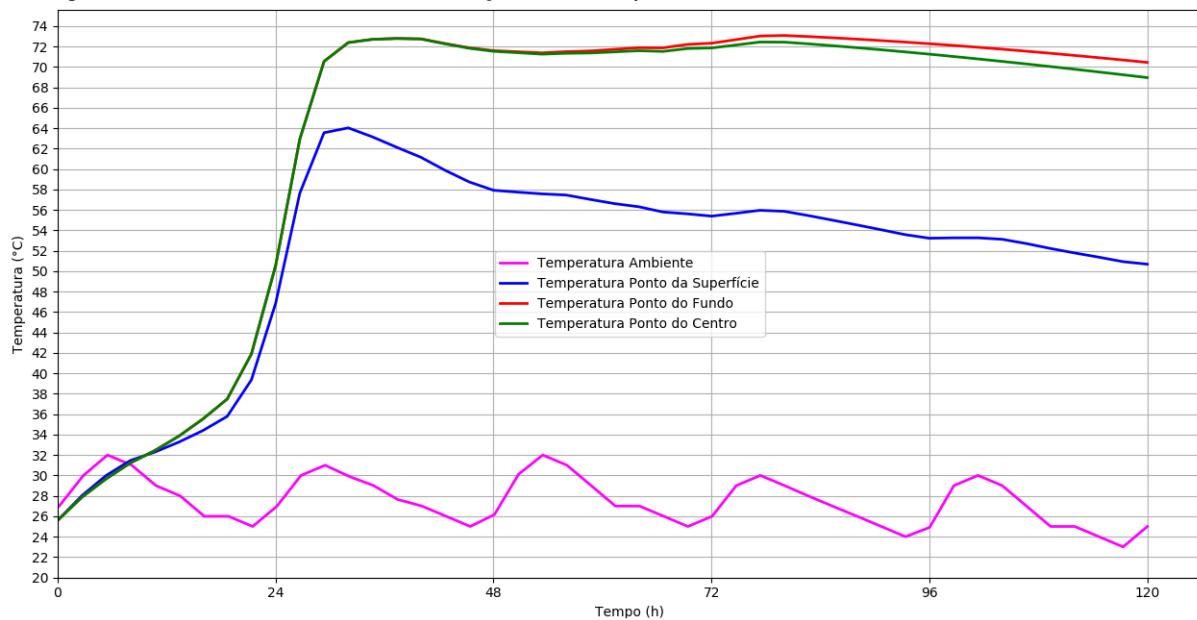


Fonte: Produzido pelo autor.

A Figura 51 mostra as variações de temperatura dos pontos estudados no bloco de barragem de 1,5 m de altura, com concreto de referência. Já a Figura 52

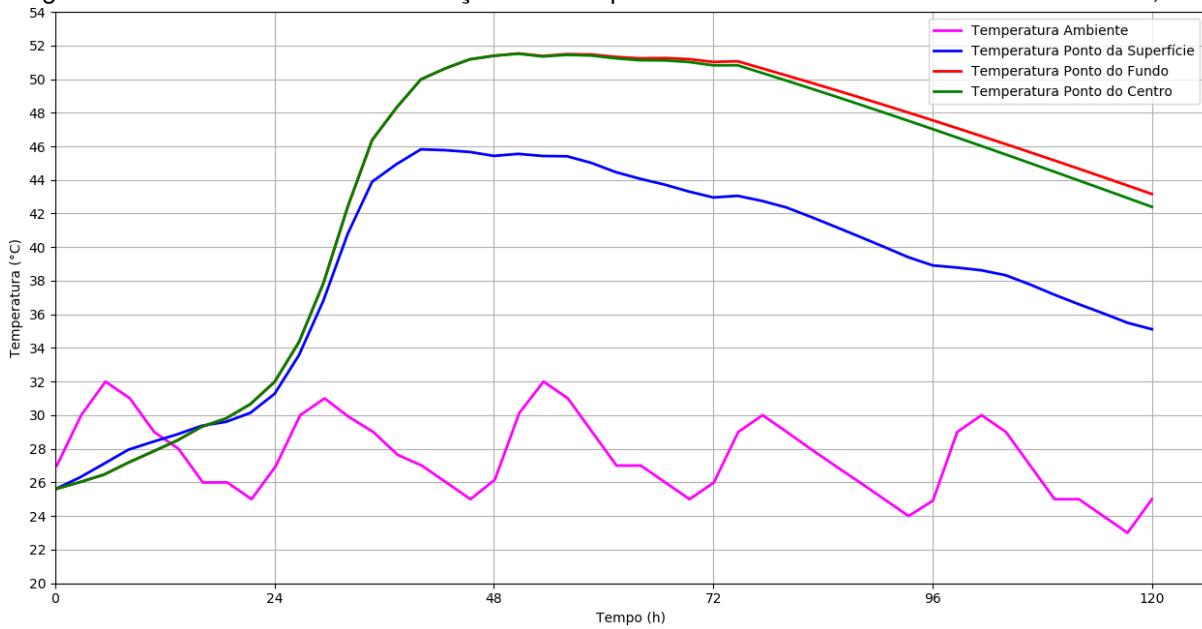
ilustra os mesmos pontos, no bloco de mesma altura, com concreto com alto teor de cinza volante.

Figura 51 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 1,5$ m



Fonte: Produzido pelo autor.

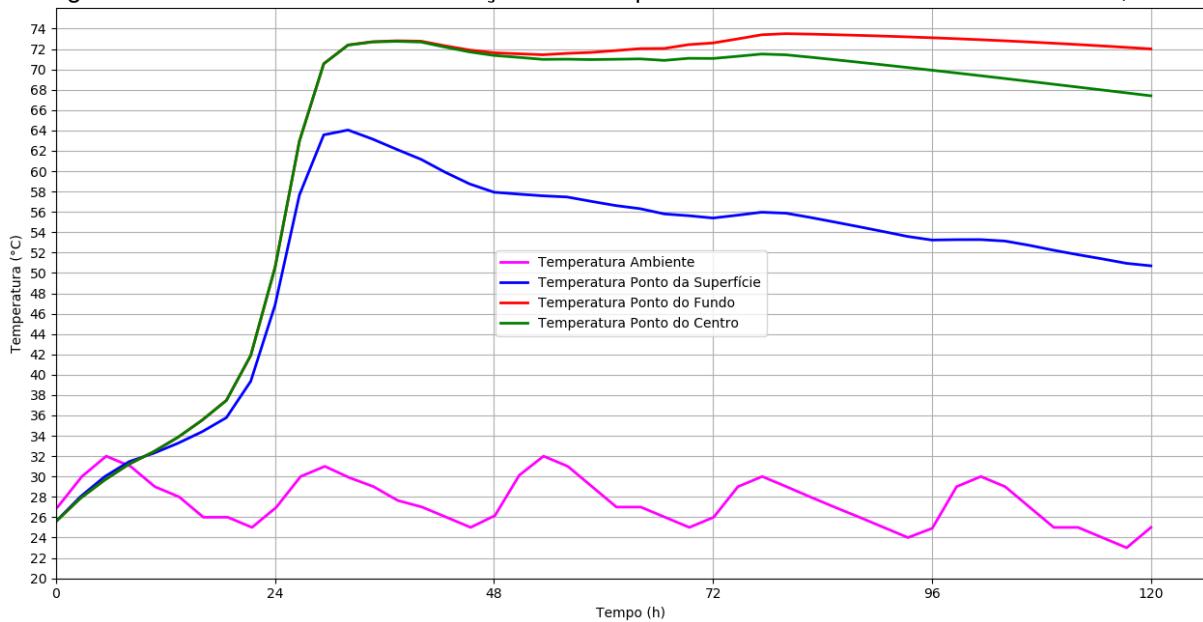
Figura 52 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 1,5$ m



Fonte: Produzido pelo autor.

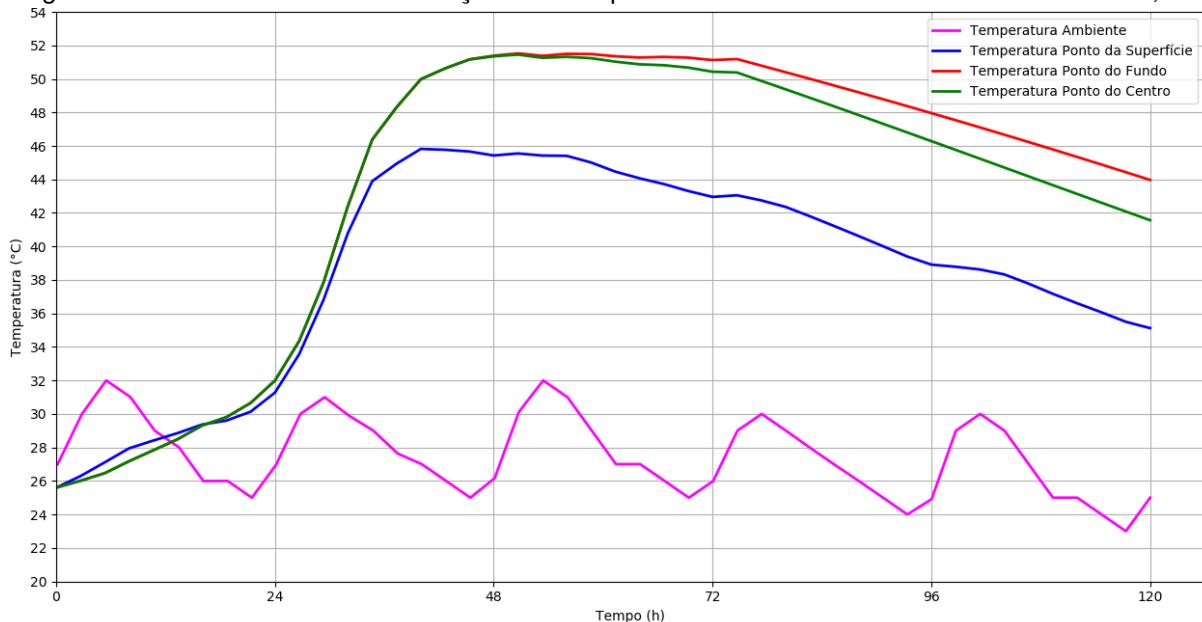
As variações de temperatura dos pontos estudados, ao longo do tempo das estrutura de referência e altura de 2,0 encontram-se na Figura 53. Analogamente, para tal estrutura com concreto de referência, tais temperaturas são plotadas na Figura 54.

Figura 53 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 2,0\text{ m}$



Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 54 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 2,0\text{ m}$

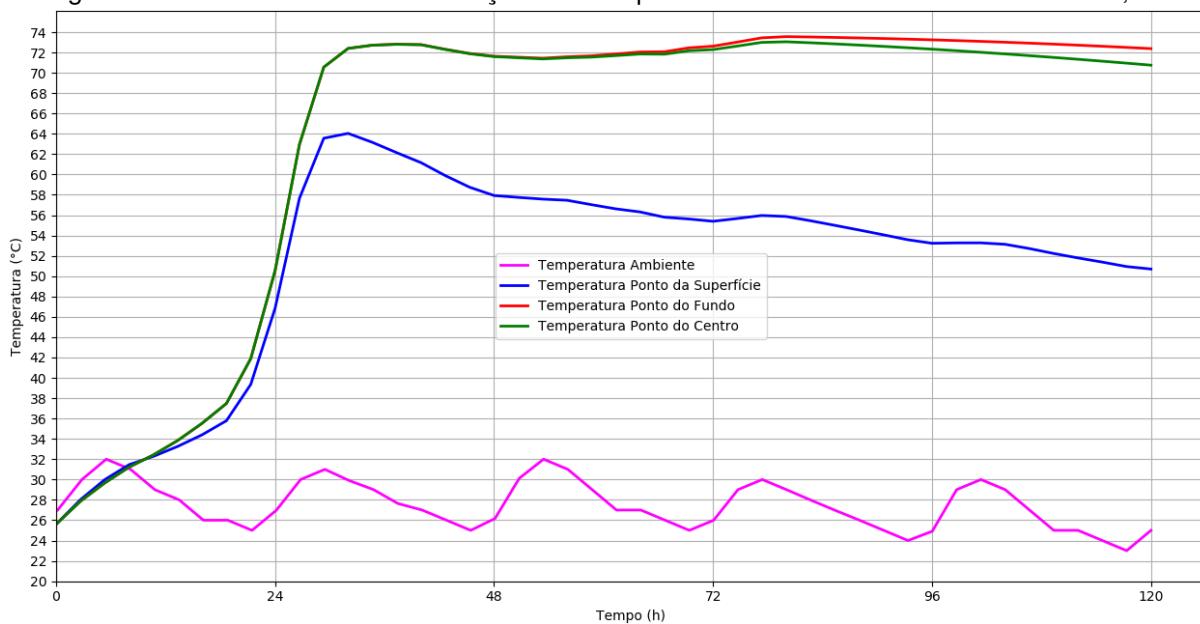


Fonte: Produzido pelo autor.

Já as temperaturas, ao longo do tempo, dos três pontos analisados, no bloco com concreto de referência e altura de $2,5\text{ m}$ encontram-se na Figura 55. Da mesma forma, tais variações ocorrentes na estrutura com concreto com cinza volante são ilustradas na Figura 56.

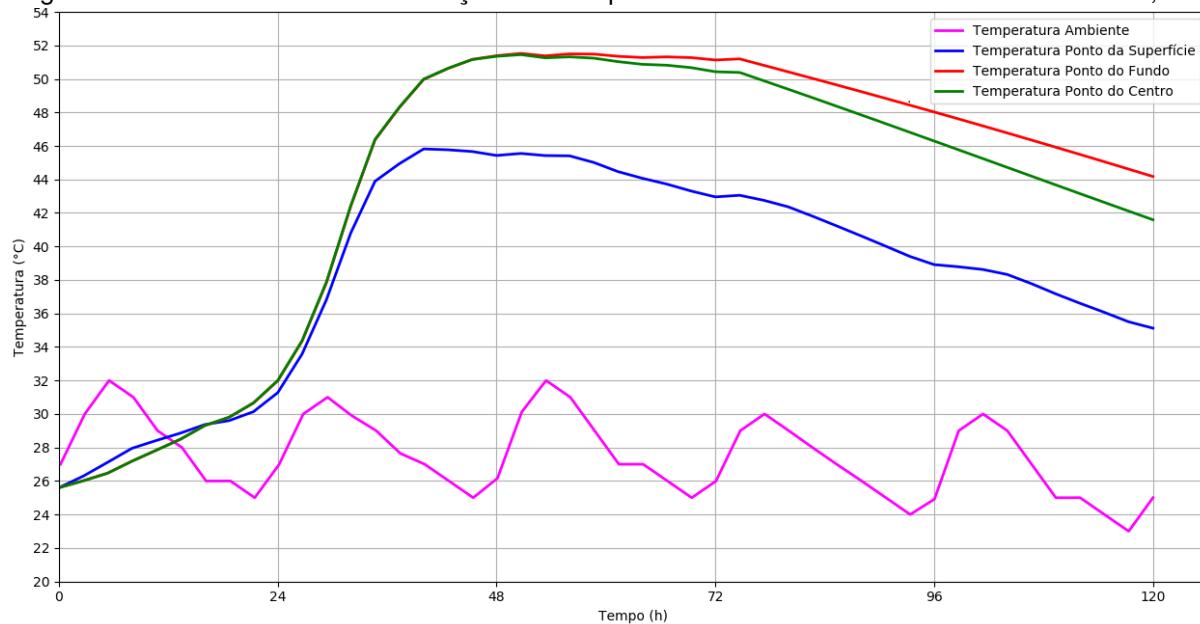
Por fim, na Figura 57 são plotadas as temperaturas, ao longo do tempo, dos pontos estudados na estrutura de concreto de referência de altura igual a 3 m . Já na

Figura 55 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 2,5\text{ m}$



Fonte: Produzido pelo autor.

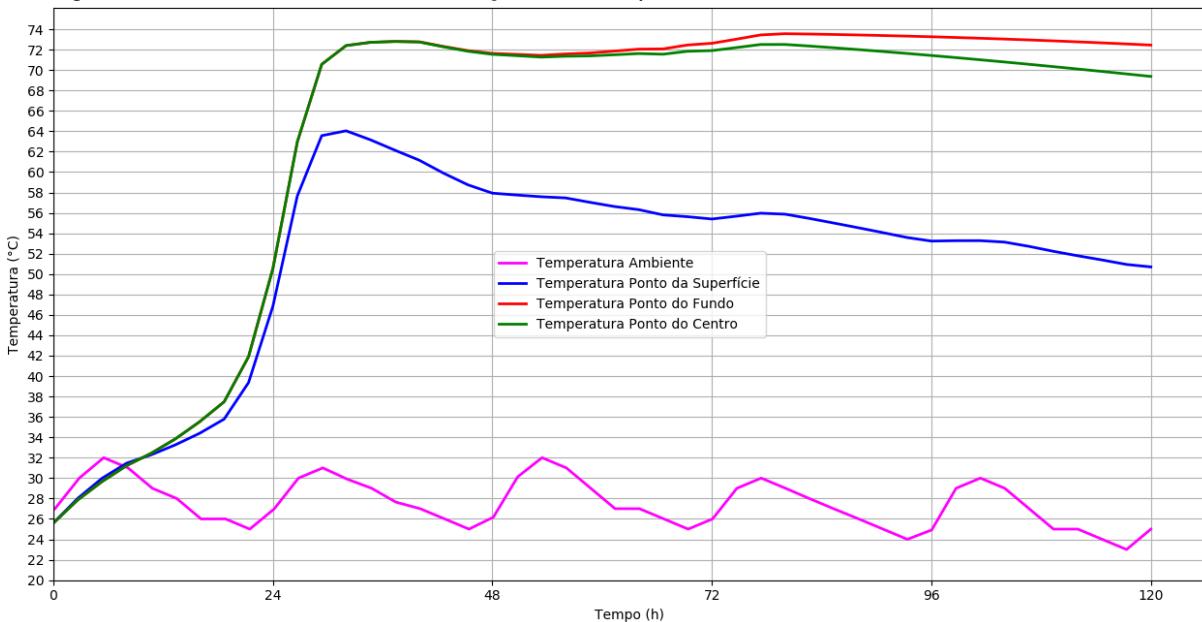
Figura 56 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 2,5\text{ m}$



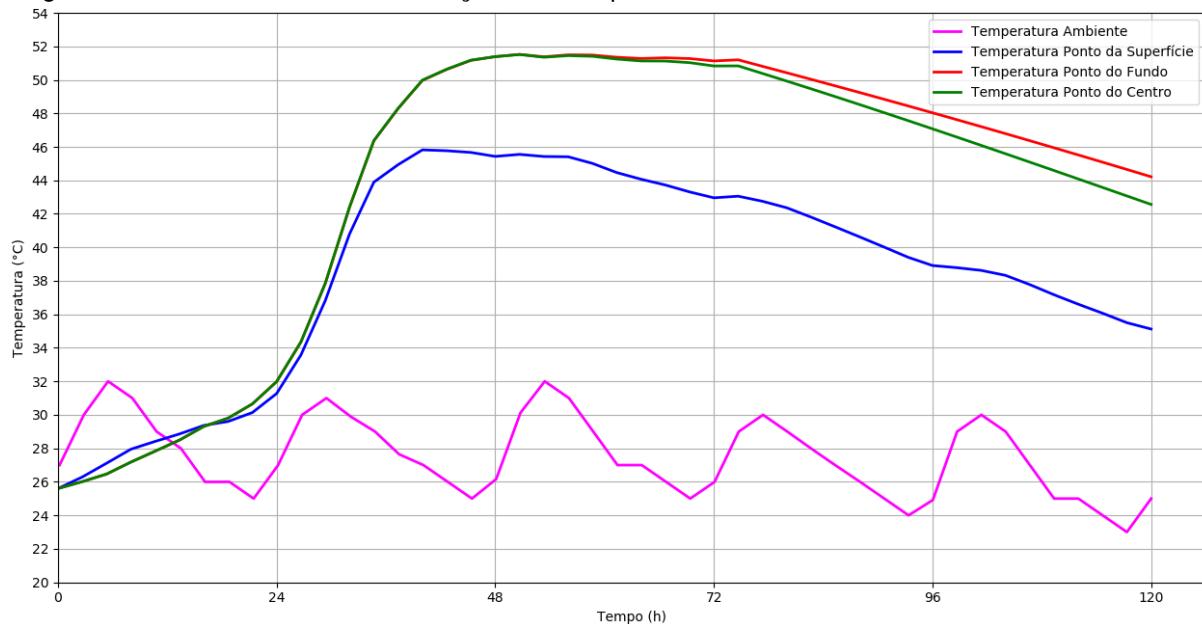
Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 58 são mostradas as variações de temperatura para tal estrutura com alto teor de adição mineral.

Em todos os blocos com concreto de referência, a temperatura máxima alcançada foi próxima dos 73°C , no ponto localizado no fundo da estrutura, e ocorreu após aproximadamente após 30 h de simulação. Considerando-se que a temperatura inicial da mistura de referência foi de 26°C , pode-se considerar que houve aumento

Figura 57 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto de Referência - $h = 3,0\text{ m}$ 

Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 58 – Pontos Estudados - Variações de Temperatura - Concreto com Cinza Volante - $h = 3,0\text{ m}$ 

Fonte: Produzido pelo autor.

de temperatura de 47° . Segundo Casanova (1980), em estruturas de concreto massa, a temperatura pode variar entre 20°C e 40°C . Ainda segundo o autor, essa temperatura é mantida no interior da estrutura, tal como pôde-se observar nas simulações dos blocos, em que as maiores temperaturas ocorreram no fundo da estrutura.

No caso das estruturas com concreto com alto teor de cinza volante, todas alcançaram temperatura máxima de 51°C , após 48 h de análise, no fundo do bloco.

Novamente, considerando que a temperatura inicial do concreto era de $26^{\circ}C$, houve aumento máximo de $25^{\circ}C$ nos blocos com alto teor de cinza volante. Tais resultados estão de acordo com o enunciado por Atis (2002), já que as estruturas com a mistura com adição mineral demonstraram taxa de aumento de temperatura mais lenta e maior redução na temperatura máxima em si.

Comparando-se as temperaturas das estruturas de referência com as observadas nos blocos com adição mineral, conclui-se que o uso de cinza volante provocou redução de 30% na temperatura máxima. Por outro lado, a variação máxima de temperatura no concreto com cinza volante representa apenas 53% da variação ocorrida nas estruturas de referência.

Nota-se ainda que os pontos nos fundos dos blocos com concreto de referência praticamente não apresentaram sinais de redução de temperatura após as 120 h de simulação, ou seja, tais pontos comportaram-se praticamente de forma adiabática. Esse fenômeno também foi observado por Kim (2010). Por outro lado, tais pontos, nas estruturas com concreto com cinza volante, já apresentavam redução de temperatura após 72 h. A diferença de comportamento entre os dois materiais pode ser explicada pela menor temperatura atingida pelo concreto com adição mineral, bem como pelo fato de tal mistura possuir maior condutividade térmica, dissipando calor mais facilmente.

Entretanto, as diferentes alturas modificaram os gradientes térmicos no interior das estruturas, conforme a Tabela 14, que traz as temperaturas nos pontos analisados na superfície, no centro e no fundo de cada estrutura avaliada. Nota-se que, independente do material do bloco, quanto maior sua altura, maior a diferença entre a temperatura no fundo do bloco e na superfície em contato com a manta de cura. Isso é um indício de que as maiores tensões pelo efeito térmico ocorrerão nas estruturas de maior consumo de material, conforme esperado.

Para melhor avaliar as variações de tensões, ao longo do tempo, nos blocos de barragem, foram estudados dois pontos, um no núcleo (proximo ao vértice do bloco) e um na superfície em contato com a fôrma metálica, conforme a Figura 59.

A Figura 60 mostra as variações de tensões, no núcleo e na superfície, dos dois blocos com altura de 1,5 m estudados. A estrutura com concreto de referência sofre tensões de tração superiores a $4,5 \text{ MPa}$, enquanto aquela com concreto com alto teor de cinza volante apresenta tensões máximas de tração de aproximadamente $1,5 \text{ MPa}$. Ou seja, as tensões de tração na estrutura de referência alcançaram valores 3 vezes maiores que naquela com a adição mineral.

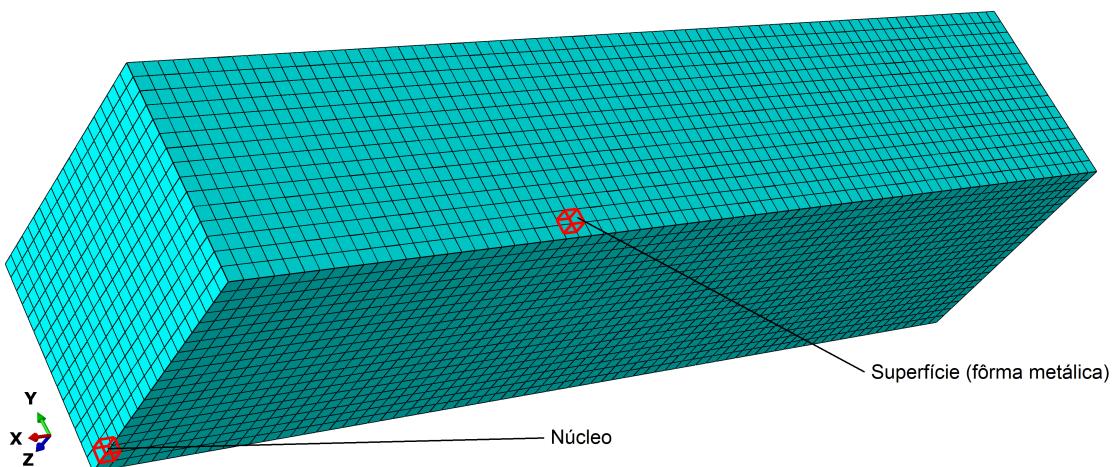
Por outro lado, a diferença entre as tensões de compressão não foi tão significativa: enquanto o bloco de barragem com alto teor de cinza volante apresentou

Tabela 14 – Temperaturas nos Pontos Analisados Após 120 Horas de Simulação

Altura do Bloco (m)	Concreto	Superfície (°C)	Fundo (°C)	Centro (°C)	Diferença Fundo e Superfície (°C)	Diferença Fundo e Centro (°C)
1,5	CR	50,69	70,45	68,96	19,76	1,48
1,5	CC	35,11	43,16	42,39	8,04	0,76
2,0	CR	50,69	72,01	67,40	21,31	4,60
2,0	CC	35,12	43,96	41,56	8,84	2,40
2,5	CR	50,69	72,37	70,75	21,67	1,62
2,5	CC	35,12	44,17	41,59	9,05	2,58
3,0	CR	50,69	72,44	69,37	21,74	3,07
3,0	CC	35,12	44,21	42,56	9,09	1,65

Fonte: Produzido pelo autor.

Figura 59 – Pontos Estudados - Variações de Tensão (h = 1,5 m)



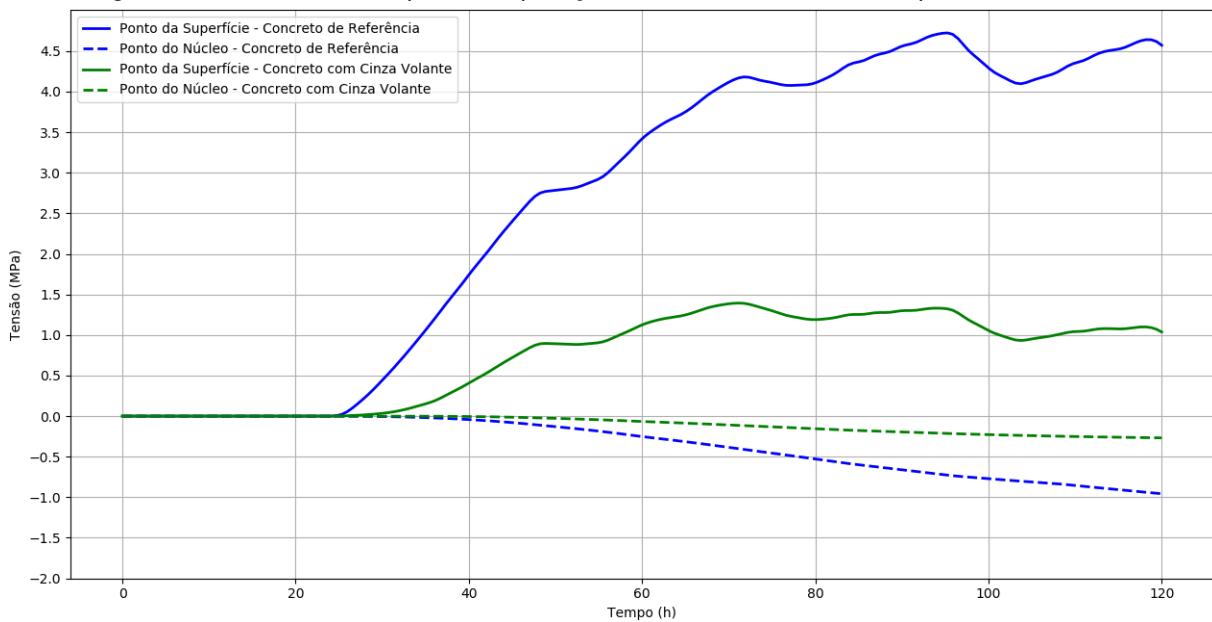
Fonte: Produzido pelo autor.

tensão máxima de compressão de $0,5 \text{ MPa}$, o bloco de referência sofreu compressão máxima de 1 MPa .

Dos índices de fissuração dos blocos com altura igual a $1,5 \text{ m}$, ilustrados na Figura 61, pode-se concluir que o uso de cinza volante diminui a probabilidade de fissuração: até as 100 h de simulação, o bloco com adição mineral apresentou índices sempre superiores a $1,5$, indicando que fissuras de qualquer natureza seriam evitadas. A partir de tal período, até o fim da análise, tal estrutura apresentou índices entre $1,25$ e $1,5$, ou seja, com probabilidade de ocorrência de fissuras, porém limitadas e não prejudiciais, segundo Yoshitake *et al.* (2013).

Entretanto, o bloco com concreto de referência teve índices superiores a $1,5$ (evitando fissuras) apenas até as 70 h de simulação. Entre as 70 e as 90 h , os índices de tal estrutura ficaram entre $1,25$ e $1,5$, indicando probabilidade de fissuração

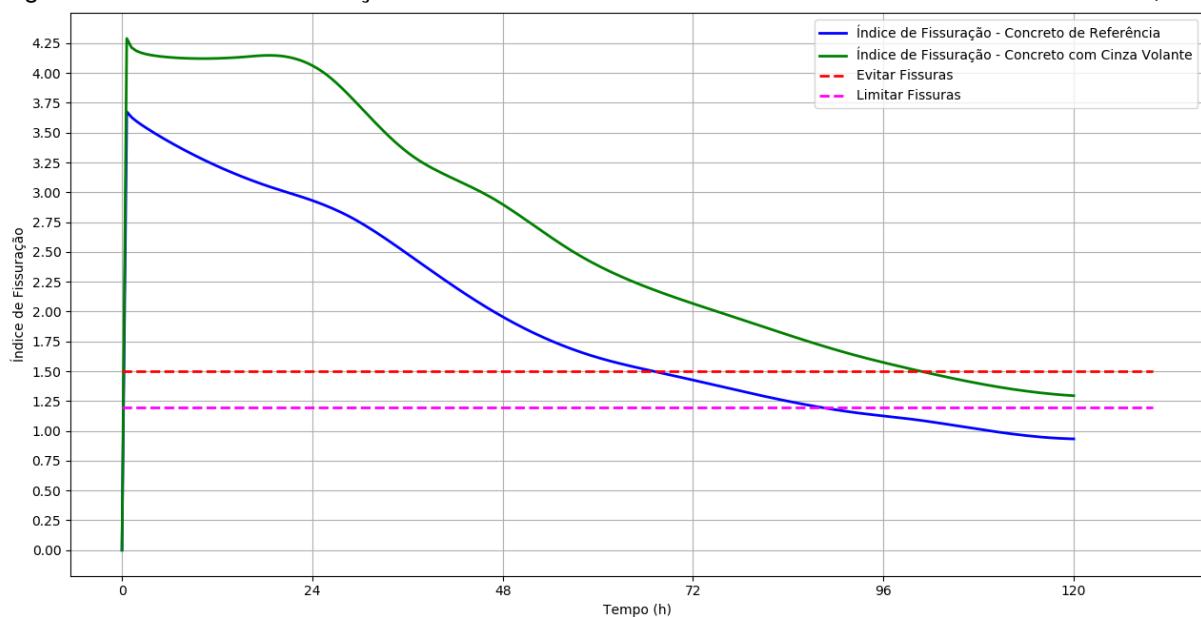
Figura 60 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 1,5$ m



Fonte: Produzido pelo autor.

limitada e não prejudicial. Já a partir das 90 h, até o fim da análise, os índices de fissuração do bloco de referência foram inferiores a 1,25, ou seja, com grandes chances de surgimento de fissuras prejudiciais.

Figura 61 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 1,5$ m



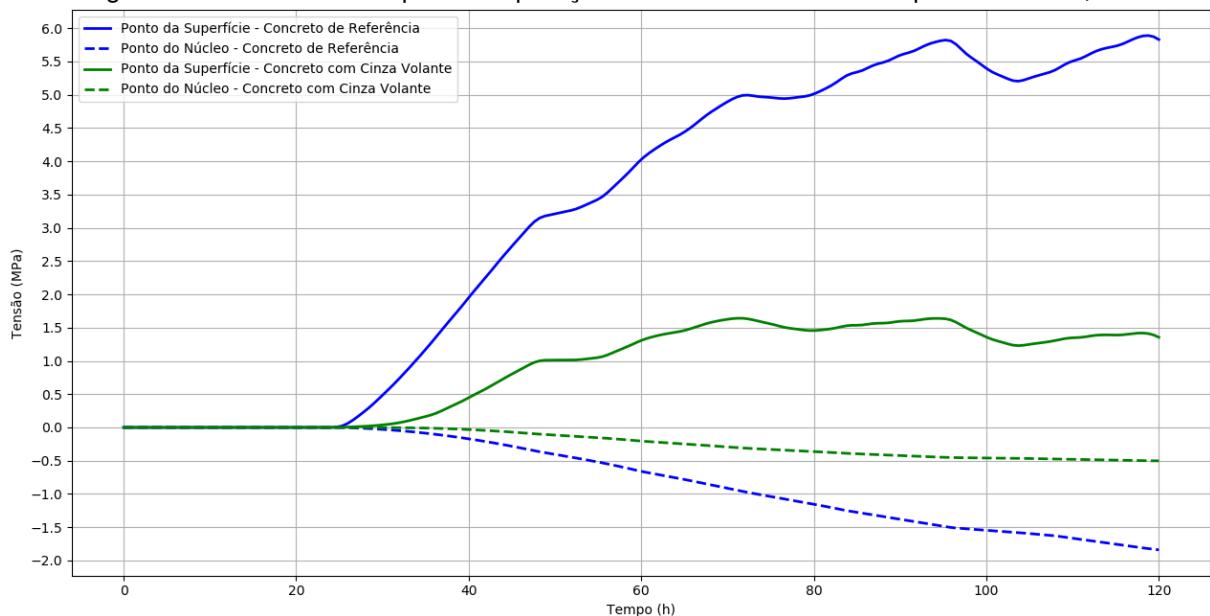
Fonte: Produzido pelo autor.

As tensões alcançadas nos pontos estudados, para os blocos de 2 m de altura, encontram-se na Figura 62. O ponto na superfície do bloco com concreto de referência alcançou tensão de tração próxima dos 6 MPa, enquanto o mesmo ponto,

com concreto com cinza volante, aproximou-se de $1,7 \text{ MPa}$. Assim, pode-se concluir que a estrutura de referência teve tensão de tração máxima 3,5 vezes maior que a estrutura com cinza volante.

Quanto às tensões de compressão, obtiveram-se valores aproximados de $2,0 \text{ MPa}$ no bloco de 2 m com concreto de referência e $0,5 \text{ MPa}$ naquele com alto teor de adição mineral.

Figura 62 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 2,0 \text{ m}$

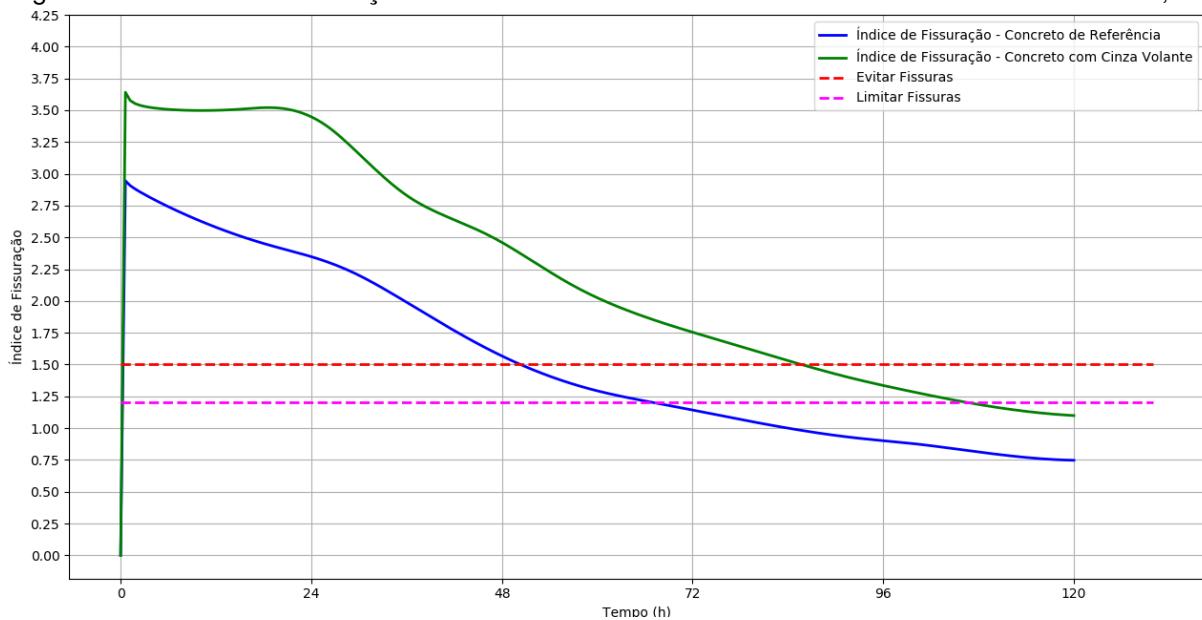


Fonte: Produzido pelo autor.

As maiores tensões de tração obtidas tanto no bloco de altura igual a 2 m com concreto de referência quanto naquele com alto teor de cinza volante tiveram papel determinante nos índices de fissuração dessas estruturas, conforme a Figura 63. O bloco de concreto com referência teve índices de fissuração maiores que 1,5 apenas até as 50 h de simulação, ou seja, tal estrutura não apresentaria fissuras apenas até 50 h após o lançamento do concreto. Entre 50 h e aproximadamente 65 h , os índices de fissuração do bloco de referência ficaram entre 1,25 e 1,5, indicando a provável aparição de fissuras não prejudiciais. Após as 65 h e até o fim do período analisado, o índice de fissuração desta estrutura foi sempre inferior a 1,25, o que significa que, em tal período, prováveis fissuras prejudiciais seriam abertas.

Já o bloco de 2 m com adição mineral apresentou índices de fissuração superiores a 1,5 (evitando fissuras) até aproximadamente 85 h de simulação. Entre 85 h e 105 h , os valores obtidos ficaram entre 1,25 e 1,5, indicando que o bloco com cinza volante apresentaria fissuras não prejudiciais neste período. Porém, após as 105 h e até o fim da análise, o índice de fissuração desta estrutura foi inferior a 1,25, podendo-se concluir, então, que ela também apresentaria fissuras prejudiciais.

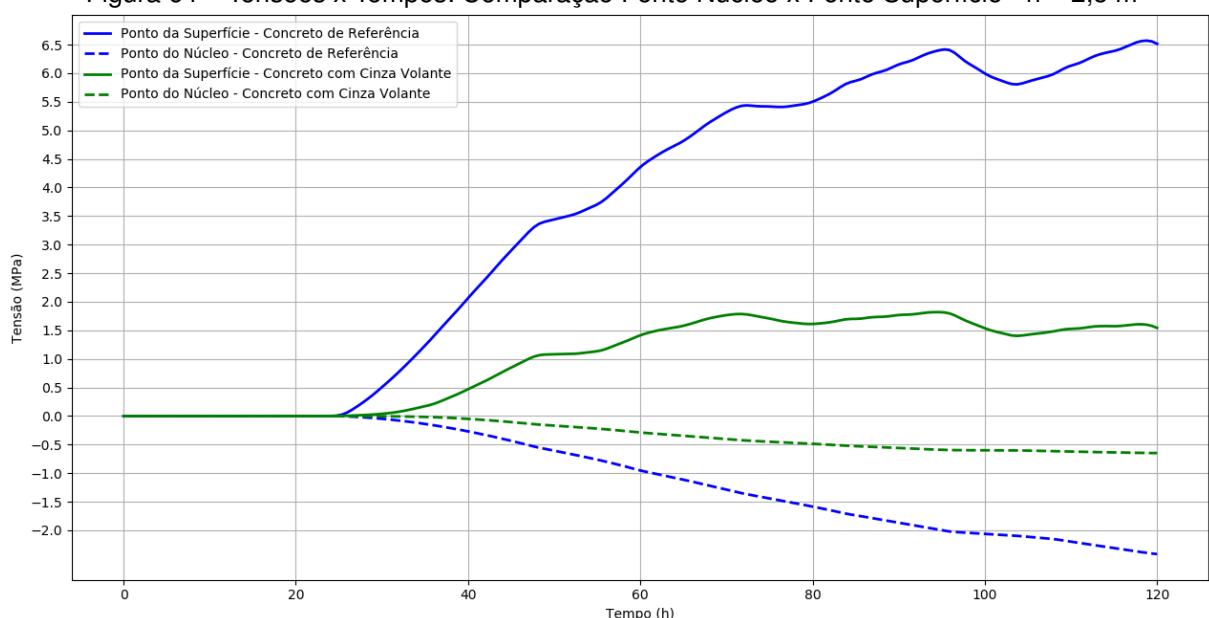
Figura 63 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 2,0\text{ m}$



Fonte: Produzido pelo autor.

Na Figura 64 encontram-se as tensões, ao longo do tempo, dos pontos estudados (núcleo e superfície em contato com a forma metálica) dos blocos com altura de $2,5\text{ m}$. Mais uma vez, é evidente a redução nas tensões na estrutura com alto teor de cinza volante, em comparação com o bloco com concreto de referência: enquanto a primeira é submetida a tensões de tração de valor máximo de $1,8\text{ MPa}$ e de compressão de $0,6\text{ MPa}$, a segunda atinge valores superiores a $6,5\text{ MPa}$ de tração e de aproximadamente $2,4\text{ MPa}$ de compressão.

Figura 64 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 2,5\text{ m}$

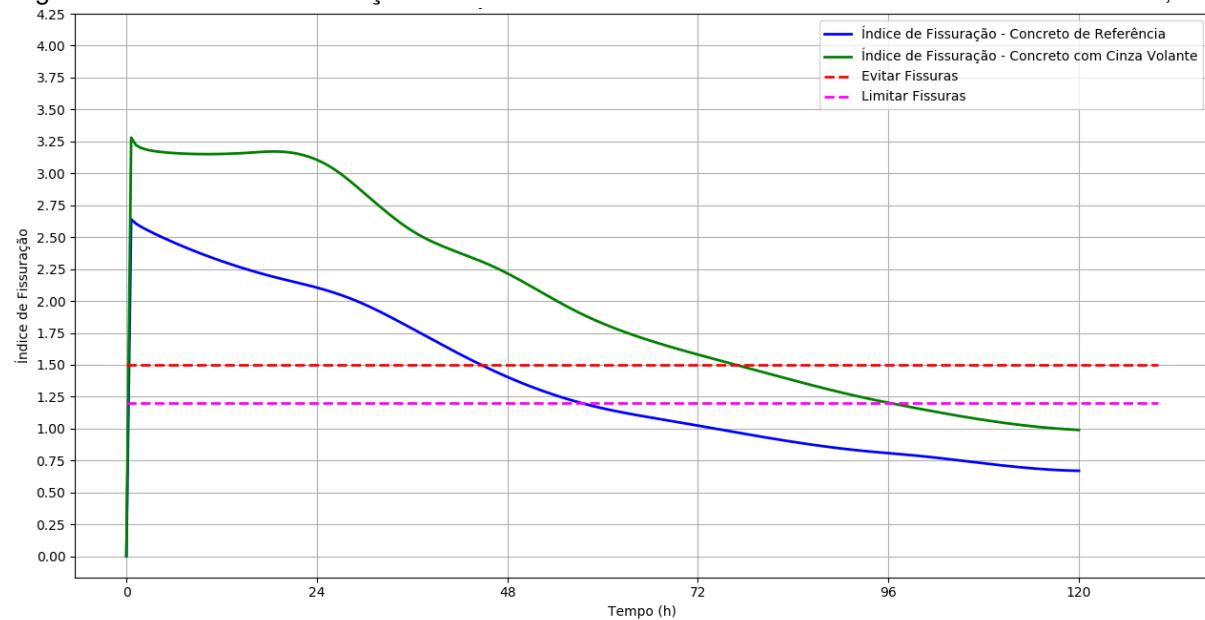


Fonte: Produzido pelo autor.

Os índices de fissuração dos dois blocos estudados com altura de 2,5 m encontram-se na Figura 65. A estrutura de referência manteve índices superiores ao valor necessário para evitar-se fissuração (1,5) até aproximadamente 45 h. Depois desse período e até 65 h, os índices de fissuração ficaram entre 1,25 e 1,5, ou seja, suscetíveis ao surgimento de fissuras limitadas. A partir das 65 h e até o fim da simulação computacional, os índices de fissuração calculados foram inferiores a 1,25, apontando que fissuras prejudiciais ocorreriam nessa estrutura.

Por outro lado, o bloco de tal altura, com adição de cinza volante, atingiu índices de fissuração superiores a 1,5 (sem fissuração) até aproximadamente 80 h de simulação. Entre 80 e 96 h, tais valores ficaram entre 1,25 e 1,5 (fissuração limitada). Após as 96 h, os índices de fissuração foram menores que 1,25, ou seja, haveria fissuração prejudicial à estrutura com pozolana (Figura 65).

Figura 65 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - h = 2,5 m

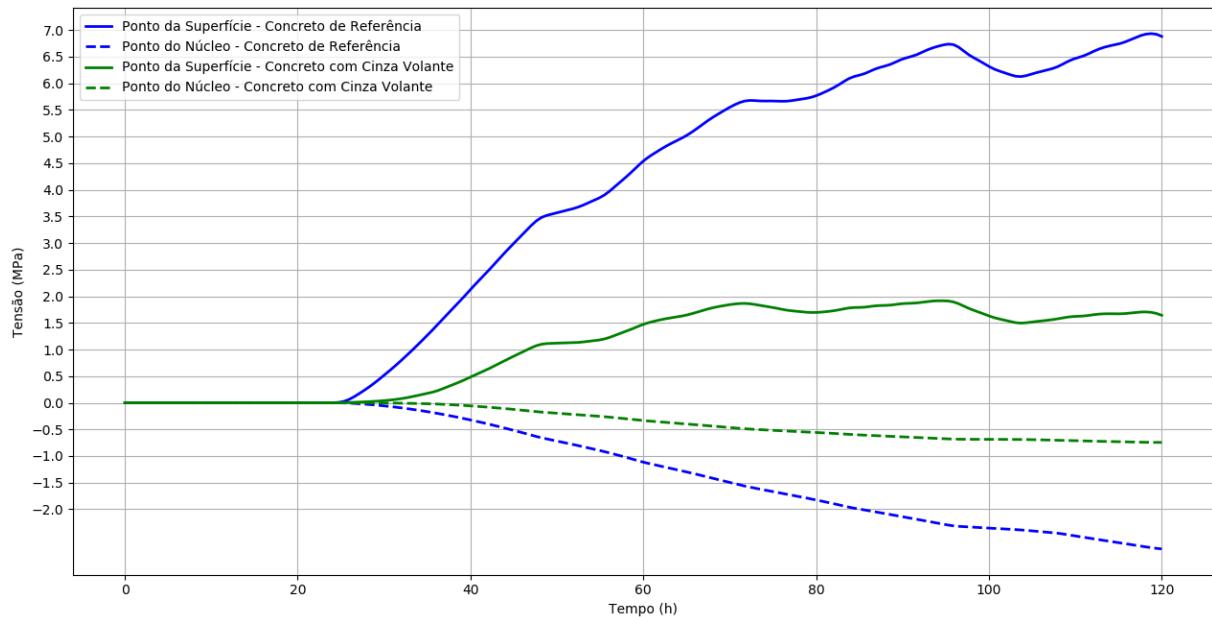


Fonte: Produzido pelo autor.

Nas estruturas com altura igual a 3,0 m, observa-se, através da Figura 66, que aquela com concreto de referência foi submetida a esforços máximos de tração de 7,0 MPa, enquanto aquela com alto teor de cinza volante atingiu valores próximos de 2 MPa. Quanto aos esforços de compressão, a estrutura de referência alcançou 2,5 MPa, enquanto o bloco com adição mineral foi submetido ao valor máximo de 0,7 MPa.

Conforme a Figura 67, os índices de fissuração do bloco de 3 m com concreto de referência foram maiores que 1,5 até aproximadamente 40 h de análise. Entre 40 e 50 h, tais índices ficaram entre 1,25 e 1,5. Das 50 h, até o fim da simulação, os

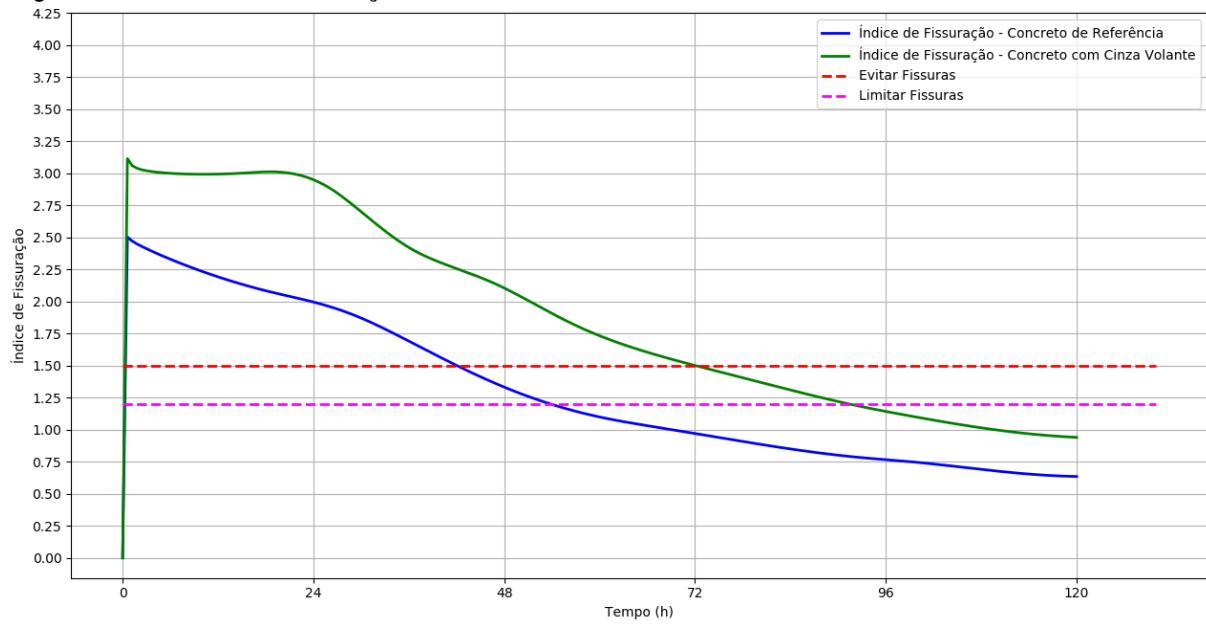
Figura 66 – Tensões x Tempos: Comparação Ponto Núcleo x Ponto Superfície - $h = 3,0\text{ m}$



Fonte: Produzido pelo autor.

valores foram calculados foram inferiores a 1,25, significando que fissuras prejudiciais ocorreriam nesse período.

Figura 67 – Índices de Fissuração - Concreto de Referência x Concreto com Cinza Volante - $h = 3,0\text{ m}$



Fonte: Produzido pelo autor.

A estrutura de 3 m com alto teor de cinza volante manteve índices superiores a 1,5 até as 72 h, ou seja, as fissuras seriam evitadas até tal período. Entre as 72 e 90 h, os índices de fissuração ficaram no intervalo entre 1,25 e 1,5, com fissuras limitadas. A partir das 90 h, os índices foram sempre menores que 1,25, indicando que

tal estrutura também formaria fissuras prejudiciais pelo efeito térmico.

Os gráficos anteriores mostram que os blocos com concreto com alto teor de cinza volante sofrem menores variações de temperatura e são submetidos a tensões de tração consideravelmente menores que seus correspondentes com concreto de referência. Entretanto, por possuir resistência à tração consideravelmente baixa, se comparada aos esforços aos quais as estruturas são submetidas pelo efeito térmico, o uso da mistura com adição mineral só foi eficiente para evitar fissuras prejudiciais nos blocos com 1,5 m de altura. Por outro lado, todas as estruturas com concreto de referência apresentariam fissuras prejudiciais, até mesmo aquela com 1,5 m.

Dessa forma, além do uso da adição mineral, outras medidas deveriam ser tomadas para evitar a fissuração pelo efeito térmico nas estruturas de concreto massa. Pode-se, por exemplo, diminuir a relação água/cimento da mistura e utilizar aditivo superplastificante, para aumentar sua resistência mecânica. Por outro lado, poderia-se considerar a retirada das formas metálicas em idades mais precoces, já que utiliza-se cimento CP V ARI, buscando-se não manter a estrutura restringida e evitando, assim, a fissuração.

5 CONCLUSÕES

O concreto com cinza volante apresentou menores resistências à tração por compressão diametral que CR, por possuir quantidade bastante reduzida de cimento. Aos 3 dias de idade, a resistência a tal esforço mecânico foi de $3,58 \text{ MPa}$ para o CR e de $1,44 \text{ MPa}$ CC. Já aos 7 dias, CR apresentou resistência à tração de $4,11 \text{ MPa}$, enquanto CC alcançou $1,79 \text{ MPa}$.

Quanto ao módulo de elasticidade, aos 3 dias, mediu-se valores de $37,34 \text{ GPa}$ e $25,19 \text{ GPa}$ para CR e CC, respectivamente. Aos 7 dias, os resultados foram de $47,24 \text{ GPa}$ para CR e de $25,42 \text{ GPa}$ para CC. Novamente, a alta taxa de substituição de cimento por adição mineral pode explicar o menor módulo de elasticidade e a menor taxa de evolução dessa propriedade mecânica entre as duas idades estudadas, para CC.

Nos ensaios de calorimetria semi-adiabática, CR e CC alcançaram temperaturas máximas de 57°C e 42°C , respectivamente. O primeiro alcançou tal temperatura após 30 h e o segundo, depois de 40 h. Considerando os modelos adiabáticos ajustados, houve aumento adiabático de temperatura de $47,61^\circ\text{C}$ em CR e de $25,28^\circ\text{C}$ em CC. Analogamente, o fluxo de calor calculado para CR foi muito maior que o obtido para CC: Enquanto o pico do primeiro foi de $2000 \text{ kcal}/\text{hm}^3$, o do segundo foi de apenas $750 \text{ kcal}/\text{hm}^3$. Por possuir menor quantidade de cimento para hidratar, o calor de hidratação e as temperaturas atingidas, por CC, são inferiores àquelas observadas na mistura de referência.

O calor específico calculado para o CR foi de $0,145 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$ e, para CC, de $0,160 \text{ cal/g}^\circ\text{C}$. Ambos os valores foram condizentes com aqueles encontrados em literatura para misturas semelhantes. Já a condutividade térmica, determinada previamente, foi menor em CR: $1,46 \text{ kcal}/\text{hm}^\circ\text{C}$, contra $1,72 \text{ kcal}/\text{hm}^\circ\text{C}$ no CC.

As simulações numéricas do comportamento termomecânico de blocos de concreto massa mostraram que CC, por possuir maior condutividade e menores calor de hidratação e módulo de elasticidade, está submetido a menores variações de temperatura e, consequentemente, menores tensões. Entretanto, os índices de fissuração mostraram que apenas o uso de alto teor de cinza volante, em substituição parcial ao cimento Portland, não é suficiente para evitar fissuras prejudiciais em estruturas de concreto massa, já que tais misturas têm resistência mecânica baixa nas primeiras idades. Deve-se então, aumentar a resistência de tais misturas, através da diminuição da relação a/c e uso de aditivo superplastificante, por exemplo, ou estudar a retirada das formas em idades mais precoces, para não restringir os movimentos da estruturas.

REFERÊNCIAS

- AKIN, J. E. **Finite element analysis concepts via SolidWorks**. New Jersey: World Scientific, 2009.
- AL-MANASEER, A.; ELIAS, N. **Determining methods to control the effects of heat of hydration and other concerns associated with the placement of mass concrete for cast-in-place concrete piling**. San José State University. San Jose, California, 2007. Disponível em: <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering/Research_Reports/vendor/sjsu/59A0521/HeatofHydration.pdf>. Acesso em: 18 set. 2018.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI CT-13: ACI concrete terminology**. Farmington Hills, 2013. 78 p.
- ANDRADE, W. P. (Ed.). **Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: Pini, 1997.
- AREZOUMANDI, M.; VOLZ, J. S. Effect of fly ash replacement level on the shear strength of high-volume fly ash concrete beams. **Journal of Cleaner Production**, [S.I.], v. 59, p. 120–130, 2013. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652613004344>>. Acesso em: 05 mar. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Argamassa e concreto - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011. 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653: Materiais pozolânicos — requisitos**. Rio de Janeiro, 2014. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2016. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. Rio de Janeiro, 2017. 20 p.
- ATIS, C. D. Heat evolution of high-volume fly ash concrete. **Cement and Concrete Research**, [S.I.], n. 32, p. 751–756, 2002. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884601007554>>. Acesso em: 07 mar. 2018.
- AURICH, M. **Simulação computacional do comportamento do concreto nas primeiras idades**. 190 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-22052009-122353/pt-br.php>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

AZENHA, M. A. D. **Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica.** 248 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade do Porto, Porto, 2004. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/mazenha/Miguel%20Azenha%20-%20Comportamento%20do%20betao%20nas%20primeiras%20idades%20-%20%20dissertacao%20de%20mestrado.pdf>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

BATHE, K.-J. **Finite element procedures.** 2. ed. Watertown: Pearson Education, 2014.

BENTZ, D. P.; FERRARIS, C. F.; SNYDER, K. A. **Best practices guide for high-volume fly ash concretes: assuring properties and performance - NIST Technical Note 1812.** National Institute of Standards and Technology. Washington, DC, United States, 2013. 66 p. Disponível em: <<https://www.nist.gov/publications/best-practices-guide-high-volume-fly-ash-concretes-assuring-properties-and-performance>>. Acesso em: 15 set. 2019.

BENTZ, D. P. *et al.* Thermal properties of high-volume fly ash mortars and concretes. **Journal of Building Physics**, [S.I.], v. 34, n. 3, p. 263–275, 2011. Disponível em: <<https://pdfs.semanticscholar.org/910b/33a7b88f82065fadff0875956157686549ef.pdf>>. Acesso em: 02 fev. 2019.

CASANOVA, E. Concrete cooling on dam construction for world's largest hydroelectric power station. **International Journal of Refrigeration**, [S.I.], v. 3, p. 25–36, 1980. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0140700780900699#!>>. Acesso em: 02 fev. 2019.

COELHO, N. A. **Um estudo numérico do efeito térmico em concreto massa.** 173 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade de Brasília, Brasília, 2012. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/11251/1/2012_NaildedeAmorimCoelho.pdf>. Acesso em: 02 abr. 2018.

DASSAULT SYSTEMES. **Abaqus 2016 documentation.** Rhode Island, 2016. Disponível em: <<http://129.97.46.200:2080/v2016/index.html>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

DEVLOO, P. R. B. Simulação numérica. **MultiCiência**, Campinas, v. 4, p. 56–69, maio 2005. Disponível em: <<https://www.multiciencia.unicamp.br>>. Acesso em: 06 mar. 2018.

DURAN-HERRERA, A. *et al.* Evaluation of sustainable high-volume fly ash concretes. **Cement & Concrete Composites**, [S.I.], n. 33, p. 39–45, 2011. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946510001599>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **A first course in finite elements.** Chichester: John Wiley & Sons, Ltd, 2007.

FREDDI, A.; OLMI, G.; CRISTOFOLINI, L. **Experimental stress analysis for materials and structures.** Switzerland: Springer, 2015.

GE, Z. **Predicting temperature and strength development of the field concrete.** 233 p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) — Iowa State University, Ames, Iowa, 2005. Disponível em: <<https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?>>

referer=https://www.google.com.br/&httpsredir=1&article=2729&context=rtd>. Acesso em: 05 fev. 2019.

GRECCHI, G. **Material and structural behavior of masonry: simulation with a commercial code.** 112 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Università de Pavia, Pavia, 2010. Disponível em: <<http://www-2.unipv.it/compmech/dissertations/grecchi.pdf>>. Acesso em: 05 mar. 2019.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos da física.** 8. ed. São Paulo: LTC, 2009. Volume 2 - Gravitação, ondas e termodinâmica.

HEMALATHA, T.; RAMASWAMY, A. A review on fly ash characteristics e towards promoting high volume utilization in developing sustainable concrete. **Journal of Cleaner Production**, [S.I.], n. 147, p. 546–559, 2017. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652617301294#ur#>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

HOWLADER, M. K. *et al.* Effects of aggregate types on thermal properties of concrete. **ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences**, n. 7, p. 900–907, 2012. Disponível em: <http://www.arpnjournals.com/jeas/research_papers/rp_2012/jeas_0712_738.pdf>. Acesso em: 21 oct. 2018.

IGNJATOVIC, I. S. *et al.* Radiological and material characterization of high volume fly ash concrete. **Journal of Environmental Radioactivity**, [S.I.], v. 168, p. 38–45, mar. 2017. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0265931X16302223?via3Dihub>>. Acesso em: 06 mar. 2018.

INCROPERA, F. P. *et al.* **Fudamentals of heat and mass transfer.** 6. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2007.

ISAIA, G. C. **Concreto: ciência e tecnologia.** São Paulo: Ibracon, 2011. v. 2.

ISLAM, M. R.; TAREFDER, R. A. Determining thermal properties of asphalt concrete using field data and laboratory testing. **Construction and Building Materials**, v. 67, p. 297–306, 2014. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061814003031>>. Acesso em: 21 oct. 2018.

JENDELE, L.; ŠMILAUER, V.; CERVENKA, J. Multiscale hydro-thermo-mechanical model for early-age and mature concrete structures. **Advances in Engineering Software**, [S.I.], n. 72, p. 134–146, 2014. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0965997813000641>>. Acesso em: 02 abr. 2018.

KHAN, A. S.; WANG, X. **Strain measurements and stress analysis.** Upper Saddle River: Prentice Hall, 2001.

KHAN, M. I. Factors affecting the thermal properties of concrete and applicability of its prediction models. **Building and Environment**, n. 6, p. 607–614, 2002. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132301000610>>. Acesso em: 21 jan. 2019.

KIHARA, Y. **O estudo mineralógico das cinzas volantes brasileiras: origem, características e qualidade.** 249 p. Tese (Doutorado em Mineralogia e Petrologia) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/44/44135/tde-25092013-150634/pt-br.php>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

KIM, S. G. **Effect of heat generation from cement hydration on mass concrete placement.** 126 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Iowa State University, Ames, Iowa, 2010. Disponível em: <<https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=https://www.google.com.br/&httpsredir=1&article=2674&context=etd>>. Acesso em: 05 nov. 2018.

LAGUNDZIJA, S.; THIAM, M. **Temperature reduction during concrete hydration in massive structures.** 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2017. Disponível em: <<https://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:1116691/FULLTEXT01.pdf>>. Acesso em: 08 nov. 2018.

LI, J. **Predicting early-age thermal behavior of mass concrete for bridge foundation.** 282 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) — Iowa State University, Estados Unidos da América, 2012. Disponível em: <<http://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=3666&context=etd>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

LIU, B. D. *et al.* Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete. **Construction and Building Materials**, [S.I.], v. 69, p. 133–142, 2014. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061814007132>>. Acesso em: 19 oct. 2019.

LOGAN, D. L. **A first course in the finite element method.** 5. ed. Stamford: Cengage Learning, 2012.

MARCON NETO, D. **Desempenho de concretos com altos teores de cinza volante em substituição ao cimento Portland.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 2018.

MCROBERTS, M. **Arduino básico.** São Paulo: Novatec, 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** 3. ed. São Paulo: Ibracon, 2008.

MINDESS, S.; YOUNG, J. F.; DARWIN, D. **Concrete.** 2. ed. Upper Saddle River: Pearson Education, 2003.

NEHDI, M.; SOLIMAN, A. M. Early-age properties of concrete: overview of fundamental concepts and state-of-the-art research. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials**, [S.I.], v. 164, n. 2, p. 57–77, 2011. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/258363977_Early-age_properties_of_concrete_Overview_of_fundamental_concepts_and_state-of-the_art_research>. Acesso em: 02 fev. 2019.

NEVILLE, A. M. **Properties of concrete.** 5. ed. Harlow: Pearson, 2011.

NOLLI, P. R. **Propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho com adição de nanosílica estabilizada.** 95 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUBD-A9TJ5E/106._ufmg_demc_paulo_nolli.pdf?sequence=1>. Acesso em: 05 mar. 2018.

PEPPER, D. W.; HEINRICH, J. C. **The finite element method: basic concepts and applications.** 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2006.

QUEROL, X. *et al.* Synthesis of zeolites from coal fly ash: an overview. **International Journal of Coal Geology**, [S.I.], v. 50, p. 413–423, maio 2002. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0166516202001246>>. Acesso em: 06 mar. 2018.

SANDBERG, P.; LIBERMAN, S. Monitoring and evaluation of cement hydration by semiadiabatic field calorimetry. In: WANG, K.; SCHINDLER, A. K. (Ed.). **Concrete Heat Development: Monitoring, Prediction, and Management.** Georgia, New York: Curran Associates, Inc., 2007. p. 13–24.

SCHACKOW, A. *et al.* Temperature variation in concrete samples due to cement hydration. **Applied Thermal Engineering**, [S.I.], n. 103, p. 1362–1369, 2016.

SHAFIGHA, P.; ASADIA, I.; MAHYUDDIN, N. B. Concrete as a thermal mass material for building applications - a review. **Journal of Building Engineering**, v. 19, p. 14–25, 2018. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710218301992>>. Acesso em: 21 oct. 2018.

SIDDQUI, M. S.; FOWLER, D. W. A systematic optimization technique for the coefficient of thermal expansion of portland cement concrete. **Construction and Building Materials**, n. 88, p. 204–211, 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061815004420>>. Acesso em: 21 oct. 2018.

SILVA, M. G. **Cimentos portland com adições minerais. Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais.** 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2010. v. 1.

STIEF, J. N. de P.; MAIA, N. da S.; PEIXOTO, R. A. F. Determinação experimental do módulo de elasticidade do concreto convencional e com agregados de escória de aciaria. **Educação & Tecnologia**, [S.I.], v. 14, n. 2, p. 22–27, 2009. Disponível em: <<https://periodicos.cefetmg.br/index.php/revista-et/article/download/218/221>>. Acesso em: 28 ago. 2018.

THOMAS, M. **Optimizing the use of fly ash in concrete.** Portland Cement Association. Washington, DC, United States, 2007. 24 p. Disponível em: <https://www.cement.org/docs/default-source/fc_concrete_technology/is548-optimizing-the-use-of-fly-ash-concrete.pdf>. Acesso em: 15 set. 2019.

VIECILI, M. J. C.; HASTENPFLUG, D.; GIRARDI, R. Comparativo entre o teste de vicat e a calorimetria semi-adiabática para determinação do tempo de início e fim de pega em cimentos portland. **Revista Matéria**, v. 23, n. 3, p. 1–13, 2018. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/328398262_Comparativo_entre_o_>.

teste_de_Vicat_e_a_calorimetria_semi-adiabatica_para_determinacao_do_tempo_de_inicio_e_fim_de_pega_em_cimentos_Portland>. Acesso em: 13 oct. 2019.

WANG, X.-Y.; PARK, K.-B. Analysis of compressive strength development of concrete containing high volume fly ash. **Construction and Building Materials**, [S.I.], n. 98, p. 810–819, 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815303159>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

XU, G. *et al.* Early-age hydration and mechanical properties of high volume slag and fly ash concrete at different curing temperatures. **Construction and Building Materials**, [S.I.], v. 149, p. 367–377, 2017. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817309704>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

YEON, J. H.; CHOI, S.; WON, M. C. In situ measurement of coefficient of thermal expansion in hardening concrete and its effect on thermal stress development. **Construction and Building Materials**, v. 38, p. 306–315, 2013. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061812006253>>. Acesso em: 21 oct. 2018.

YOSHITAKE, I. *et al.* Tensile properties of high volume fly-ash (hvfa) concrete with limestone aggregate. **Construction and Building Materials**, n. 49, p. 101–109, 2013. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181400939>>. Acesso em: 28 set. 2018.

YOSHITAKE, I. *et al.* Thermal stress of high volume fly-ash (hvfa) concrete made with limestone aggregate. **Construction and Building Materials**, [S.I.], v. 71, p. 216–225, 2014. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061814009398>>. Acesso em: 21 oct. 2019.

ZHOU, C.; SHU, X.; HUANG, B. Predicting concrete coefficient of thermal expansion with an improved micromechanical model. **Construction and Building Materials**, v. 68, p. 10–16, 2014. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061814006588>>. Acesso em: 21 oct. 2018.

ZHOU, R.; SONG, Z.; LU, Y. 3d mesoscale finite element modelling of concrete. **Computers and Structures**, [S.I.], v. 192, p. 96–113, nov. 2017. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794917306466>>. Acesso em: 05 mar. 2018.