

Paula de Lima Salum

**EFEITO DA ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA SOBRE A  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CONCRETOS MASSA  
COM DIFERENTES TEORES DE CINZA VOLANTE**

Dissertação submetida ao Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Santa  
Catarina para a obtenção do Grau de  
mestre em Construção Civil.  
Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto  
Prudêncio Jr.

Florianópolis  
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Salum, Paula de Lima

Efeito da elevação de temperatura sobre a resistência à compressão de concretos massa com diferentes teores de cinza volante / Paula de Lima Salum ; orientador, Luiz Roberto Prudêncio Jr. - Florianópolis, SC, 2016.  
164 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Concreto massa. 3. Cinza volante. 4. Elevação de temperatura. I. Prudêncio Jr., Luiz Roberto . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Paula de Lima Salum

**EFEITO DA ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA SOBRE A  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CONCRETOS MASSA  
COM DIFERENTES TEORES DE CINZA VOLANTE**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de “mestre”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 31 de março de 2016.

---

Prof. Glicério Trichês, Dr.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Luiz Roberto Prudêncio Jr, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Philippe Jean Paul Gleize, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Alexandre Lima de Oliveira, Dr.  
Instituto Federal de Santa Catarina

---

Prof.<sup>a</sup>. Angela Borges Masuero, Dr.<sup>a</sup>.  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul (videoconferência)





## AGRADECIMENTOS

Ao término deste trabalho, tenho uma convicção: ninguém constrói nada sozinho. Por isso, é chegado o momento de agradecer a todos que contribuíram para esta vitória.

À minha mãe, pelo amor e incentivo incondicionais. Às minhas irmãs Carol e Márcia, pela confiança e amizade. Aos meus sobrinhos, em especial à afilhada Duda, por sempre preencherem meu coração de amor, mesmo à distância. Ao meu pai, por me permitir continuar estudando.

Ao Rafa, pelo amor e por ser meu porto seguro em todos os momentos.

Em especial agradeço ao professor Luiz Roberto Prudêncio Jr. pela sua orientação, dedicação, incentivo, paciência e, sobretudo, por ter aberto as portas do GTec para mim, local de intenso aprendizado pessoal e profissional.

À banca examinadora: Professor Dr. Philippe Jean Paul Gleize, Professor Dr. Alexandre Lima de Oliveira e Professora Dr<sup>a</sup>. Angela Borges Masuero, obrigada por aceitarem participar da avaliação deste trabalho e por suas sugestões e contribuições.

Aos amigos do GTec: Ricardo, Rudiele, Paulo, Eduardo, Ronaldo, Lucas, Sakata, Adriano, Fernanda. Agradeço pelo companheirismo e auxílio na realização de diversas atividades.

Às amigas Thaíse e Leili, que foram presentes de Florianópolis para tornar mais leve e feliz esta caminhada. Mesmo que estejamos cada uma em um canto do país, desejo que continuemos a caminhar juntas.

Agradeço à ConcreMohr e ao engenheiro Cleiton Coelho, pela doação de materiais e pela ajuda na aquisição do equipamento montado para esta pesquisa. Agradeço também à Engemix por permitir que pudesse realizar parte dos ensaios em suas instalações.

Aos professores Dr. Milton Luiz Paiva de Lima e Dr. José Milton de Araújo, da Universidade Federal do Rio Grande, pelo incentivo a seguir a carreira acadêmica, ainda durante a graduação.

Muito obrigada!



## RESUMO

Estruturas em concreto massa são um desafio para os tecnologistas em concreto, tendo em vista que apresentam expressivas elevações de temperatura, especialmente os blocos de coroamento de edifícios de grande porte. Estes elementos são executados com concretos de alta resistência e elevados consumos de cimento, aumentando a possibilidade de ocorrer efeitos deletérios de origem térmica. A elevação de temperatura no interior das estruturas ocorre porque o calor gerado, devido as reações exotérmicas de hidratação do cimento, tem dificuldade em dissipar-se para o ambiente em função das características térmicas do concreto e do volume do maciço. O uso de materiais cimentícios suplementares, como substituir parte do cimento por cinza volante, é uma solução bastante adotada para tentar minimizar a problemática térmica. Apesar disso, as reações de hidratação do cimento e a reação pozolânica ocorrem sob elevadas temperaturas, tendo sua cinética modificada. Entretanto, mesmo para estruturas de grande volume, as centrais de concreto realizam a dosagem da mistura sob temperatura padronizada de  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ , desconsiderando os efeitos da cura térmica que o concreto é naturalmente exposto. As pesquisas envolvendo cura térmica relatam desempenho mecânico inferior dos concretos curados com relação à referência. Contudo, a maioria dos trabalhos baseia-se em marchas de cura realizadas em centrais de pré-moldados, que diferem significativamente do que ocorre no interior de maciços de concreto. Sendo assim, o presente trabalho visa demonstrar que concretos submetidos à elevação de temperatura, que naturalmente ocorre quando são utilizados em grandes estruturas, podem ser dosados com menor consumo de cimento que aqueles submetidos à cura em temperatura ambiente, para uma mesma classe de resistência. Os concretos testados foram produzidos com resistência característica de 35 e 45MPa, aos 28 dias, e receberam substituição de cimento por cinza volante nos teores 0, 15 e 30%. Foram realizadas três condições distintas de cura, sendo uma à temperatura ambiente (referência) e outros dois regimes de cura térmica. Para os sistemas térmicos, foi desenvolvido um banho térmico que executa curvas reais de aquecimento e resfriamento.

A resistência à compressão dos concretos foi medida após 28 dias de cura. Além disso, também foi realizado o ensaio de termogravimetria em pastas de cimento e cinza volante, as quais foram submetidas aos regimes de cura junto com os concretos de referência. Os resultados demonstraram que a temperatura catalisou as reações de hidratação do cimento e as reações pozolânicas, obtendo-se teores de hidratos e resistência superiores aos elementos dosados a  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ , aos 28 dias. Portanto, fica a cargo do projetista a decisão se considera ou não o efeito térmico sobre a resistência do concreto. Considerando seus efeitos, existe a possibilidade de reduzir o consumo de cimento, conforme foi observado nos concretos testados e, por conseguinte, reduzir sua temperatura máxima, obtendo um custo menor, sem comprometer sua resistência mecânica aos 28 dias. Todavia, se o projetista considerar a resistência do concreto dosado a  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ , sem dúvida seria a favor da segurança com relação à resistência do concreto, mas com um custo maior e uma durabilidade porventura comprometida.

**Palavras-chave:** concreto massa; cinza volante; elevação de temperatura.

## ABSTRACT

Mass concrete structures are a challenge for concrete technologists, considering that they present significant temperature increases, especially pile caps of tall buildings. They are made on concretes of high strength and large amounts of cement, increasing the possibility of occurrence of deleterious effects of thermal origin. The temperature rises because the heat generated by cement hydration exothermic reactions can not easily dissipate into the environment due to the thermal characteristics and massive volume of concrete. The use of supplementary cementitious materials as a partial replacement of cement, is a popular solution to mitigate the thermal problems. It is known that the hydration reactions of the cement and pozzolans occur at elevated temperatures, and it can modify its kinetics. However, even for high-volume structures, the concrete plants perform the mix design at room temperatures ( $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ ), and don't consider the actual effects of thermal cure in which the concrete is naturally exposed. The studies on thermal curing reported lower mechanical performance of the cured concrete with respect to the reference. Meantime, most of the works is based on thermal curing of precast concrete elements, which is different from that occurring within the concrete mass. Thus, this study aims to demonstrate that concrete subjected to temperature increases, which naturally occurs when utilized in large concrete members, can be designed with lower cement content than that submitted to  $23^{\circ}\text{C}$  cure, for the same strength class. The tested concretes were produced with characteristic compressive strength of 35MPa and 45MPa at 28 days, both with cement replacement by fly ash in contents of 0 (reference) 15 and 30%. The concretes were subjected to three different cure conditions:  $23^{\circ}\text{C}$  cure (reference) and other two thermal cure systems. For thermal systems, a thermal bath was developed in order to simulate an actual heating curve. After 28 days of curing, the concrete compressive strength was evaluated. Moreover, thermogravimetry tests were carried out in pastes with cement and fly ash submitted to the same curing conditions of the correspondent concretes. The results showed that the temperature catalyses the hydration reactions of the cement and pozzolanic reactions, leading to higher amount of hydrates and strength than those of obtained in concretes cured under  $23^{\circ}\text{C}$  after 28 days. Therefore, the designer should decide whether consider or not the thermal effect on the strength of concrete. Considering its purpose, it is

possible to reduce the cement content and reduce the maximum temperature of the concrete, leading to a lower cost, without compromising their mechanical strength after 28 days. Therefore, the use of compressive strength based on 28days at a 23oC curing temperature is a conservative approach in structural point of view, but leads to higher cost and it can compromise the long term durability of the structures.

**Key words:** Mass concrete. Fly ash. temperature increases.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Concretagem do bloco de fundação do edifício <i>New Wilshire Grand</i> em Los Angeles/EUA no ano de 2014.....	28
Figura 2 - Concretagem do bloco de coroamento do empreendimento <i>Infinity Coast</i> em Balneário Camboriú/SC no ano de 2014 .....	29
Figura 3 – Temperatura do bloco de coroamento do empreendimento <i>Infinity Coast</i> em Balneário Camboriú/SC, em função do tempo .....	29
Figura 4 - Variação da temperatura do concreto .....	30
Figura 5 - Desenvolvimento da microestrutura na hidratação do cimento Portland .....	39
Figura 6 - Representação esquemática da taxa de liberação do calor de hidratação do cimento Portland .....	40
Figura 7 - Modelos propostos do silicato de cálcio hidratado (C-S-H). 42	
Figura 8 - Cristal hexagonal de hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .....	43
Figura 9 - Modelo de Powers para variação na porosidade no concreto de acordo com o grau de hidratação do cimento .....	45
Figura 10 – Imagens por MEV mostrando as diferentes morfologias apresentadas pelas partículas de cinza volante .....	50
Figura 11 - Curvas TGA e DrTGA de pasta com 50% cimento ARI e 50% cinza volante, aos 28 dias.....	55
Figura 12 - Porosidade total e faixas de diâmetro de poro que compõem o volume de vazios das pastas de cimento em função do tempo.....	57
Figura 13 - Quantidade de óxido de cálcio reagido em diferentes tempos e temperaturas em função do tempo.....	60
Figura 14 - Desenvolvimento da resistência à compressão de pastas de cimento Portland e cinza volante em regimes de temperatura de 7 a 80°C.....	61
Figura 15 - Agregados miúdos utilizados na produção dos concretos: (a) Areia natural; (b) Areia industrial. ....	65
Figura 16 - Curva granulométrica das areias utilizadas .....	65
Figura 17 - Curva granulométrica da areia composta.....	67
Figura 18 - Distribuição granulométrica da cinza volante.....	70
Figura 19 – Representação esquemática do estudo em concretos .....	71
Figura 20 – Representação esquem do estudo em pastas de cimento....	73
Figura 21 - Modelo do diagrama de dosagem do Método IPT/EPUSP. 77	
Figura 22 – Câmara úmida utilizada na cura de referência dos corpos de prova de concreto e de pasta de cimento .....	79
Figura 23 - Variação da temperatura, em função do tempo, em diferentes porções do concreto.....	81

Figura 24 – Curva de elevação de temperatura do bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast, em Balneário Camboriú/SC.....	82
Figura 25 - Posição que representam os regimes RCC e RCT nos maciços de concreto.....	86
Figura 26 - Regimes de cura REF, RCC e RCT dos concretos.....	86
Figura 27 - Equipamento utilizado nos regimes de elevação de temperatura dos concretos e das pastas de cimento.....	88
Figura 28 - Ensaio para determinação do módulo estático de elasticidade à compressão dos concretos.....	92
Figura 29 - Representação do módulo de elasticidade tangente inicial (Eci).....	92
Figura 30 - Moldes de PVC para pastas de cimento.....	94
Figura 31 - Interrupção do processo de hidratação das pastas de cimento (a) Tanque de nitrogênio líquido; (b) Liofilizador de Bancada; (c) Pasta de cimento no frasco tipo penicilina.....	94
Figura 32 - Moagem das pastas de cimento: (a) Amostra; (b) Moagem manual com cadinho; (c) amostra moída (parcial); (d) moinho de bolas; (e) amostra moída.....	95
Figura 33 - Ensaio de termogravimetria das pastas de cimento (a) Analisador térmico DTG-50; (b) Termobalança DTG-50.....	96
Figura 34 - Ensaio Chapelle Modificado: (a) Erlenmeyers PVC no banho-maria; (b) Solução antes da titulação (cor rosa); (c) Solução após viragem na titulação (incolor).....	97
Figura 35 - Curva de dosagem dos concretos.....	102
Figura 36 - Curvas de dosagem sobrepostas $f_{cj} \times a/ce$ .....	106
Figura 37 - Curva de dosagem $a/ce \times m$ dos concretos para diferentes percentuais de cinza volante.....	107
Figura 38 - Curvas TGA e DrTGA da pasta 45cv30 – RCT (banho)....	109
Figura 39 - Teor médio de água quimicamente combinada das pastas de cimento, aos 28 dias.....	111
Figura 40 - Teores de hidróxido de cálcio e água combinada das pastas de cimento, aos 28 dias.....	111
Figura 41 - Resistência à compressão dos concretos em função da classe de resistência, teor de cinza volante e regime de cura, aos 28 dias.....	118
Figura 42 - Modelo de Powers para relação porosidade e resistência à compressão.....	122
Figura 43 – Efeito sobre as curva de dosagem dos concretos.....	124
Figura 44 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv0.....	147
Figura 45 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv15.....	147



Figura 46 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv30 .....	148
Figura 47 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv0 .....	148
Figura 48 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv15 .....	149
Figura 49 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv30 .....	149
Figura 50 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv0 .....	150
Figura 51 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv15 .....	152
Figura 52 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv30 .....	154
Figura 53 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv0 .....	156
Figura 54 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv15 .....	158
Figura 55 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv30 .....	160



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Evolução do calor de hidratação de misturas de cimento Portland curadas termicamente .....	26
Tabela 2 - Valores típicos das propriedades térmicas dos concretos.....	34
Tabela 3 - Nomenclatura utilizada na química do cimento .....	35
Tabela 4 - Composição química do cimento Portland comum.....	36
Tabela 5 - Cimentos disponíveis no Brasil.....	37
Tabela 6 - Calor de hidratação de compostos do cimento Portland a uma dada idade.....	40
Tabela 7 - Classificação do diâmetro médio dos poros em pastas de cimento hidratado.....	44
Tabela 8 - Composição química das cinzas volantes nacionais .....	49
Tabela 9 - Características física, química e mecânica do cimento .....	64
Tabela 10 - Caracterização das areias utilizadas neste trabalho .....	65
Tabela 11 - Caracterização do agregado graúdo utilizado.....	68
Tabela 12 - Agregado graúdo (zona granulométrica 4,75/12,5mm).....	68
Tabela 13 - Agregado graúdo (zona granulométrica 9,5/25mm) .....	69
Tabela 14 - Diâmetros d10, d50 e d90 de cinzas volantes.....	70
Tabela 15 - Características físico-químicas do aditivo polifuncional Mira Set 48.....	70
Tabela 16 - Resistências à compressão de dosagem dos concretos aos 28 dias .....	78
Tabela 17 - Traço dos concretos utilizados no bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast, em Balneário Camboriú/SC.....	83
Tabela 18 - Elevações de temperatura dos regimes RCC e RCT de cada concreto.....	85
Tabela 19 - Exemplo de programação utilizada na elevação de temperatura dos concretos e das pastas de cimento.....	90
Tabela 20 - Proporção dos materiais das pastas de cimento Portland ...	93
Tabela 21 - Dosagem dos concretos: parâmetros obtidos com os traços auxiliares .....	100
Tabela 22 - Coeficientes das curvas de dosagem .....	100
Tabela 23 - Coeficientes de correlação linear (r) das curvas de dosagem dos concretos .....	105
Tabela 24 - Consumos de materiais cimentícios e relações a/ce dos concretos C35 e C45 .....	106
Tabela 25 - Perda de massa em função da massa total de cimento Portland .....	110
Tabela 26 - Temperaturas máximas dos regimes RCC e RCT das pastas do grupo cv30.....	114

Tabela 27 - Resistência à compressão dos concretos das classes de resistência C35 e C45, aos 28 dias, com diferentes teores de cinza volante e submetidos a diferentes regimes de elevação de temperatura .....	115
Tabela 28 - Resistência à compressão dos concretos C35 e C45 em função de REF I .....	117
Tabela 29 - ANOVA - Influência dos parâmetros na resistência à compressão dos concretos aos 28 dias .....	117
Tabela 30 - Ganhos percentuais de resistência dos concretos em relação aos concretos de referência, aos 28 dias.....	120
Tabela 31 - ANOVA - Influência dos parâmetros no ganho de resistência dos concretos aos 28 dias .....	121
Tabela 32- Economia de insumo dos concretos C35 e C45 considerando o ganho de resistência proporcionado pela elevação de temperatura em estruturas massivas.....	127
Tabela 33 - Módulos de elasticidade dos concretos.....	128
Tabela 34 - Relações E/fc dos concretos.....	130
Tabela 35 – Relações E/fc dos concretos compilados para análise estatística.....	131
Tabela 36 - ANOVA - Influência dos parâmetros no módulo de elasticidade.....	131
Tabela 37 - Perdas de massa das pastas de cimento aos 28 dias – termogravimetria.....	163
Tabela 38 - Perdas de massa corrigidas para a base não voláteis – termogravimetria.....	164
Tabela 39 - Perdas de massa corrigidas para adição de areia – termogravimetria.....	165

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

a/c	Relação água/cimento
a/ce	Relação água/cimento equivalente
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AFm	Etringita
AFt	Monossulfato
Al <sub>3</sub> <sup>+</sup>	Íon alumínio
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de alumina
ANOVA	Análise de variância
ASTM	American Society For Testting And Materials
C <sub>2</sub> S	Silicato dicálcico
C <sub>3</sub> A	Aluminato tricálcico
C <sub>3</sub> S	Silicato tricálcico
C <sub>4</sub> AF	Ferroaluminato tetracálcico
Ca(OH) <sub>2</sub>	Hidróxido de cálcio, portlandita
Ca <sup>+2</sup>	Íon cálcio
CaCO <sub>3</sub>	Carbonato de Cálcio
cal	caloria, unidade de medida de calor
CaO	Óxido de cálcio (cal)
CE	Cimento equivalente
CH	Hidróxido de cálcio, portlandita
CO <sub>2</sub>	Dióxido de carbono
CP II E	Cimento Portland composto com escória
CP II F	Cimento Portland composto com filler
CP II Z	Cimeno Portland composto com pozolana
CP III	Cimento Portland de Alto Forno
CP IV	Cimento Portland Pozolânico
CPV ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CPI	Cimento Portland comum
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
C $\bar{S}$ H <sub>2</sub>	Sulfato de cálcio, gipsita
cv	Cinza volante
DEF	Formação da etringita tardia
DrTGA	Curva termogravimétrica derivada
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
F	Óxido de ferro
fck	Resistência à compressão de dosagem
fcj	Resistência à compressão característica
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de ferro

g	grama, unidade de medida de massa
GTec	Grupo de Tecnologia em Materiais e Componentes à Base de cimento
H	Água
h	hora
H <sub>2</sub> O	Água
HCl	Ácido clorídrico
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
J	Joule, unidade de medida de calor
k	condutividade térmica
K <sup>+</sup>	Íon potássio
K <sub>2</sub> O	Óxido de potássio
kg	quilograma, medida de massa correspondente a 10 <sup>3</sup> g
kJ	quilojoule, medida de calor correspondente a 10 <sup>3</sup> J
LACER	Laboratório de Materiais Cerâmicos
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
M	mol/litro
m <sup>2</sup>	metro quadrado, unidade de medida de área
m <sup>3</sup>	Metro cúbico, unidade de medida de volume
MgO	Óxido de magnésio
ml	mililitro, medida de volume correspondente a 10 <sup>-3</sup> l
mm	Micrômetro, medida de comprimento correspondente a 10 <sup>-6</sup> m
MPa	Megapascal, correspondente a 10 <sup>3</sup> Pa
Na <sup>+</sup>	Íon sódio
Na <sub>2</sub> O	Óxido de sódio
Nanotec	Laboratório de Nanotecnologia
NBR	Norma Brasileira Registrada
NBR NM	Norma MERCOSUL
nm	Nanômetro, medida de comprimento corresponde a 10 <sup>-9</sup> m
Pa	Pascal, medida de pressão correspondente a 1N/m <sup>2</sup>
REF	Regime de cura de referência
RCC	Regime de cura do centro
RCT	Regime de cura do topo
SiO <sub>2</sub>	Óxido de sílica
SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	Íon sulfato
TGA	Curva termogravimétrica
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
W	Watt, unidade de medida de potência
°C	Graus Celsius, unidade de medida de temperatura

## Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>21</b>
1.1	OBJETIVOS .....	23
1.1.1	Objetivo Geral .....	23
1.1.2	Objetivos específicos .....	23
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	24
<b>2</b>	<b>ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA E A PROBLEMÁTICA TÉRMICA DO CONCRETO MASSA.....</b>	<b>25</b>
2.1	CONCRETO MASSA.....	25
2.1.1	Elevação de temperatura e medidas de controle	25
2.1.2	Etringita tardia .....	31
2.1.3	Propriedades térmicas do concreto .....	33
2.2	CIMENTO PORTLAND .....	35
2.2.1	Composição do cimento Portland .....	35
2.2.2	Hidratação do cimento Portland e calor de hidratação.....	37
2.2.3	Sólidos na pasta de cimento Portland hidratada	41
2.2.4	Vazios na pasta de cimento Portland hidratada e suas respectivas implicações .....	44
2.3	CINZA VOLANTE.....	45
2.3.1	Conceituação.....	46
2.3.2	Cenário atual .....	47
2.3.3	Características físicas e químicas.....	48
2.3.4	Reação pozolânica .....	50
2.3.5	Determinação da atividade pozolânica .....	53
2.3.6	Influência da cinza volante na hidratação do cimento.....	56
2.4	INFLUÊNCIA DA ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CONCRETOS COM CIMENTO PORTLAND E CINZA VOLANTE.....	58
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	61
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>63</b>

3.1	MATERIAIS.....	63
3.1.1	Cimento Portland.....	63
3.1.2	Agregado miúdo .....	64
3.1.3	Agregado graúdo .....	67
3.1.4	Cinza volante.....	69
3.1.5	Aditivo.....	70
3.1.6	Água de amassamento .....	71
3.2	DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	71
3.2.1	Etapa 1 – Estudo em concretos de cimento Portland e cinza volante .....	74
3.2.2	Etapa 2 – Estudo em pastas de cimento Portland e cinza volante.....	93
3.2.3	Etapa 3 – Método de Chapelle Modificado .....	96
3.3	ANÁLISE ESTATÍSTICA .....	97
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>99</b>
4.1	CURVA DE DOSAGEM.....	99
4.2	CHAPELLE MODIFICADO.....	107
4.3	PASTAS DE CIMENTO – TERMOGRAVIMETRIA.....	108
4.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	114
4.5	MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	128
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>132</b>
5.1	CONCLUSÕES GERAIS .....	132
5.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	134
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>135</b>
	APÊNDICE 1.....	147
	APÊNDICE 2.....	150
	APÊNDICE 3.....	162



## 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Desde prédios comerciais e residenciais, nos grandes centros urbanos, até a construção de barragens e de usinas hidrelétricas, a execução de peças de grande volume de concreto é um desafio para os tecnólogos, uma vez que estas apresentam expressivas elevações de temperatura que podem ocasionar efeitos deletérios na estrutura. São as denominadas estruturas em concreto massa.

O American Concrete Institute - ACI 207 (2005) define concreto massa, basicamente, como o tipo de concreto utilizado em estruturas de dimensões grandes o suficiente para que sejam necessários estudos prévios e técnicas de controle quanto a geração de calor no interior do maciço e também quanto ao gradiente térmico entre as partes interna e externa das peças.

Nestas estruturas, o calor é gerado pelas reações de hidratação dos materiais cimentícios, principalmente do cimento, ao passo que a elevação de temperatura ocorre porque a taxa de geração de calor é superior à taxa de dissipação do mesmo para o ambiente, em virtude das grandes dimensões dos elementos e das características térmicas do concreto.

O uso de adições minerais, substituindo parcialmente o cimento, é uma forma preconizada pela literatura para reduzir a temperatura máxima do concreto, já que possuem taxa de hidratação mais lenta se comparada à do cimento. Além de uma seleção correta dos materiais, existem algumas técnicas que podem ser utilizadas para controlar a elevação de temperatura no maciço, tais como o pré e o pós-resfriamento do concreto, por exemplo. Todavia, estas medidas possuem uma eficácia restrita e ainda é comum a obtenção de temperaturas máximas bastante elevadas.

A problemática térmica das estruturas em concreto massa é ainda mais preocupante nos blocos de coroamento de edifícios de grande porte, em detrimento, principalmente, da utilização de concretos de alta resistência, produzidos com elevados consumos de cimento.

Esta problemática térmica é constante preocupação em cidades cuja construção de prédios altos e de grande magnitude é bastante frequente. Em destaque está o município de Balneário Camboriú/SC que contém grande parte dos edifícios mais altos do país, incluindo tanto os que já estão prontos quanto os que estão em construção, seguindo a tendência arquitetônica megalomaniaca da Ásia. Esta preocupação com o calor gerado nas estruturas urbanas vem ganhando força nos últimos anos, porém é objeto de estudo há bastante tempo. Em 2009, foi

executado o bloco de coroamento do Edifício Império das Ondas/BC, cujo volume de concreto foi de 500m<sup>3</sup> e alcançou a temperatura máxima de 65°C. Mais tarde, também em Balneário Camboriú/SC, foram executados no ano de 2014 os blocos de coroamento dos empreendimentos Sky Tower (210m<sup>3</sup>), Vision Tower (662m<sup>3</sup>), e Infinity Coast (5300m<sup>3</sup>) e suas temperaturas máximas variaram entre 66°C e 79,4°C. Em 2015 houve mais concretagens de grande porte no município, como é o caso do bloco do coroamento do edifício Epic Tower, cujo volume foi de 4522m<sup>3</sup> e alcançou a marca de 75°C. Também em 2015, porém na cidade de Florianópolis/SC, foi registrada a temperatura de 85°C em um dos blocos de coroamento do edifício Top Vision.

Nota-se que nestas estruturas em concreto massa, naturalmente, as reações de hidratação dos materiais cimentícios se desenvolvam sob elevadas temperaturas. Neste cenário, as reações químicas de hidratação do cimento Portland são aceleradas em função do calor, havendo um maior desenvolvimento da resistência inicial dos concretos. As temperaturas elevadas também influenciam as adições pozolânicas, fazendo com que reajam a uma velocidade maior. Em contrapartida, há diversos estudos que comprovam que, em idades mais avançadas, concretos curados sob elevadas temperaturas apresentam resistência inferior àqueles curados a temperatura ambiente. Ferreira Jr. (2003), por exemplo, submeteu concretos com CP IV e CP V ARI à curas com temperatura máxima de 60 e 80°C e observou uma resistência 15% menor que a referência, aos 28 dias. Aldea *et al.* (2000) corroboram com os estudos citados, uma vez que, quando realizaram cura a 80°C, também observaram queda de resistência dos concretos em relação aos curados a 23°C. A explicação é que as temperaturas elevadas provocam uma rápida hidratação inicial do cimento o que justifica a maior resistência nas primeiras idades, contudo formam uma estrutura física mais pobre e menos resistente, em idades avançadas, quando comparada a outras estruturas. Na grande maioria dos estudos realizados nesta área, o procedimento de cura tem duração de apenas algumas horas, semelhante ou equivalente ao que é feito na indústria de pré-moldados.

Entretanto, o processo de elevação de temperatura que ocorre naturalmente nas estruturas em concreto massa é distinto dos procedimentos de cura térmica sobreditos. Nestas estruturas, a elevação de temperatura acontece de forma gradual, sob taxas reduzidas, e a cinética varia de acordo com a dosagem da mistura. No interior dos maciços de concreto existem diferentes elevações de temperatura,

pois a troca de calor com o ambiente é particular de cada porção da estrutura. De qualquer forma, em todas as porções do maciço as taxas de elevação de temperatura em concreto massa aumentam de forma gradual, sendo significativamente menores que as praticadas em outras pesquisas.

Sendo assim, é questionável se nas estruturas em concreto massa vale a premissa de que quando o procedimento de hidratação do cimento e das adições ocorre sob elevadas temperaturas, a resistência à compressão aos 28 dias é afetada negativamente. Isto por que, além de apresentarem elevação de temperatura lenta, estas estruturas em concreto massa geralmente possuem adições minerais como a pozolana, que é capaz de reduzir o diâmetro médio dos poros da pasta de cimento, caso a estrutura resultante seja mais porosa. Além disso, sabe-se que, em condições normais de cura (temperatura ambiente), grande parte do material pozolânico não chega a reagir com a água. Porém, em virtude da elevação de temperatura, cogita-se o fato de que haja um acréscimo da quantidade de material reagido, contribuindo para o desempenho mecânico do concreto.

Diante do exposto, este estudo se fez necessário para verificar de que forma os regimes de elevação de temperatura, inerentes aos elementos em concreto massa, influenciam a resistência à compressão do material, que é propriedade fundamental ao projeto de estruturas.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

O presente trabalho tem por objetivo demonstrar que concretos submetidos à elevação de temperatura, particular das estruturas em concreto massa, podem ser dosados com menor consumo de material cimentício que aqueles submetidos à cura em temperatura ambiente, para uma mesma classe de resistência.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

São objetivos específicos deste trabalho:

- Desenvolver um equipamento que permita reproduzir o histórico de elevação de temperatura que, naturalmente, ocorre em estruturas em concreto massa, simulando os regimes de

elevação de temperatura das porções do centro e do topo de grandes blocos de coroamento;

- Verificar o desempenho mecânico de concretos submetidos à diferentes elevações de temperatura, analisando-se a influência da condição térmica nas reações de hidratação do cimento;
- Analisar a maneira como temperaturas elevadas influenciam no desenvolvimento de resistência de concretos com diferentes consumos de cimento e diferentes percentuais de cinza volante.
- Demonstrar que concretos utilizados em estruturas massivas apresentam resistência à compressão superior em função da condição térmica e, portanto, podem ser dosados com menor consumo de material cimentício.

## 1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi dividido em 5 capítulos, conforme descritos abaixo.

O primeiro capítulo apresenta os aspectos iniciais do trabalho, fazendo uma introdução de alguns conceitos fundamentais, motivações, justificativa e objetivos, buscando a compreensão do tema abordado.

O capítulo dois aborda uma revisão bibliográfica apresentando uma base teórica para o entendimento acerca do tema. São explanados conceitos sobre a elevação de temperatura em estruturas de concreto massa e sobre o cimento Portland no que diz respeito às reações de hidratação do material e os compostos formados. Por fim, o capítulo apresenta uma revisão a respeito da adição mineral denominada cinza volante.

No terceiro capítulo, é apresentado o programa experimental desenvolvido neste estudo, no que diz respeito a especificação dos materiais, metodologia e ensaios realizados.

Os resultados e as respectivas análises são apresentadas no capítulo quatro, enquanto que as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no capítulo cinco.

Nos apêndices, encontram-se as curvas de temperatura utilizadas nos regimes térmicos, as curvas termogravimétricas das pastas de cimento e os procedimentos de cálculo que permitiram as análises dos resultados termogravimétricos.

## **2 ELEVÇÃO DE TEMPERATURA E A PROBLEMÁTICA TÉRMICA DO CONCRETO MASSA**

Os concretos utilizados em estruturas de grandes dimensões devem passar por uma dosagem criteriosa, aliada a um procedimento de execução bem definido, a fim de evitar a ocorrência de efeitos indesejáveis, como demasiadas elevações de temperatura, formação de compostos expansivos e o aparecimento de fissuras de origem térmica.

Este capítulo aborda conceituações que envolvem o tema concreto massa, permitindo que haja um entendimento sobre a problemática térmica que ocorre neste tipo de estrutura. Para tanto, aborda-se sobre cimento Portland e sua reação de hidratação exotérmica, discorrendo-se a respeito da elevação de temperatura que ocorre no interior de peças de grande volume. Disserta-se, ainda, a respeito da cinza volante e de sua reação pozolânica. Por fim, trata-se da influência de temperaturas elevadas na resistência à compressão de concretos com cimento Portland e cinza volante.

### **2.1 CONCRETO MASSA**

Popularmente é comum considerar que os estudos acerca da composição e das propriedades do concreto massa interessam, somente, aos envolvidos em projetos de barragens. Todavia, o conceito é amplo pois, com o advento dos concretos de alta resistência (com elevados consumos de materiais cimentícios) e a execução de edifícios altos com grandes blocos de coroamento, outras obras também passaram a compor os estudos térmicos dos concretos, inclusive porque precisam atender às exigências de durabilidade preconizadas nas normas brasileiras (ERN; HELENE, 2003).

#### **2.1.1 Elevação de temperatura e medidas de controle**

No interior das estruturas em concreto massa, naturalmente ocorre um armazenamento de calor porque a taxa de geração de calor é superior à taxa de dissipação deste para o ambiente. A geração de calor é resultado das reações exotérmicas de hidratação dos materiais cimentícios, principalmente do cimento Portland. A taxa de geração, por sua vez, é função do proporcionamento da mistura e é influenciada também pela temperatura do material durante o processo de hidratação. Han *et al.* (2014), curaram termicamente diferentes misturas e observaram que quanto maior a temperatura do material, maior a

emissão de calor, para um dado tempo. Parte dos resultados pode ser observada na tabela 1, onde a siglas CM, cv20 e cv35 representam cimento Portland puro, 20% de cinza volante e 35% de cinza volante, respectivamente.

Tabela 1 - Evolução do calor de hidratação de misturas de cimento Portland curadas termicamente

Temperatura (°C)	Amostra	Emissão total de calor (J/g)			
		12h	48h	96h	168h
25	CM	78,2	209,7	257,0	281,1
45	CM	174,0	286,3	315,4	331,0
60	CM	228,6	316,8	324,4	337,1
25	cv20	63,2	191,5	230,4	242,8
45	cv20	130,4	224,5	253,1	264,2
60	cv20	178,2	270,4	288,9	300,2
25	cv35	48,6	162,5	193,4	205,4
45	cv35	111,8	196,5	224,8	233,7
60	cv35	146,1	230,2	242,6	250,0

Fonte: Han *et al.* (2014)

Já a reduzida taxa de dissipação de calor é consequência, principalmente, da baixa condutividade térmica do concreto (ver item 2.1.3) e das características da estrutura, como suas grandes dimensões e a existência de elementos externos (manta isolante na parte superior ou parede diafragma nas laterais) que dificultam a dissipação do calor para a parte externa.

O armazenamento de calor promove a elevação de temperatura no interior de elementos de concreto, a qual pode atingir níveis significativamente altos. Nesse cenário, é suscetível de se formar, ao longo do tempo, um composto denominado etringita tardia. Para os pesquisadores Taylor (1997) e Taylor, Famy e Scrivener (2001), o processo de formação da etringita tardia caracteriza-se pela recristalização da fase etringita na matriz cimentícia de concretos já endurecidos, durante a exposição à alta umidade, após terem sido submetidos a temperaturas próximas ou superiores a 70°C durante a etapa de cura. Discutido com detalhes no item 2.1.2, a ocorrência deste fenômeno deve ser evitada sempre que possível, já que é capaz de promover expansão da pasta e sua fissuração, culminando na ruptura do material.

Outro fator crítico são os gradientes de temperatura que ocorrem dentro dos maciços, da parte central com relação aos bordos externos. As porções centrais são as que atingem as elevações de temperatura mais expressivas devido à dificuldade de dissipar para o ambiente o calor gerado na região. Por outro lado, os bordos trocam calor com o ambiente com menos dificuldade. Esta situação pode levar ao aparecimento de fissuras, caso as tensões de tração induzidas pelo gradiente ultrapassem a resistência à tração do concreto, comprometendo a estrutura inclusive quanto à sua estanqueidade (INOUE, 1986).

Durante a execução de estruturas em concreto massa, é prática usual a adoção de medidas preventivas e algumas intervenções para controlar o aumento da temperatura no interior do concreto, de modo a eliminar ou minimizar a formação de fissuras térmicas. Entre as medidas normalmente adotadas estão: redução do consumo de cimento, utilização de cimentos de baixo calor de hidratação, emprego de adições minerais como as pozolanas, pré-resfriamento da água de amassamento e dos agregados, uso de gelo no resfriamento do concreto, concretagem em horários de menor temperatura ambiente, entre outros (FURNAS, 1997). Pode-se, ainda, optar pelo pós-resfriamento que consiste em inserir tubos de refrigeração na estrutura para reduzir sua temperatura interna, reduzindo, por consequência, a elevação de temperatura do elemento. Este método tem um alto custo inicial e operacional, mas apresenta resultados satisfatórios no que diz respeito a reduzir a temperatura durante o processo de hidratação (GADJA; VANGEEM, 2002).

Como é possível notar, há diversas técnicas que auxiliam no controle da temperatura. Em 2008, por exemplo, foi executada a construção de uma das lajes de fundo da estação de metrô Vila Prudente, em São Paulo/SP, com 43m de diâmetro e 3,2m de espessura, totalizando cerca de 4,4 mil m<sup>3</sup> de concreto. Por meio de quatro bombas, a construtora efetuou por 70h o lançamento de concreto refrigerado para que o maciço não alcançasse elevadas temperaturas (DCI, 2008). No ano de 2014, em Los Angeles/EUA, foi executado o bloco de fundação do empreendimento New Wilshire Grand, com volume equivalente a 16,2 mil m<sup>3</sup> e altura superior a 5m. O concreto foi lançado através de 19 bombas, totalizando 18h ininterruptas de trabalho (Figura 1), sendo o maior fluxo contínuo de concreto já registrado na história. O concreto foi submetido ao pós-resfriamento por meio de um bombeamento de água a 7°C que circulava por tubos de polietileno inseridos na estrutura (TÉCHNE, 2014a; BI, 2014).

Figura 1- Concretagem do bloco de fundação do edifício *New Wilshire Grand* em Los Angeles/EUA no ano de 2014



Fonte: BI (2014).

Também em 2014, na cidade de Balneário Camboriú/SC, foi feita a concretagem do bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast, que futuramente estará entre os mais altos da América do Sul. O bloco de coroamento tem volume de 5300 m<sup>3</sup> de concreto, com aproximadamente 5m de altura (TÉCHNE, 2014b). O lançamento do concreto (figura 2) foi feito em 5 dias consecutivos e todas as camadas foram estabilizadas com aditivo até o término da concretagem, evitando que houvesse hidratação durante a concretagem, o que geraria troca de calor entre camadas. O concreto foi produzido com CP IV e refrigerado com uso de gelo em escamas, sendo lançado a 25°C. A estrutura foi instrumentada pela consultoria realizada pelo Grupo GTec/UFSC e a região central chegou a temperatura máxima de 79,4°C (figura 3) (SALUM *et al.*, 2014).

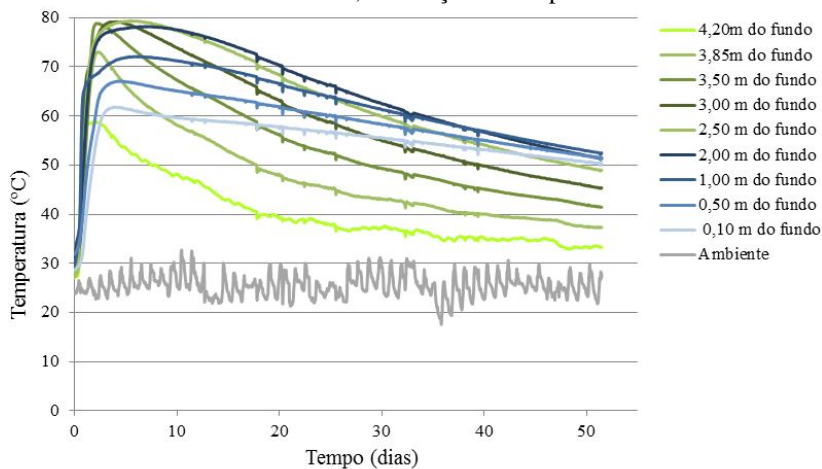


Figura 2 - Concretagem do bloco de coroamento do empreendimento *Infinity Coast* em Balneário Camboriú/SC no ano de 2014



Fonte: Autora.

Figura 3 – Temperatura do bloco de coroamento do empreendimento *Infinity Coast* em Balneário Camboriú/SC, em função do tempo

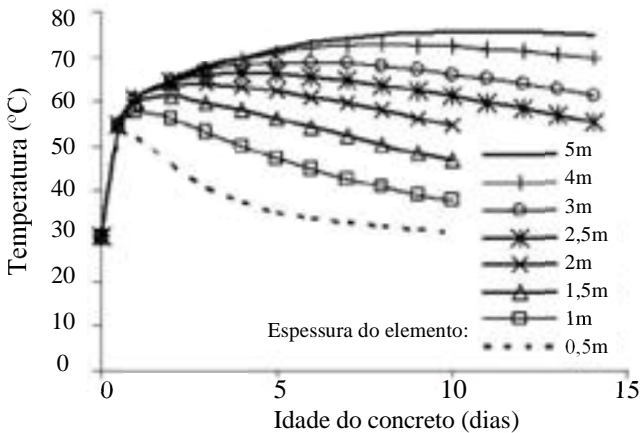


Fonte: Adaptado de Salum *et al.* (2014).

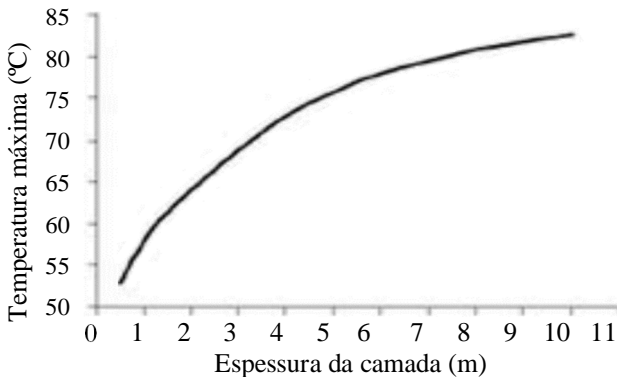
Choktaweekarn e Tangtermsirikul (2010) fizeram um trabalho mostrando resultados analíticos das variações de temperatura para diferentes espessuras de concreto. A figura 4a mostra a variação da temperatura em função do tempo, para diferentes espessuras do concreto. Na figura 4b, apresenta-se a curva da temperatura máxima atingida de acordo com a espessura da camada. Dessa forma, pode-se notar que a temperatura do concreto varia com a espessura da camada e com a variação do tempo, ao passo que quanto mais espessa a camada, maior será a temperatura atingida na reação de hidratação do cimento.

Figura 4 - Variação da temperatura do concreto

(a) Em função da espessura da estrutura



(b) Em função da espessura da camada



Fonte: Adaptado de Choktaweekarn e Tangtermsirikul (2010).

### 2.1.2 Etringita tardia

A etringita primária se forma desde os primeiros minutos de contato do cimento com a água, ainda no período de pré-indução (ODLER, 2007; TAYLOR, 1997). Em condições adequadas, os sulfatos solúveis dissolvem-se rapidamente e reagem com o aluminato tricálcico ( $C_3A$ ), precipitando na forma de etringita (ODLER, 2007). Segundo Collepari (2003), a formação da etringita é expansiva, porém não causa danos neste estágio da hidratação, em virtude da alta fluidez da pasta.

A etringita não é uma fase estável em temperaturas elevadas, decompondo-se para formar monossulfato hidratado. Os íons sulfato liberados pela decomposição de etringita são adsorvidos pelo silicato de cálcio hidratado. Durante a utilização da estrutura, caso os íons sulfato sejam desorvidos, ocorre uma neoformação, figurando um ataque químico por sulfato onde a fonte de íons é interna.

Este novo composto formado é a etringita tardia (DEF - *delayed ettringite formation*) que tem o mesmo caráter expansivo da primária, porém ocorre tardiamente por toda pasta ou dentro de poros ou fissuras pré-existentes, quando a matriz cimentícia já se encontra rígida (MELO, 2010), reduzindo substancialmente o desempenho do elemento.

Com base nas conclusões do seminário RILEM (2003)<sup>1</sup> *apud* Dayarathne, Galappaththi, Nanayakkara (2013), as condições necessárias para o surgimento da etringita tardia são:

- Aumento excessivo de temperatura durante a cura do concreto, relacionada com o elevado calor de hidratação de grandes massas de concreto ou devido a cura a vapor do concreto, em especial no caso de produtos pré-fabricados;
- Presença de sulfatos, essencialmente provenientes do cimento (do retardador de hidratação ou do interior das partículas de clínquer) e, em menor grau, a partir do agregado;
- Ambiente úmido.

A respeito da temperatura Taylor, Famy, Scrivener (2001) relatam que DEF tem sido observada em alguns casos de deterioração de concretos que foram curados termicamente à temperaturas próximas ou superiores a 70°C.

Como já mencionado, o concreto do bloco de coroamento do edifício Infinity Coast ultrapassou a temperatura de 70°C, sendo possível

---

<sup>1</sup> 2nd International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures. Paris, France. 2003.

que houvesse a formação de etringita tardia. Contudo, trata-se de um fenômeno complexo e as condições de temperatura para a formação do composto ainda não foram bem definidas. As normas alemãs e canadenses, por exemplo, consideram que a formação de etringita ocorre quando o tratamento térmico excede 80°C (PCA, 2001). No projeto do empreendimento Infinity Coast, o valor admitido como limite de temperatura já foi de 80°C, pois trata-se de um tema ainda não estudado com os materiais utilizados na confecção de concretos no Estado de Santa Catarina. É importante mencionar que, para reduzir a temperatura máxima deste empreendimento, teria que ser reduzida ainda mais a temperatura de lançamento e isto implicaria em aumento de custos para a obra. Ademais, não foram notados sinais que pudessem indicar a formação de etringita tardia.

É importante salientar que os sintomas característicos de etringita tardia em argamassas e concretos são a presença de fissuras multidirecionais que atravessam a matriz cimentícia e contornam os agregados, as quais são interconectadas entre si e preenchidas com grandes cristais de etringita (TAYLOR, 1997). Neste cenário, a deterioração prematura de elementos de concreto curados à vapor ou maciços tem sido atribuída à formação da etringita tardia (DAYARATHNE, GALAPPATHTHI, NANAYAKKARA, 2013).

Em contrapartida à obra do Infinity, Coast, ao investigarem as causas da deterioração dos pilares de ponte de rodovias na América do Norte moldados *in loco*, Thomas *et al.* (2008) constataram que a formação da etringita tardia foi a principal responsável pelas expansões deletérias. Devido as grandes dimensões das seções transversais (aproximadamente 2m<sup>2</sup>) desses elementos, a temperatura desenvolvida por calor de hidratação excedeu 70°C.

Segundo Heinz *et al.* (1999), a cinza volante pode ter efeito mitigante sobre a expansão por DEF, mesmo quando a cura ocorre à temperatura próxima a 90°C, se adicionada em teores próximos a 30%. Já Hobbs (1999) realizou estudos com argamassas curadas a 90°C e verificou que as expansões foram reduzidas quando se substituiu 20% do cimento por cinza volante. Melo (2010) explica que no concreto curado termicamente, a aceleração das reações da cinza volante tendem a disponibilizar íons de alumínio para a solução, favorecendo a formação de monossulfato e reduzindo a quantidade de íons de SO<sub>4</sub><sup>-2</sup> que poderiam ser adsorvidos pelo C-S-H e que, posteriormente, induziriam a formação de DEF.

### 2.1.3 Propriedades térmicas do concreto

Características térmicas do concreto como condutividade, difusividade, calor específico e coeficiente de dilatação são importantes, tendo em vista suas influências individuais no comportamento do concreto, como, por exemplo, em seu processo de elevação de temperatura no interior de grandes volumes. A seguir, apresenta-se de forma resumida as definições de cada propriedade térmica supramencionada.

- Calor específico do concreto

É uma propriedade que influencia na capacidade do concreto de armazenar calor. O calor específico do concreto refere-se à quantidade de calor necessária para elevar em um grau a temperatura de uma unidade de massa (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Neville (1997) explica que o calor específico do concreto aumenta com o acréscimo da temperatura e com a redução de sua massa específica. Furnas (1997) acrescenta que o calor específico aumenta consideravelmente devido ao acréscimo de umidade do concreto, atingindo um valor máximo para o concreto saturado. Além disso, acrescenta que a temperatura do concreto será maior, quanto menor for o valor de seu calor específico. Valores típicos do calor específico do concreto podem ser observados na tabela 2.

- Condutividade térmica do concreto

Expressa a capacidade do concreto em conduzir calor. É um parâmetro de grande relevância no estudo do campo das temperaturas em estruturas de concreto (ALBUQUERQUE, 2009).

A condutividade ( $k$ ) é definida como a relação entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura. Sendo assim, é o valor que representa o fluxo de calor transmitido através de uma área unitária de um material sob um gradiente de temperatura unitário (CALLISTER, 2006; MEHTA; MONTEIRO, 2014).

No concreto, este parâmetro é influenciado pelas características mineralógicas do agregado e pelo teor de umidade, densidade e temperatura do material (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Neville (1997) explicita que o quartzito apresenta a condutividade mais alta entre os tipos de agregados, seguido da dolomita e do calcário, que apresentam valores médios.

O concreto tem condutividade térmica relativamente baixa (ver tabela 7) se comparado a outros materiais como o alumínio, por exemplo, que possui  $k$  variando entre 237 a 300W/m.K (INCROPERA; WITT, 1998). Sendo assim, o concreto pode comportar-se como um isolante, justificando o fato de que há significativas elevações de temperatura no interior de grandes massas, já que armazena o calor proveniente das reações de hidratação do cimento.

▪ Difusividade térmica

É um parâmetro importante porque expressa a capacidade de difusão do calor em todas as direções e indica, portanto, a facilidade com que o concreto sofrerá variações de temperatura (ALBUQUERQUE, 2009).

A difusividade térmica ( $\delta$ ) é influenciada pelo teor de umidade do concreto, que depende do teor inicial de umidade da mistura, do grau de hidratação do cimento e da exposição à secagem (NEVILLE, 1997). Furnas (1997) acrescenta que a difusividade varia de acordo com os diferentes tipos de agregado. Além disso, reduz com o acréscimo da relação água/cimento e aumenta com o acréscimo da temperatura.

Para concretos com agregado de origem granítica, como foi utilizado neste trabalho, Mehta e Monteiro (2014) definem que a difusividade térmica tem um valor típico de 0,004 m<sup>2</sup>/h, que é intermediário entre concretos com agregado graúdo basáltico ( $\delta=0,0030$  m<sup>2</sup>/h) e concretos com agregado graúdo do tipo quartzito ( $\delta=0,0054$  m<sup>2</sup>/h).

A tabela 2, abaixo, apresenta valores típicos de calor específico, condutividade térmica e difusividade térmica dos concretos, segundo dados da literatura.

Tabela 2 - Valores típicos das propriedades térmicas dos concretos

Propriedade	Concreto	Referência
Calor específico	$0,9 < c < 1,0$ kJ/kg.°C	Mehta e Monteiro (2014)
	$0,84 < c < 1,17$ kJ/kg.°C	Neville; Brooks (2013)
Condutividade térmica	$1,90 < k < 3,5$ W/m.k	Mehta e Monteiro (2014)
	$1,95 < k < 3,5$ W/m.k	Neville; Brooks (2013)
Difusividade térmica	$0,003 < \delta < 0,0054$ m <sup>2</sup> /h	Mehta e Monteiro (2014)
	$0,002 < \delta < 0,006$ m <sup>2</sup> /h	Neville; Brooks (2013)

Fonte: Autora

- Coeficiente de dilatação térmica

Quando uma estrutura de concreto sofre gradientes de temperatura, as variações volumétricas são diretamente proporcionais ao coeficiente de dilatação térmica do concreto. A partir dessa propriedade, além do conhecimento da capacidade de deformação do concreto, é possível estabelecer gradientes térmicos limites que, se ultrapassados, podem induzir a fissuração do concreto durante seu resfriamento (FURNAS, 1997; MEHTA; MONTEIRO, 2014). Desse modo, para efeito do comportamento termomecânico do concreto massa, são desejáveis composições que resultem em menores coeficientes de dilatação térmica.

## 2.2 CIMENTO PORTLAND

Na medida em que se pretende compreender o processo de geração de calor dentro da massa de concreto, torna-se necessário o conhecimento acerca dos compostos químicos do cimento, dos processos químicos que ocorrem durante a sua hidratação, bem como dos compostos resultantes.

### 2.2.1 Composição do cimento Portland

O cimento Portland é um aglomerante hidráulico produzido a partir do clínquer triturado, com a adição de um pequeno teor de sulfato de cálcio, geralmente gipsita. Os componentes dos cimentos Portland são apresentados na tabela 3, com a nomenclatura normalmente utilizada. A composição química do cimento Portland é apresentada na tabela 4, com sua respectiva abreviação.

Tabela 3 - Nomenclatura utilizada na química do cimento

Composto	Fórmula	Símbolo	Nome popular
Óxido de cálcio	CaO	C	Cal
Óxido de silício	SiO <sub>2</sub>	S	Sílica
Óxido de Alumínio	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	A	Alumina
Óxido de Ferro	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	F	Hematita
Água	H <sub>2</sub> O	H	-

Fonte: Faria (2004)

Tabela 4 - Composição química do cimento Portland comum

<b>Componentes do clínquer</b>	<b>Composição</b>	<b>Sigla</b>	<b>Porcentagem</b>	
Silicato tricálcico (alita)	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$	42 a 60%	≈ 85%
Silicato dicálcico (belita)	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$	14 a 35%	
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$	6 a 13%	
Ferroaluminato tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4\text{AF}$	5 a 10%	
Outros componentes				≈ 10%
<b>Componentes de</b>	<b>Composição</b>	<b>Sigla</b>	<b>Porcentagem</b>	
Sulfato de cálcio (gipsita)	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{CSH}_2$	3 a 5%	

Fonte: Faria (2004); Neville; Brooks (2013)

As propriedades do cimento são influenciadas pelo proporcionamento dos compostos no clínquer, pelo uso de adições e pela sua finura. O mercado nacional dispõe atualmente de oito tipos básicos de cimento Portland, como se pode observar na tabela 5, em que são apresentados os tipos de cimentos com suas respectivas nomenclaturas e os percentuais de seus constituintes (em massa) especificados nas normas brasileiras.



Tabela 5 - Cimentos disponíveis no Brasil

Tipos	CP I	CP I S	CP II F	CP II E	CP II Z	CP III	CP IV	CP V ARI
Classes de Resistência aos 28 dias (MPa)	25 MPa	25 MPa	25 MPa	25 MPa	25 MPa	25 MPa	25 MPa	
	32 MPa	32 MPa	32 MPa	32 MPa	32 MPa	32 MPa	32 MPa	≥ 34 MPa
	40 MPa	40 MPa	40 MPa	40 MPa	40 MPa	40 MPa		
<b>NORMA ABNT</b>	<b>NBR 5732</b>		<b>NBR 11578</b>			<b>NBR 5735</b>	<b>NBR 5736</b>	<b>NBR 5733</b>
Clinker	≥ 95%	≥ 90%	≥ 85%	≥ 51%	≥ 71%	≥ 20%	≥ 40%	≥ 90%
	≥ 97%	≥ 96%	≥ 91%	≥ 91%	≥ 91%	≥ 62%	≥ 82%	≥ 97%
Sulfato de cálcio	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%	≥ 3%
	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%
Escória de Alto Forno	-	-	-	≥ 6%	-	≥ 35%	-	-
	-	-	-	≤ 34%	-	≤ 70%	-	-
Pozolana	-	-	-	-	≥ 6%	-	≥ 15%	-
	-	-	-	-	≤ 14%	-	≤ 50%	-
Fíller	-	-	≥ 6%	≥ 0%	≥ 0%	≥ 0%	≥ 0%	≥ 0%
	-	-	≤ 10%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%	≤ 5%
Escória + Pozolana + Fíller	-	≥ 1%	-	-	-	-	-	-
	-	≤ 5%	-	-	-	-	-	-
<b>TOTAL</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

Fonte: Faria (2004)

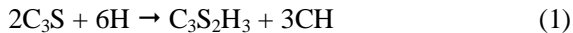
Para reduzir a temperatura máxima nas estruturas em concreto massa é recomendando escolher um cimento Portland com uma composição química que resulte em um desprendimento lento de calor. Para tanto, deve-se fazer uso de cimentos com adições que reajam mais lentamente, são eles: CP III, que possui adição de escória, e CP IV, com adição pozolânica. Esses cimentos possuem um menor teor de  $C_3S$  e  $C_3A$ , que são os compostos que se hidratam mais rapidamente. Em contrapartida, possuem uma evolução mais lenta da resistência à compressão.

### 2.2.2 Hidratação do cimento Portland e calor de hidratação

A hidratação do cimento Portland refere-se ao conjunto de mudanças que ocorrem quando o cimento anidro ou uma de suas fases constituintes é misturado com água (TAYLOR, 1997). O mecanismo de hidratação, segundo Mehta e Monteiro (2014), é constituído por um processo de dissolução/precipitação nas primeiras fases seguido de um processo topoquímico.

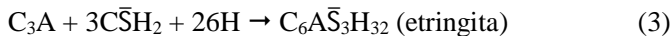
Entretanto, os compostos do cimento não se hidratam à mesma velocidade. Logo, a hidratação do cimento pode ser analisada como a soma de todas as reações dos compostos individuais, sendo que as reações ocorrem de forma simultânea, havendo interação e sobreposição entre elas (CARVALHO, 2002).

Dentre os silicatos, o  $C_3S$  reage desde as primeiras horas até os três dias de idade, sendo o principal responsável pela resistência mecânica nas primeiras idades. O  $C_2S$ , por sua vez, tem intensidade de reação mais lenta e contribui significativamente com a resistência em idades mais avançadas. As reações de hidratação aproximadas do  $C_3S$  e do  $C_2S$  são apresentadas nas equações 1 e 2, nesta ordem.



Onde: C = CaO; S = SiO<sub>2</sub>; H = H<sub>2</sub>O; CH = Ca(OH)<sub>2</sub>. C<sub>3</sub>S<sub>2</sub>H<sub>3</sub>, também chamado de C-S-H, não apresenta uma estrutura bem definida, conforme discussão no item 2.2.3 deste trabalho.

Já a respeito dos aluminatos, o  $C_3A$  tem reação imediata com a água, exigindo adição de gipsita (sulfato de cálcio bihidratado) que reage com o componente e evita a formação rápida de aluminatos de cálcio hidratados que poderiam levar à pega instantânea, sem desenvolvimento de resistência. De qualquer forma, reação do  $C_3A$  é mais rápida que a dos silicatos de cálcio, podendo ser observada na equação 3 (TAYLOR, 1997). Quando a concentração de sulfatos na mistura diminui e ocorre aumento do teor de aluminatos devido à renovação da hidratação do  $C_3A$  e do  $C_4AF$ , a etringita torna-se instável e é gradativamente convertida em monossulfato (MEHTA; MONTEIRO, 2014; VIEIRA, 2008). Esta reação química pode ser observada na equação 4.



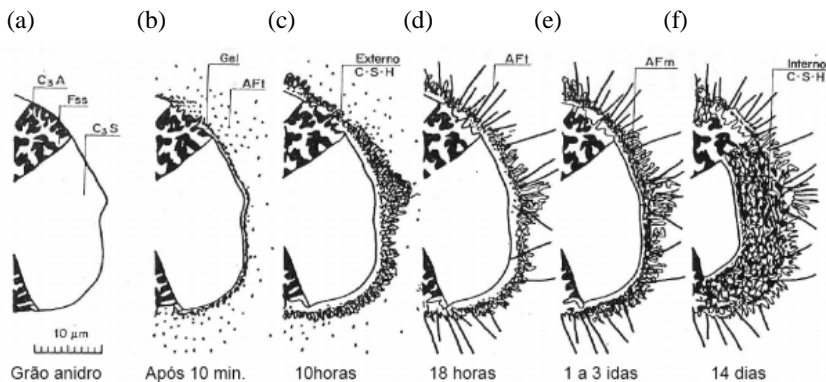
Onde: C = CaO;  $\bar{S}$  = SO<sub>4</sub>; H = H<sub>2</sub>O.

Os produtos formados na hidratação do  $C_4AF$  são estruturalmente similares àqueles formados na hidratação do  $C_3A$ . O processo de hidratação do  $C_4AF$  é de difícil caracterização e tem pouca influência na pasta endurecida.

Para uma melhor compreensão do processo de hidratação do cimento Portland como um todo, Scrivener (1989) elaborou um diagrama esquemático (figura 5). Segundo a autora, o desenvolvimento da microestrutura da pasta de cimento durante a hidratação ocorre na seguinte sequência:

- (a) Grão de cimento anidro;
- (b) 10min: formação de etringita em forma de pequenos bastonetes;
- (c) 10h: formação de C-S-H externo, formando um envoltório no grão anidro;
- (d) 18h: hidratação secundária da etringita, formando longos bastonetes;
- (e) 1 a 3 dias: formação de monossulfato internamente;
- (f) 14 dias: preenchimento do espaço de  $1\mu\text{m}$  entre o envoltório e o grão anidro pela formação de C-S-H oriundo da hidratação interna.

Figura 5 - Desenvolvimento da microestrutura na hidratação do cimento Portland



Fonte: Scrivener (1989)

O processo de hidratação do cimento Portland é acompanhado pela liberação de energia em forma de calor, ou seja, as reações são exotérmicas. Assim, como os compostos não se hidratam a uma mesma velocidade, as taxas de liberação de calor no processo de hidratação também são individuais. A tabela 6 mostra a quantificação do calor de hidratação de cada composto do cimento Portland.

Tabela 6 - Calor de hidratação de compostos do cimento Portland a uma dada idade.

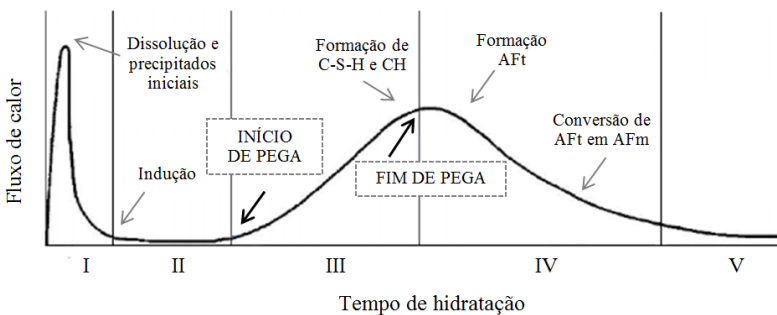
Composto	Calor de hidratação (cal/g)	
	3 dias	90 dias
C <sub>3</sub> S	58	104
C <sub>2</sub> S	12	42
C <sub>3</sub> A	212	311
C <sub>4</sub> AF	69	98

Fonte: Mehta e Monteiro (2014)

Uma representação da evolução de calor da reação de hidratação do cimento em função do tempo pode ser observada na figura 6, na qual cada fase representa:

- (I) Pré-indução: alta liberação de calor
- (II) Indução/Dormência: baixa e constante quantidade de calor liberada
- (III) Aceleração: forte liberação de calor;
- (IV) Desaceleração: decréscimo da quantidade de calor liberada
- (V) Difusão: baixa e constante quantidade de calor liberada

Figura 6 - Representação esquemática da taxa de liberação do calor de hidratação do cimento Portland



Fonte: Adpatado de Ramachandram (2002)

No período (I), o cimento começa a ser dissolvido na água formando uma suspensão de íons, dentre os quais o íon  $Al^{3+}$  reage instantaneamente com o sulfato de cálcio e com a água do sistema, promovendo a intensa liberação de calor. Desta reação resulta uma camada constituída de pequenas agulhas de etringita. Em pouco tempo,

os álcalis se dissolvem completamente, liberando os íons  $K^+$ ,  $Na^+$  e  $SO_4^{2-}$ . O sulfato de cálcio dissolve-se até a saturação, liberando íons  $Ca^{+2}$  e  $SO_4^{2-}$ , adicionais. Nessa etapa também ocorre a dissolução do  $C_3S$  e a precipitação de uma camada de C-S-H sobre as superfícies das partículas de cimento (YOUNG *et al.*, 1998).

O próximo período é marcado pela redução significativa da taxa de hidratação, a qual se estende por algumas horas, figurando uma liberação de calor muito baixa. A concentração de  $SO_4^{2-}$  permanece constante, mesmo que a etringita continue se formando, afinal a fração consumida é resposta da dissolução de teores adicionais de sulfato de cálcio. Nesse período, a fase C-S-H precipita lentamente, enquanto a concentração de hidróxido de cálcio na fase líquida permanece aumentando. A precipitação do hidróxido de cálcio tem início quando a supersaturação é atingida, marcando o fim do período de dormência, uma vez que a hidratação volta a ocorrer em taxas significativas.

No período (III), a hidratação é novamente acelerada e controlada pela nucleação e crescimento dos produtos de reação. Eleva-se a taxa de hidratação do  $C_3S$  e o segundo estágio de C-S-H é formado. Além disso, com o  $C_2S$  também ocorre significativa hidratação, porém a taxas menores, uma vez que é um componente menos reativo. O hidróxido de cálcio cristalino precipita-se e a concentração de íons  $Ca^{+2}$  na fase líquida começa a sofrer redução.

No período seguinte, o sulfato de cálcio é totalmente dissolvido e a concentração na fase líquida de íons  $SO_4^{2-}$  diminui gradualmente quando ocorre a formação de etringita e a adsorção de  $SO_4^{2-}$  na superfície da fase C-S-H formada. Após o pico exotérmico, ocorre a conversão da AFt em AFm (monossulfato), pela sua reação com os íons  $Al^{3+}$  não reagidos, consolidando o período de desaceleração. O monossulfato se cristaliza como finas placas hexagonais (METHA; MONTEIRO, 2014).

Os íons  $Al^{3+}$  remanescentes reagem formando novos hidratos os quais, juntamente com os hidratos precipitados dos íons  $Ca^{+2}$  forma uma proteção em torno do grão de cimento, impedindo contato da água livre com a parte não hidratada, figurando o período (V).

### 2.2.3 Sólidos na pasta de cimento Portland hidratada

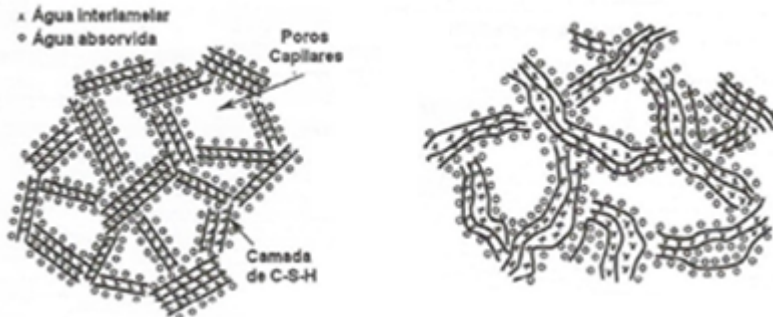
Os principais compostos resultantes da hidratação do cimento Portland são o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), o hidróxido de cálcio (CH) e os sulfoaluminatos de cálcio, além de existir na pasta partículas de clínquer não hidratadas.

A fase silicato de cálcio hidratado, abreviada como C-S-H, constitui entre 50 e 60% do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland completamente hidratada, sendo o principal responsável pelas suas propriedades mecânicas (resistência e durabilidade). O termo C-S-H é hifenizado devido ao fato de que não se trata de um composto bem definido. A morfologia do C-S-H varia desde fibras pouco cristalinas até redes reticulares (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Todavia, vários modelos foram propostos para explicar as propriedades dos materiais. De acordo com o modelo de Powers-Brunauer (figura 7a), o material tem uma estrutura em camadas com elevada área superficial e a resistência do material é atribuída, principalmente, às forças de van der Waals. O modelo de Feldman-Sereda (figura 7b) representa a estrutura de C-S-H como um arranjo irregular ou dobrado de camadas. Essas camadas são randomicamente dispostas, criando espaços interlamelares de diferentes formas e tamanhos (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Figura 7 - Modelos propostos do silicato de cálcio hidratado (C-S-H)

(a) Powers-Brunauer;

(b) Feldman-Sereda.

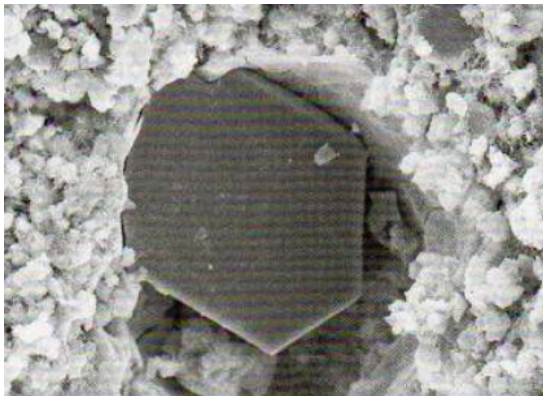


Fonte: Paulon; Kirchheim (2011)

Os cristais de hidróxido de cálcio, abreviados como CH e chamados também como portlandita, representam 20 a 25% do volume de sólidos de uma pasta de cimento hidratada. É um composto com estequiometria definida:  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e se apresenta na forma de grandes cristais, com uma morfologia prismática hexagonal distinta (figura 8). Sua morfologia costuma ser afetada por diversos fatores, como pela disponibilidade de espaço e temperatura de hidratação (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Em comparação com o C-S-H, o CH tem pouca contribuição na resistência, principalmente por sua área superficial consideravelmente baixa (PAULON; KIRCHHEIM, 2011). A reação

pozolânica é decorrente da disponibilização de CH na matriz cimentícia (MALHOTRA, 1996).

Figura 8 - Cristal hexagonal de hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$



Fonte: Paulon (2005).

Os sulfoaluminatos de cálcio ocupam de 15 a 20% do volume de sólido da pasta de cimento hidratada e possuem, apenas, papel secundário na relação microestrutura-propriedade. Nos estágios iniciais da hidratação, a relação iônica sulfato/alumina da solução geralmente favorece a formação de trissulfato hidratado ( $\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}_3\text{H}_{32}$ ) chamado de etringita ou AFt. A etringita normalmente torna-se instável e, em maiores idades, converte-se em monosulfoaluminato hidratado ( $3\text{C}_4\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{12}$ ), chamado de AFm. Esta formação em monossulfato hidratado torna o concreto vulnerável ao ataque por sulfatos. A estrutura da fase AFm normalmente é constituída de pequenas agulhas, enquanto AFt consiste em colunas de cálcio, alumínio e oxigênio cercadas por água e íons sulfato (MEHTA; MONTEIRO, 2008; PAULON; KIRCHHEIM, 2011).

Alguns grãos de clínquer não hidratados, chamados de grãos anidros, podem ser encontrados na microestrutura de pastas de cimento, mesmo muito tempo depois da hidratação. Isto normalmente ocorre em função do limitado espaço disponível entre as partículas, que faz com que os produtos se precipitem muito perto das partículas de clínquer em hidratação e, por consequência, algumas partículas sofrem o processo de hidratação *in situ*, formando um produto denso com morfologia semelhante à partícula original.

#### 2.2.4 Vazios na pasta de cimento Portland hidratada e suas respectivas implicações

A fonte de resistência das pastas de cimento está nos produtos sólidos da hidratação, por meio da existência das forças de atração de van der Waals. Porém, além dos sólidos, as pastas contêm diferentes tipos de vazios, os quais têm influência importante em suas propriedades (MEHTA; MONTEIRO, 2014; RAMACHANDRAN *et al.*, 1998). Os três tipos de vazios, conforme Mehta e Monteiro (2014), são:

- Espaço interlamelar no C-S-H: são poros muito pequenos, com diâmetro entre 0,5 e 2,5nm;
- Poros capilares: são vazios irregulares que representam a parte do volume total não preenchida pelos produtos da hidratação, com diâmetro variando entre 10nm e 10 $\mu$ m;
- Ar incorporado: são vazios geralmente esféricos que variam de tamanho entre 50 e 200 $\mu$ m, os quais normalmente ficam aprisionados na pasta de cimento durante a produção do concreto.

A influência dos vazios nas propriedades da pasta, em função de seus respectivos tamanhos, pode ser observada na tabela 7.

Tabela 7 - Classificação do diâmetro médio dos poros em pastas de cimento hidratado

Designação	Diâmetro	Descrição	Propriedades da pasta que são afetadas
Poros de Gel	< 0,5nm	Microporos interlamelares	Retração e Fluência
	0,5 nm ~ 2,5 nm	Microporos	Retração e Fluência
	2,5nm ~ 10 nm	Capilares pequenos (gel)	Retração em umidade relativa de 50%
Poros Capilares	10 nm ~ 50 nm	Capilares médios (mesoporos)	Resistência mecânica Permeabilidade Retração em umidades elevadas
	50 nm ~ 10 $\mu$ m	Capilares grandes (macroporos)	Resistência mecânica Permeabilidade

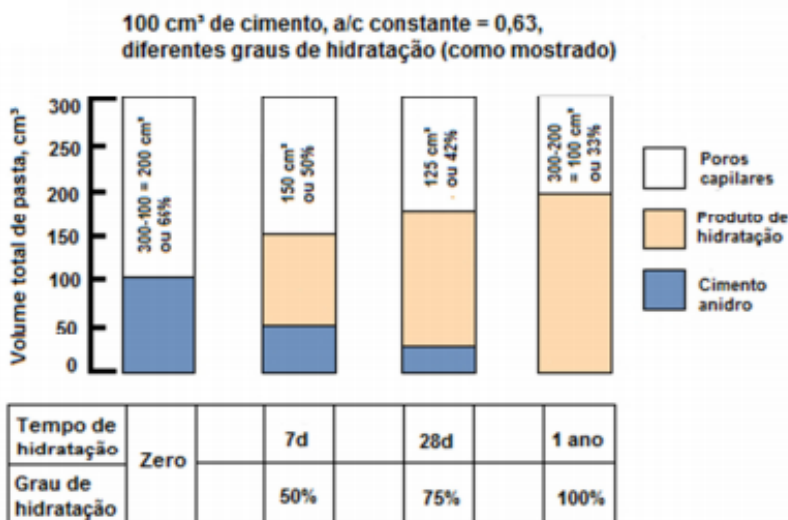
Fonte: Mindess; Youg (1981)<sup>2</sup> *apud* Hoppe Filho (2008)

<sup>2</sup> Mindess, S.; Young, J.F. Concrete. United States, Prentice-Hall, 1981.



A figura 9 mostra como o grau de hidratação do cimento influencia no percentual de poros capilares presentes na estrutura do compósito. Percebe-se que, quanto maior o grau de hidratação, maior a quantidade de produtos formados e menor a quantidade de poros capilares, os quais ainda assim representam um teor bastante elevado. É importante mencionar que o grau de hidratação do cimento é influenciado pelas condições de cura durante o processo de hidratação, podendo-se citar como exemplo temperatura e a umidade (TUTIKIAN; HELENE, 2011).

Figura 9 - Modelo de Powers para variação na porosidade no concreto de acordo com o grau de hidratação do cimento



Fonte: Mehta e Monteiro (2014)

### 2.3 CINZA VOLANTE

Existem diversas adições minerais utilizadas atualmente na construção civil. Estas adições são resíduos provenientes de setores industriais, materiais que possivelmente seriam descartados em locais impróprios, em grande quantidade, gerando riscos de contaminação do solo e fontes de água potável (DAL MOLIN, 2011).

No Brasil, as adições são normalmente utilizadas na fabricação de cimentos Portland, muito embora algumas usinas já estejam fazendo uso do material diretamente na produção do concreto. Independente da forma de utilização, as adições interagem química e fisicamente com

água e com os produtos da hidratação do clínquer, modificando a estrutura e proporcionando diversos benefícios.

De acordo com Silva (2010), as adições minerais podem ser divididas em três grandes categorias. São elas: materiais cimentícios, como a escória de alto-forno; materiais não reativos, como o fíler calcário; e materiais pozolânicos, como a cinza volante e a sílica ativa.

Os materiais pozolânicos são definidos pela NBR 12653/2015 como materiais silicosos ou sílico-aluminosos que por si só possuem pouca ou nenhuma propriedade cimentícia mas, quando finamente divididos e na presença de umidade e hidróxido de cálcio, reagem quimicamente e formam compostos com propriedades cimentantes.

Neste trabalho, foram submetidos ao estudo concretos contendo cinza volante, que é uma adição mineral da família das pozolanas. Sendo assim, a seguir serão abordados maiores detalhes a respeito desta adição.

Cabe ressaltar que o termo adição mineral aqui utilizado faz referência ao material incorporado diretamente na produção dos concretos, tratando-se de uma substituição parcial do cimento Portland, sendo adição apenas um termo empregado.

### 2.3.1 Conceituação

A cinza volante é um material obtido dos gases de exaustão de estações alimentadas por carvão, principalmente das usinas termoeletricas que queimam o carvão mineral para a produção de energia elétrica. Durante a combustão nas termoeletricas, quando o carvão passa pela zona de alta temperatura do forno (em torno de 1400°C), a matéria volátil e o carbono são queimados, enquanto a maior parte das impurezas minerais funde-se sob altas temperaturas. O material fundido é rapidamente transportado para zonas de temperatura mais baixa, onde se solidifica em partículas vítreas (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Deste processo, resultam dois tipos de cinzas: cinza volante e cinza pesada. A cinza volante apresenta granulção mais fina e é removida do gás por precipitadores, enquanto a cinza pesada, com granulção mais grosseira, é conduzida por gravidade para o fundo dos tanques de resfriamento, de onde é removida hidraulicamente por fluxos de água (SILVA *et al.*, 1999; ANEELA, 2006).

A cinza volante é a adição tradicionalmente incorporada na construção civil, tendo grande aceitação na indústria devido as suas propriedades químicas, físicas e pozolânicas (PNE, 2007). Caracteriza-

se por ser constituída pelas frações vítrea e cristalina, sendo a fase vítrea, composta por sílica e alumina amorfos, responsável pela atuação do material como ligante, enquanto a fase cristalina atua como inerte (MASSAZZA, 1993).

### 2.3.2 Cenário atual

O carvão é uma das formas de produção de energia mais agressivas ao meio ambiente. Ainda que sua extração e, posterior, utilização na produção de energia gere benefícios econômicos (empregos diretos e indiretos, aumento da demanda por bens e serviços na região e aumento da arrecadação tributária), o processo de produção provoca significativos impactos socioambientais (ANEELA, 2006).

Primando pela preservação ambiental, principalmente com relação às mudanças climáticas, é possível dizer que o futuro da utilização do carvão está diretamente atrelado a investimentos em obras de mitigação e ao desenvolvimento de tecnologias limpas (*clean coal technologies*).

Todavia, devido a abundância das reservas minerais, a necessidade de expansão dos sistemas elétricos e as restrições ao uso de outras fontes, o desenvolvimento de tecnologias de "limpeza" e combustão eficiente não deve cessar, assim como o carvão mineral continuará sendo, por muitas décadas, uma das principais fontes de geração de energia elétrica no Brasil (ANEELb, 2006). É preciso atentar-se ao fato de que as usinas termelétricas permitem a geração de energia independente das condições climáticas, podendo ser utilizado como *backup* para geração eólica e hidrelétrica. Segundo o Plano Nacional de Energia Elétrica 2030, a participação do carvão mineral na geração de energia no país irá aumentar de 1,6% para 2,7% até 2030 (PNE, 2007).

No Brasil, as maiores jazidas de carvão situam-se nos estados do Rio Grande do Sul (89,25%) e Santa Catarina (10,41%). A principal jazida está localizada em Candiota/RS, situada no sul do Estado, e possui 38% de toda reserva nacional. Entretanto, o minério é pobre do ponto de vista energético e não admite beneficiamento nem transporte, em função do elevado teor de impurezas. Isto faz com que sua utilização seja feita na boca da mina (ANEELA, 2006; PNE, 2007). Por esse motivo, a grande maioria das usinas termelétricas também é localizada na região Sul do país, sendo no território nacional as principais responsáveis pela queima do carvão mineral e pela geração de cinza volante.

Estima-se que a produção nacional de cinzas de carvão seja, na atualidade, cerca 4 milhões de toneladas/ano, sendo a produção de cinzas volantes entre 65 e 85% do todo (LEVANDOWSKI; KALKREUTH, 2009). Todavia, com a previsão da PNE (2007), supramencionada, a produção nacional de cinza vai atingir uma magnitude ainda maior.

Do volume total produzido de cinza volante, apenas cerca de 20% a 30% é absorvido pela indústria de cimento e concreto na região (SILVA, 2011; VARGAS *et al.*, 2011<sup>3</sup> *apud* DAL MOLIN, 2011). O excedente tem como destino final, além dos depósitos, as bacias de decantação (chamadas cinza de lagoa) e cavas de mina exauridas. O pequeno nível de consumo das cinzas de carvão é inevitável devido à combinação de custos altos de transporte com produto de relativamente baixo valor de mercado.

Todavia, mesmo que em pequeno nível de utilização frente à produção total, o uso da cinza volante na construção civil tem grande importância, principalmente porque reduz a extração de matéria prima para a produção de alguns tipos de cimento Portland e também diminui significativamente a emissão de gás carbônico para a atmosfera. (ISAIA; GASTALDINI, 2004). Por isso, as vantagens desta adição mineral não se restringem apenas ao âmbito técnico, mas também estão presentes no econômico e, principalmente, no ambiental (Massazza, 1997).

### 2.3.3 Características físicas e químicas

Conforme Azevedo (2002), a composição química da cinza volante depende da classe e da quantidade de material mineral existente no carvão que a originou. As propriedades físicas e químicas da cinza dependem, ainda, do tipo de queima do carvão, projeto e operação da caldeira, grau de beneficiamento e moagem do carvão, sistema de extração e manuseio, sendo difícil ter uma previsão exata de suas características. A ampla faixa de variação dos diâmetros, por exemplo, é função principalmente do tipo de equipamento utilizado na queima (DAL MOLIN, 2011). De qualquer forma, é possível que haja variação

---

<sup>3</sup> Vargas; A.S.; Dal Molin, D. C. C.; Vilela, A. C. F.; Silva, F. J.; Pavão, B.; Veit, H. The effects of  $\text{Na}_2\text{O}/\text{SiO}_2$  molar ratio, curing temperature and age no compressive strenght, morphology and microestrutute of álcali-activated fly ash-based geopolymers. *Cement & Concrete Composites*, v.33, p. 653-660, 2011.

até mesmo entre remessas de uma mesma central Termoelétrica (ACI 232, 2003).

A cinza volante caracteriza-se por ser constituída de uma fração vítrea, composta de sílico-aluminatos amorfos, e de uma fração cristalina, normalmente composta por quartzo, mulita e hematita. O teor de sílica, componente predominante das cinzas volantes, está intimamente relacionado com sua pozolanicidade, pois é a sílica amorfa que se combina com a portlandita e a água, originando as quantidades suplementares de C-S-H (FERRET, 2004). Segundo Alonso e Wesche (1991)<sup>4</sup> *apud* Azevedo (2002), cinzas com conteúdos de SiO<sub>2</sub> inferiores a 35% são praticamente inativas como pozolanas e não devem ser incorporadas ao concreto. Segundo Gobbo; Sant'Agostino; D'Agostino (2007), a fração vítrea da cinza volante procedente de diferentes locais da região sul do Brasil varia entre 50 e 70%. Portanto, há, no mínimo, 30% de material cristalino no sistema. Trata-se de uma fração inerte, que exerce apenas efeito físico na hidratação do cimento.

A tabela 8 apresenta a faixa de variação da composição química das cinzas volantes nacionais.

Tabela 8 - Composição química das cinzas volantes nacionais

Constituintes	Teor (%)
SiO <sub>2</sub>	55,62 – 60,85
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	28,85 – 29,25
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,15 – 3,15
CaO	1,36 – 2,32
MgO	0,94 – 0,48
SO <sub>3</sub>	0,35 – 0,20
Na <sub>2</sub> O	0,23 – 0,36
K <sub>2</sub> O	2,32 – 1,28

Fonte: Silva (2010)

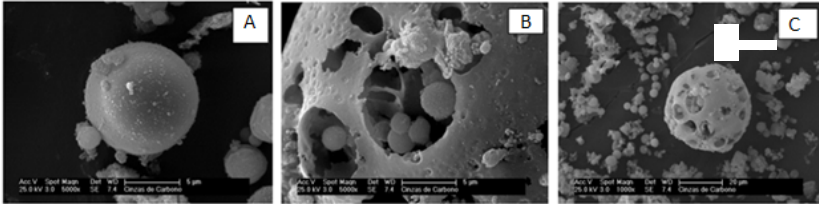
Nas figuras 10a a 10c, podem ser observadas microfotografias das cinzas de carvão que apresentam partículas heterogêneas com diferentes diâmetros e formas. Há partículas esféricas de superfície lisa,

---

<sup>4</sup> Alonso, J. L. and Wesche, K., 1991, Characterization of fly ash, Fly ash in concrete: properties and performance, Report of technical committee 67-FAB – use of fly ash in building, RILEM, K. Wesche ed., E&FN SPON, pp. 3-23

há partículas de formatos irregulares e, ainda, há esferas ocas contendo pequenas esferas no seu interior (plenosferas) e esferas ocas e vazias (cenosferas) (AZEVEDO, 2002; SILVA, 2011).

Figura 10 – Imagens por MEV mostrando as diferentes morfologias apresentadas pelas partículas de cinza volante  
(a) esféricas; (b) e (c) plenosferas e cenosferas



Fonte: SILVA (2011)

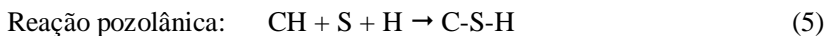
O diâmetro da cinza volante varia de menos de 1 a mais de  $150\mu\text{m}$  (MASSAZZA, 2003). A distribuição granulométrica da cinza volante determina a interação com a portlandita, de tal forma que a moagem, ao expor maior área susceptível à reação, aumenta o consumo de cal e o grau de interação da fase vítrea (HOPPE FILHO; CINCOTTO, 2008). Sua superfície específica, aferida pelo método de Blaine, geralmente fica compreendida entre  $250$  e  $550\text{m}^2/\text{kg}$ , semelhante à do cimento Portland (DAL MOLIN, 2011), o que o torna passível de reagir com o hidróxido de cálcio. Cabe destacar que a superfície específica Blaine é de difícil determinação para uma cinza volante, pois as partículas tendem a se acomodar de forma mais compacta do que as partículas de cimento (SILVA, 2010).

A massa específica da cinza volante varia entre  $1900$  a  $2400\text{kg}/\text{m}^3$ , enquanto que a do cimento Portland comum fica em torno de  $3150\text{kg}/\text{m}^3$ . Assim, a substituição de cimento em massa de cinza volante resulta em um volume consideravelmente maior de material aglomerante (DAL MOLIN, 2011).

#### 2.3.4 Reação pozolânica

A pozolana, quando introduzida em uma matriz cimentícia, reage com o hidróxido de cálcio (CH) formado na hidratação do cimento Portland e gera produtos de hidratação, como o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). É a chamada reação pozolânica, a qual é apresentada

de forma simplificada na equação 5 e que pode ser comparada com parte das reações de hidratação do cimento (equações 6 e 7).



Onde: C = CaO; S = SiO<sub>2</sub>; H = H<sub>2</sub>O; CH = Ca(OH)<sub>2</sub>; C-S-H é hifenizado pois não apresenta uma estrutura bem definida, como é discutido no item 2.2.3 deste trabalho.

Além do silicato de cálcio hidratado, que é o principal produto, também podem ser formados aluminato de cálcio hidratado e aluminossilicato de cálcio hidratado em função da composição química das cinza volante (TAYLOR, 1997, SILVA, 2010).

Como já mencionado, para que a reação pozolânica ocorra, a sílica que compõe a pozolana deve estar no estado amorfo, pois, quando cristalina, sua reatividade é muito baixa (NEVILLE, 1997). A reação pozolânica se desencadeia porque a sílica e a alumina são vulneráveis ao hidróxido de cálcio, devido à fraqueza e instabilidade de suas ligações estruturais no material original.

Para Massazza (2003) há um consenso geral de que a quantidade total de hidróxido de cálcio combinado depende de diversos fatores, dos quais, destaca-se:

- Natureza e teor das fases ativas da pozolana: a reação pozolânica é influenciada pela qualidade das fases ativas presentes na pozolana, bem como pela sua quantidade já que, quanto menor o teor de inertes, maior sua atividade pozolânica;
- Relação hidróxido de cálcio/pozolana da mistura: dentro de certos limites, o incremento nesta relação aumenta o teor de hidróxido de cálcio combinado;
- Teor de água da mistura: quanto maior for o teor de água da mistura, maior será a taxa de combinação do hidróxido de cálcio, dentro de certas faixas limites;
- Temperatura: a taxa de reação pozolânica aumenta com o aumento da temperatura.

Conforme menciona Massazza (2003), o clínquer e a pozolana seguem diferentes processos de hidratação. A reação pozolânica tem normalmente início entre 3 e 14 dias após a mistura, quando a hidratação do cimento se apresenta já em estado avançado (cerca de 70 a 80% da alita já reagiu). Assim, as reações do clínquer e da pozolana

podem ser investigadas separadamente, desde que consideradas as influências mútuas dos dois processos.

Após 1 dia de mistura, a hidratação do cimento com pozolana envolve unicamente o clínquer, podendo-se observar que as partículas da adição se comportam como regiões de nucleação para o crescimento dos produtos de hidratação. Já em estágio avançado, a superfície externa destas partículas parece alterada, dando início ao seu consumo. Primeiramente, as partículas são recobertas por uma fina camada de composição diversa às suas. Gradualmente, esta camada passa a ser substituída por agulhas de C-S-H que crescem perpendicularmente à superfície. Os produtos de hidratação de um sistema hidróxido de cálcio-pozolana são bastante similares àqueles resultantes da hidratação do cimento Portland, ocorrendo variação mais na quantidade que na natureza das fases hidratadas (MASSAZZA, 2003). Segundo Mehta e Monteiro (2014), a diferença essencial entre a reação pozolânica e as reações que envolvem a hidratação do cimento Portland isoladamente não está na composição de seus produtos da hidratação, mas na taxa na qual eles são formados. É preciso observar que a reação pozolânica ao consumir hidróxido de cálcio, que é solúvel em água, e o substituir por silicatos de cálcio hidratados, faz uma contribuição importante para a durabilidade da pasta de cimento endurecida frente a meios ácidos.

A incorporação da adição pozolânica em concretos proporciona uma modificação na cinética de hidratação, uma vez que influencia tanto a velocidade de crescimento de temperatura, como o valor total (PAULON, 1987). A reação pozolânica em geral é lenta e ocorre somente a partir da formação do hidróxido de cálcio, sendo o calor liberado após o pico de calor de hidratação do cimento (DAL MOLIN, 2005). Sendo assim, o aumento de temperatura em grandes massas de concreto pode ser reduzido se o cimento for substituído, em parte, por adições minerais como a cinza volante. Em ensaios de calorimetria realizados em pastas com materiais cimentícios, monitoradas por 72 horas, Poon *et al.* (2000)<sup>5</sup> *apud* Dal Molin (2011) observaram que, para substituição de 25% de cimento por cinza volante, a redução no valor acumulado do calor de hidratação foi de 16%, ao passo que, para a substituição 45% de cimento por cinza volante, a redução no valor acumulado do calor de hidratação foi de 36%.

---

<sup>5</sup> Poon, C. S.; LAM, L.; WOONG, Y.L. A study on high strength concrete prepared with large volumes of low calcium fly ash. *Cement and Concrete Research*, v.30, p. 447-455, 2000.



### 2.3.5 Determinação da atividade pozolânica

A reatividade das pozolanas baseia-se em dois parâmetros essenciais: quantidade máxima de hidróxido de cálcio que uma pozolana consome e a velocidade com que essa reação ocorre. Ambos os parâmetros estão diretamente relacionados com as características físicas e químicas da pozolana e, mais precisamente, com a quantidade e qualidade das fases ativas (MASSAZZA, 2003).

Há uma variedade de métodos existentes para determinação da atividade pozolânica. Contudo, a comunidade acadêmica vem tendo dificuldades para encontrar uma metodologia que possa ser aplicada a todos os tipos de pozolanas estudadas (CORDEIRO, 2009). Entre os fatores que dificultam esta padronização na determinação da atividade pozolânica estão a heterogeneidade dos materiais estudados e os fenômenos que ocorrem durante a hidratação em matrizes cimentícias (REGO, 2004).

A atividade pozolânica pode ser determinada por métodos diretos ou indiretos. Os métodos diretos monitoram a presença de hidróxido de cálcio e a sua variação em função do tempo ao longo da reação pozolânica, utilizando métodos analíticos como a difração de raios X, Chapelle modificado, análise termogravimétrica, entre outros. Os métodos indiretos, no entanto, medem as variações ocorridas nas propriedades mecânicas, físicas ou químicas do material, como, por exemplo, a resistência à compressão, sendo os resultados geralmente validados pelos métodos diretos (MADALENA, 2013; SEBASTIANY, 2014).

Neste trabalho, a caracterização da cinza volante quanto à atividade pozolânica foi realizada através do método direto de Chapelle Modificado. Foram utilizadas também análises termogravimétricas em pastas de cimento como parte da avaliação dos efeitos dos regimes de elevação de temperatura sobre as reações de hidratação do cimento e a reação pozolânica.

- Chapelle Modificado

O ensaio foi desenvolvido primeiramente por J. Chapelle, em 1958, com o objetivo de avaliar a atividade pozolânica de um material, tendo como base o consumo de portlandita num meio saturado de água. Mais tarde, o ensaio sofreu algumas alterações protagonizadas por Benoit e Largent, com relação ao nível da temperatura, à duração do

ensaio e introduziu-se a agitação constante, tendo este passado a chamar-se “Ensaio Chapelle Modificado” (MADALENA, 2013).

Prescrito na NBR 15895/2010, este ensaio consiste em manter em ebulição em banho térmico a 90°C, uma mistura de 2g de óxido de cálcio, 1g de material pozolânico e água, por 16 horas ininterruptas (GAVA, 1998). A proposta do método é que a pozolanicidade de um material seja determinada pela quantidade de portlandita fixada pela pozolana, através da comparação de uma mistura de pozolana com óxido de cálcio, e outra sem pozolana. O resultado é expresso pela quantidade de óxido de cálcio consumido por grama de material pozolânico (g CaO/ g da amostra).

- Análises termogravimétricas

A análise termogravimétrica é uma técnica que determina perdas de massa da amostra em função de um aquecimento programado, indicando a fração volátil resultante da decomposição de espécies químicas (COSTA; CINCOTTO, 2007).

Conhecendo-se a temperatura em que ocorre um determinado evento químico, é possível estimar, por estequiometria, a quantidade de um determinado composto químico na amostra, a partir dos dados de perda de massa. O desprendimento da água do hidróxido de cálcio, por exemplo, ocorre normalmente entre 370 e 580°C, onde há perda total de água de sua estrutura química (TAYLOR, 1997). Logo, partindo-se destes dados, é possível determinar o teor de hidróxido de cálcio presente na mistura. Este procedimento também é feito para estimar o teor das demais espécies químicas. As técnicas de análise termogravimétrica podem ser utilizadas em materiais à base de cimento contendo adições minerais, pois os sais hidratados formados pelo cimento Portland e os formados pela reação pozolânica possuem composição química muito próxima (MASSAZZA, 2003).

O ensaio é realizado com equipamento que possui uma termobalança, normalmente com cadinho de alumina, com pesagem contínua da amostra em função da temperatura, a uma taxa de aquecimento pré-estabelecida, até chegar à temperatura final (COSTA; CINCOTTO, 2007).

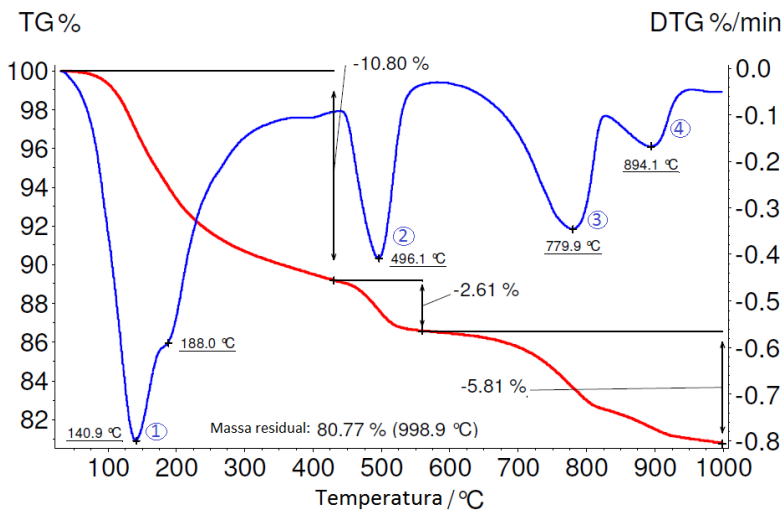
Como resultados, são obtidos dados que permitem traçar um gráfico que relaciona as variações de massa em função da temperatura, resultando numa curva termogravimétrica (TG). Pelas faixas de temperatura em que se dão as transformações, as espécies químicas são

identificadas por comparação às curvas de referência. Têm-se, ainda, os dados da derivada primeira da termogravimetria (DrDTG) que detalha os resultados em picos, a partir dos quais identifica-se a faixa de temperatura característica das reações de decomposição térmica (COSTA; CINCOTTO, 2007).

Na figura 11, apresenta-se as curvas TGA e DrTGA típicas de uma pasta de cimento com cinza volante, sendo possível observar quatro picos distintos. Para Ramachandran *et al.* (2002), os picos observados são característicos e representam:

- PICO 1: Perda de água não combinada (água livre);
- PICO 2: Desidroxilação do  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ;
- PICO 3: Descarbonatação associada à decomposição da vaterite e aragonite mal cristalizados;
- PICO 4: Descarbonatação associada à decomposição da calcita.

Figura 11 - Curvas TGA e DrTGA de pasta com 50% cimento ARI e 50% cinza volante, aos 28 dias



Fonte: Adaptado de Hoppe Filho (2008)

Os principais produtos de hidratação do cimento podem ser determinados por TG/DTG, conforme citado por Taylor (1997) que considera esta a técnica mais apropriada para a quantificação do teor de hidróxido de cálcio de uma pasta de cimento, já que a decomposição do  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  em  $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$  é caracterizada por uma perda de massa entre as faixas de temperatura de 425 °C a 550 °C

### 2.3.6 Influência da cinza volante na hidratação do cimento

No cimento pozolânico, o teor de água quimicamente combinada como hidratos se deve à hidratação do cimento, ao efeito físico da cinza volante sobre a hidratação do cimento e ao efeito químico da pozolana, com formação de compostos secundários.

O efeito físico se caracteriza por disponibilizar pontos extras para o crescimento dos hidratos, resultando em maior grau de hidratação do cimento (HOPPE FILHO, 2008). É a chamada nucleação heterogênea, a qual ocorre no período de incubação das partículas de cinzas volantes. Este fenômeno conduz a uma ativação química da hidratação do cimento e está relacionado com a nucleação de hidratos na parte externa de partículas minerais. Uma vez que a nucleação heterogênea conduz à aceleração da hidratação do cimento, o seu efeito em um determinado momento é um aumento na resistência à compressão (ROCHA; CORDEIRO; TOLEDO FILHO, 2013). Esta é a principal contribuição da cinza volante nas primeiras idades. Cabe mencionar que o fenômeno de nucleação é mais pronunciado quando a superfície específica da adição e a porcentagem de substituição de cimento são maiores (NEVILLE, 1997; LAWRENCE; CYR; RINGOT, 2003, ROCHA; CORDEIRO; TOLEDO FILHO, 2013).

O efeito químico ocorre normalmente em idades mais avançadas e decorre da interação da fase vítrea da pozolana com o hidróxido de cálcio, formando compostos hidráulicos secundários (HOPPE FILHO, 2008).

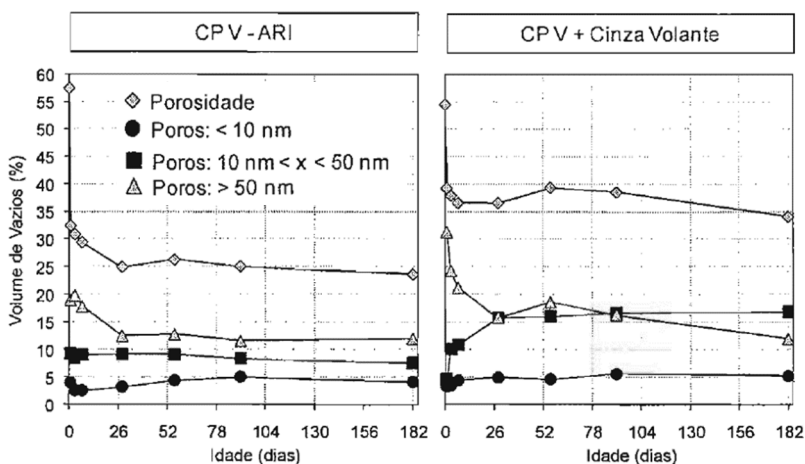
A cinza volante atua fisicamente também através do efeito filler, isto é, exerce a função de empacotamento da matriz cimentícia, preenchendo os vazios intersticiais (JOHN, 2007). O efeito filler também provoca densificação da região da zona de transição, principalmente nas primeiras idades quando a reação pozolânica ainda não é tão significativa (RAVINA, 1998). Isto ocorre porque a parte cristalina da cinza, que não tem função aglomerante, e parte da fase vítrea que não reagiu atuam como um material inerte no sistema.

Em pastas cimentícias hidratadas, a redução da porosidade se deve ao maior volume dos compostos hidratados do cimento em relação ao volume ocupado pelas fases anidras. Já em pastas cimentícias com adição mineral de cinza volante, é comprovado que a atividade pozolânica não interfere no volume total de vazios da matriz hidratada. Há evidências de que o volume dos reagentes é idêntico ao volume dos produtos de reação pozolânica, sendo a morfologia dos hidratos

formados responsável pela alteração no diâmetro dos poros (HOPPE FILHO; CINCOTTO, 2008). A influência na microestrutura se reflete no refinamento do diâmetro dos poros.

A figura 12 explicita parte dos resultados de um estudo feito por Hoppe Filho e Cincotto (2008), onde é possível observar a porosidade total e a distribuição dos poros, em função de seus diâmetros, em pasta de cimento CP V ARI e em sistemas cimentícios com 50% de substituição de cimento por cinza volante. Nota-se que a porosidade da pasta de referência é menor em relação a outra devido ao maior teor de cimento. Estes resultados comprovam que a atividade pozolânica não interfere na porosidade da pasta durante a evolução da hidratação. A análise da distribuição do diâmetro dos poros mostra que, na pasta de referência, o volume de mesoporos (10nm - 50nm) apresenta pequena variação ao longo de 6 meses de hidratação. Na pasta de cimento e cinza volante, é evidente o refinamento da microestrutura, com aumento no volume de mesoporos e, conseqüente, redução do volume de poros capilares (>50nm). A cinza volante, ao reagir com a portlandita, intensifica o refinamento, porém a maior contribuição advém da presença física das partículas, independente da reatividade. Cincotto e Hoppe Filho (2008) constataram que o grau de reação real da cinza volante em concretos fica em torno de 10% apenas, sendo o efeito da cinza predominantemente físico no sistema cimentício.

Figura 12 - Porosidade total e faixas de diâmetro de poro que compõem o volume de vazios das pastas de cimento em função do tempo



Fonte: Hoppe Filho e Cincotto (2008)

Todavia, como explicam Mehta e Monteiro (2014), os produtos da hidratação da reação pozolânica são bastante eficientes no preenchimento dos espaços capilares grandes, melhorando assim a resistência e diminuindo a permeabilidade do sistema.

#### **2.4 INFLUÊNCIA DA ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CONCRETOS COM CIMENTO PORTLAND E CINZA VOLANTE**

Os materiais cimentícios utilizados nos concretos são expostos a uma vasta gama de temperaturas quando submetidos a uma fonte externa de calor, a exemplo dos elementos pré-moldados, ou quando utilizados em estruturas em concreto massa, onde a fonte de calor é interna, função principalmente da natureza exotérmica da hidratação do cimento.

De acordo com a lei de Arrhenius, o aumento da temperatura conduz ao aumento da taxa de hidratação do cimento Portland e, por conseguinte, ao aumento da resistência à compressão nas primeiras idades (DESCHNER *et al.*, 2013). Neville (1997) explica que uma temperatura mais alta durante e depois do contato inicial entre o cimento e água reduz a extensão do período de latência. Além disso, Bingöl e Tohumcu (2013) completam que, com o aumento da temperatura, aumenta-se a velocidade de dissolução dos constituintes anidros do clínquer. Contudo, o autor esclarece que a cura térmica pode prejudicar a resistência após os sete dias. Este efeito está relacionado com o desenvolvimento da microestrutura da pasta, cujas fases são mais pobres, ou seja, mais porosas.

Os produtos da hidratação formados rapidamente, em temperaturas elevadas, são distribuídos de forma heterogênea, ocasionando a presença de vazios capilares, ou seja, forma-se uma estrutura física mais pobre, mais porosa. Em temperaturas menores, a velocidade de hidratação é reduzida e a pasta de cimento tem uma distribuição mais uniforme das fases hidrato. Além disso, a composição química da solução é afetada pela temperatura devido a mudança da solubilidade das fases hidrato. A solubilidade da etringita, por exemplo, é maior em função do aumento da temperatura, aumentando a concentração de sulfato na solução de poro (DESCHNER *et al.*, 2013).

Há diversos estudos com pastas de cimento curadas termicamente que comprovam as afirmações presentes na literatura.

Martins (2001) verificou que com aplicação de cura a vapor com temperatura máxima de 60°C, a resistência à compressão dos concretos foi inferior aos que foram submetidos à cura a 25°C, aos 28 dias, para misturas produzidas com diferentes teores de escória. Neste estudo, o aquecimento e o resfriamento foram feitos com gradiente de 20°C/h e o patamar com temperatura máxima foi mantido por 2h, totalizando 8h de cura.

Com processo de cura semelhante, porém com patamares de 60 e 80°C, Ferreira Jr. (2003) verificou que concretos com cimento CP III e concretos com cimento CP V ARI também apresentaram perda de resistência quando submetidos à cura térmica. O autor encontrou valores de resistência 15% menores do que nos regimes de cura em água, a 23°C.

Com processo de cura distinto, Turuallo e Soutsos (2015) submeteram concretos sob temperaturas constantes de 20, 30, 40 e 50°C, durante 28 dias. Em idade precoce, identificaram que os concretos curados a temperatura mais elevada apresentam resistência superior aos demais, porém havia uma inversão quando se trata da idade final de ciclo.

Em estudo com concretos curados termicamente a 80°C, por 28 dias, Aldea *et al.* (2000) ratificam os estudos supramencionados pois também observaram queda de resistência, no final do ciclo, em relação ao concreto curado à temperatura ambiente.

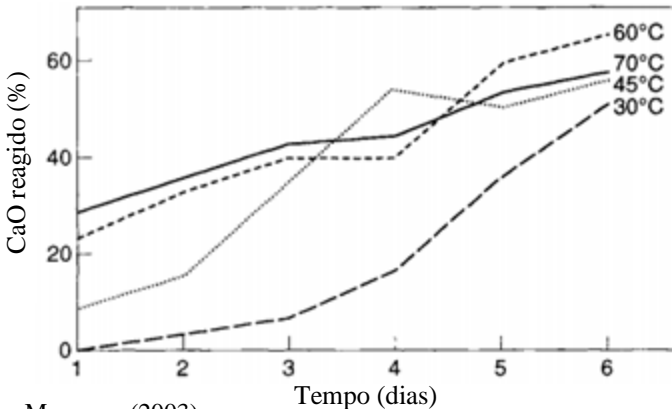
Junckes (2015) realizou um estudo com concretos com CP V ARI e diferentes percentuais de cinza volante, submetidos a dois patamares constantes de cura a 23 e a 38°C (ambos por 28 dias) e a uma temperatura acima de 60°C nos três primeiros dias e o restante do ciclo a 23°C. O autor constatou que, aos 28 dias, os melhores resultados de resistência foram obtidos com a cura a 38°C, mesmo que nas idades iniciais os concretos curados à temperatura mais elevada tenham apresentado melhor desempenho mecânico. Contudo, estes concretos submetidos a temperatura mais elevada foram curados termicamente por apenas 72h.

A cinética de reação da cinza volante também é alterada pelo acréscimo de temperatura, porém Massazza (1993) afirma que não há linearidade entre a temperatura e o consumo de cal, tendo em vista as diferentes naturezas de cada tipo de pozolana. Narmluk e Nawa (2011) estudaram a reação pozolânica em pastas de cimento contendo substituições de 25 e 50% de cinza volante, curadas termicamente. Os autores puderam observar que a 20°C a pasta apresentou reação pozolânica de forma significativa a partir de 14 dias após a mistura, e

para a temperatura de 50°C aconteceu 12h após a mistura. Hanehara *et al.* (2001) também avaliaram os efeitos da temperatura de cura sobre a reação pozolânica de cinzas volantes em pastas de cimento e os resultados obtidos evidenciaram que a reação pozolânica é muito dependente da temperatura de cura.

Porém, Massazza (2003) alerta que a reação da cinza volante com o hidróxido de cálcio tende a parar de aumentar em temperaturas acima de 60°C. Este comportamento pode ser observado na figura 13, onde a cinza volante curada a 70°C apresentou um menor consumo de hidróxido de cálcio, ratificado através da menor quantidade de CaO reagido.

Figura 13 - Quantidade de óxido de cálcio reagido em diferentes tempos e temperaturas em função do tempo



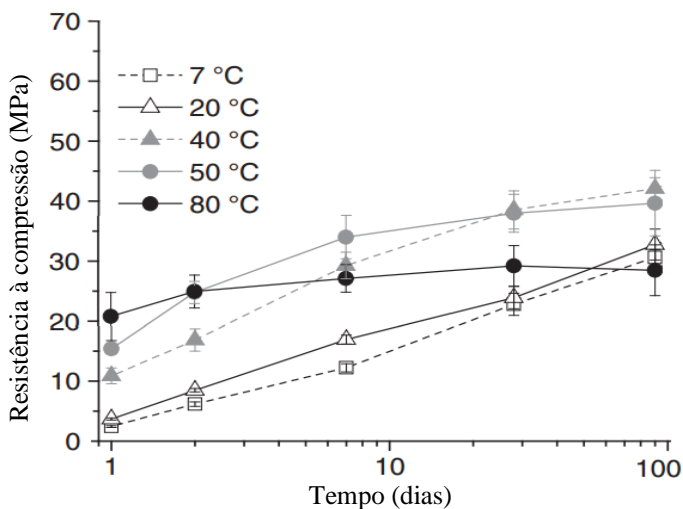
Fonte: Massazza (2003)

Deschner *et al.* (2013) estudaram o efeito da temperatura sobre a hidratação de pastas de cimento Portland com 50% de cinza volante dentro de uma gama de temperaturas de 7 a 80°C e observaram que a reação pozolânica ocorreu após 7 dias para amostras a 20°C, após 16h a 50°C e pouco menos de 16h a 80°C. Estes resultados podem ser observados qualitativamente por meio dos desempenhos mecânico das pastas, apresentado na figura 14. Nota-se que as amostras curadas a 7 e a 20°C apresentaram um aumento de resistência expressivo após 28 dias, confirmando que a reação pozolânica é lenta sob condições normais de temperatura. Já as pastas curadas a 40 e a 50°C apresentaram ganhos de resistência menos pronunciados a partir desta idade. Isto ocorre porque,



em virtude da cura térmica, a microestrutura destas pastas foi definida precocemente e grande parte do material pozolânico já reagiu.

Figura 14 - Desenvolvimento da resistência à compressão de pastas de cimento Portland e cinza volante em regimes de temperatura de 7 a 80°C.



Fonte: Adaptado de Deschner *et al.* (2013)

É possível observar que alguns dos estudos supramencionados simulam a cura térmica feita na indústria de pré-moldados: aquecimento e resfriamento da estrutura realizado com taxas elevadas, patamar temporário com temperaturas máximas padronizadas e procedimento de cura de curta duração. Outros, em contrapartida, foram executados com ciclos de cura mais longos, porém em patamares isotérmicos.

Nenhum dos estudos mencionados representa a elevação de temperatura inerente às estruturas em concreto massa, onde a temperatura é elevada gradualmente em função do consumo de cimento - à taxas substancialmente menores -, o resfriamento é lento e o procedimento de cura é longo, podendo durar meses. As pesquisas acerca do que acontece com a microestrutura e as propriedades do estado endurecido destes concretos ainda são escassas.

## 2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Estão cada vez mais frequentes os casos na construção civil em que edifícios de grande porte apoiam-se sobre bloco único, o qual coroa o conjunto de estacas sobre ele. Estes blocos possuem, normalmente, grandes volumes de concretagem e exigem o uso de concretos de alto desempenho (com altos consumos de materiais cimentícios), ocorrendo elevações de temperatura em seu interior que podem atingir 70°C ou mais. Além de expor a estrutura à possibilidade de ocorrer problemas de origem térmica, as temperaturas elevadas também alteram a dinâmica das reações de hidratação do cimento, bem como a reação pozolânica - no caso de misturas contendo a adição mineral -, o que traz efeitos na resistência à compressão do concreto e em outras propriedades do estado endurecido.

Até o momento, são extintas as pesquisas que teorizam os efeitos das altas temperaturas nas propriedades do concreto massa, principalmente considerando os regimes verdadeiros que ocorrem nestas estruturas. Para que o comportamento do concreto frente à temperaturas elevadas possa ser avaliado, são necessários experimentos que reproduzam as condições de contorno que ocorrem em campo, como, por exemplo, os diferentes regimes de elevação de temperatura que existem dentro dos maciços, já que algumas porções tem mais facilidade de trocar calor com o meio do que outras.

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Para cumprir com o objetivo principal deste trabalho, foi desenvolvida uma metodologia dividida em duas partes principais: um estudo em concretos e um estudo em pastas de cimento. O estudo em concretos foi realizado para avaliar os efeitos de regimes térmicos distintos sobre as propriedades no estado endurecido de concretos com cimento e cinza volante, aliada a um estudo em pastas para investigar o comportamento da reação de hidratação do cimento e da reação pozolânica sob diferentes condições de cura.

Neste capítulo, primeiramente são apresentados os materiais utilizados neste trabalho, bem como suas caracterizações. Em um segundo momento, faz-se uma descrição sobre o estudo em concretos, que abrange dosagem, produção, regimes de elevação de temperatura e ensaios realizados no estado endurecido. Dentro deste item, explana-se também a respeito do equipamento de banho térmico desenvolvido para executar os regimes térmicos. Após, aborda-se a etapa das pastas de cimento Portland, que compreende produção e cura, preparação das amostras e ensaio de termogravimetria. Por fim, explana-se a respeito do ensaio de Chapelle modificado e das análises estatísticas utilizadas para avaliar os resultados.

As etapas foram desenvolvidas no laboratório de Materiais de Construção (LMCC/UFSC) e no laboratório de Aplicações de Nanotecnologia em Construção Civil (NANOTEC/UFSC), ambos na Universidade Federal de Santa Catarina e, ainda, no laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER/UFRGS) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

#### **3.1 MATERIAIS**

Optou-se pela utilização de materiais que atendessem às características físico-químicas necessárias a este estudo e que estivessem sendo comumente empregados em obras de grande porte no Estado de Santa Catarina.

##### **3.1.1 Cimento Portland**

Para o desenvolvimento deste trabalho, foi utilizado o cimento do tipo CP V ARI (cimento Portland de alta resistência inicial), fabricado pela empresa Cimento Itambé. Dentre os comercializados, escolheu-se este cimento pois é o que apresenta as menores quantidades

de adições minerais na sua composição e, por isso, se adequa ao estudo já que permite controlar a quantidade de adição mineral das misturas produzidas.

As propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento, fornecidas pelo próprio fabricante, podem ser observadas na tabela 9.

Tabela 9 - Características física, química e mecânica do cimento

<b>Características</b>	<b>Lote AGO/15</b>	<b>Limite normalizado</b>
Passante #200	0	$\leq 6,0$
Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4876	$\geq 3000,0$
Início de pega (minutos)	206	$\geq 60,0$
Fim de pega (minutos)	242	$\leq 600,0$
Resistência à compressão 1 dia (MPa)	23,8	$\geq 11,0$
Resistência à compressão 3 dias (MPa)	34,7	$\geq 24,0$
Resistência à compressão 7 dias (MPa)	40,1	$\geq 34,0$
Perda ao fogo - PF (%)	3,49	$\leq 4,5$
Mg (%)	5,55	$\leq 6,5$
SO <sub>3</sub> (%)	2,95	$\leq 3,5$
Resíduo insolúvel - RI (%)	0,78	$\leq 1,0$

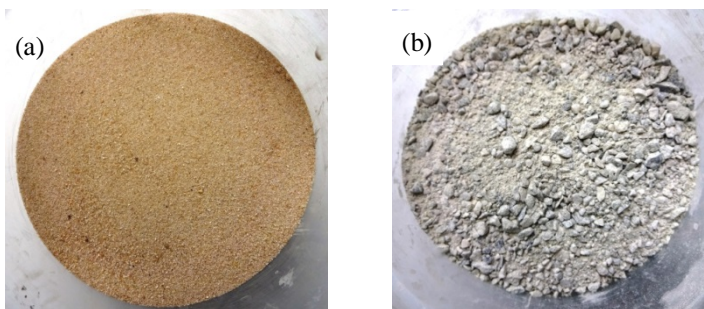
Fonte: Cimentos Itambé Ltda.

O cimento utilizado está de acordo com as exigências da NBR 5733/1991.

### 3.1.2 Agregado miúdo

Foi utilizada uma composição de duas areias: uma areia natural e uma areia industrial. A areia natural (figura 15a) é oriunda da empresa Cysy Mineração Ltda., localizada no município de Jaguaruna/SC, a 158km da capital do Estado. Já a areia industrial (figura 15b) é oriunda da Calwer Mineração Ltda., localizada no município de Botuverá/SC, a 129km da capital do Estado e ambas são amplamente utilizadas na região.

Figura 15 - Agregados miúdos utilizados na produção dos concretos: (a) Areia natural; (b) Areia industrial.



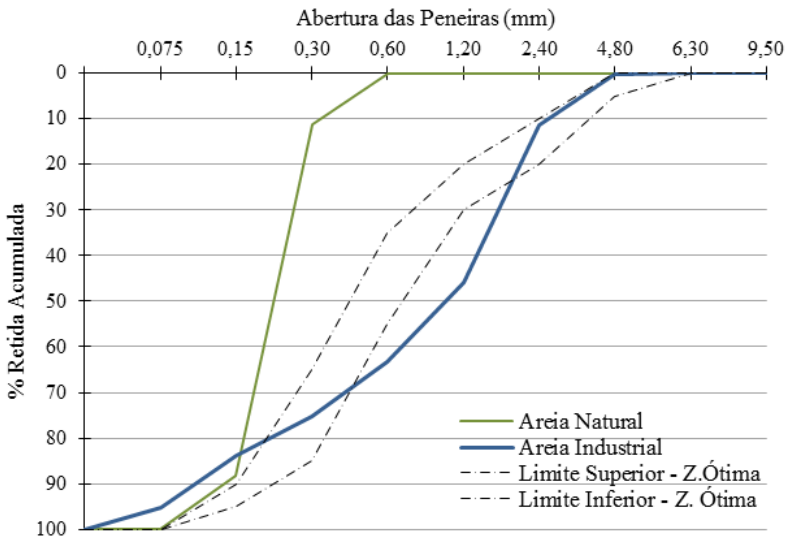
Fonte: Autora

A caracterização destes agregados foi efetuada através da realização de ensaios prescritos nas normas brasileiras. Os resultados estão demonstrados na tabela 10 e na figura 16, na qual as curvas das areias são comparadas aos limites da zona ótima prescritos na NBR 7211/2009.

Tabela 10 - Caracterização das areias utilizadas neste trabalho

Propriedade	Norma	Areia Natural	Areia Industrial
Composição granulométrica	NBR NM 248/2003	Figura 16	
Módulo de Finura		1,00	2,79
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR NM 52/2009	2,47	2,67

Figura 16 - Curva granulométrica das areias utilizadas

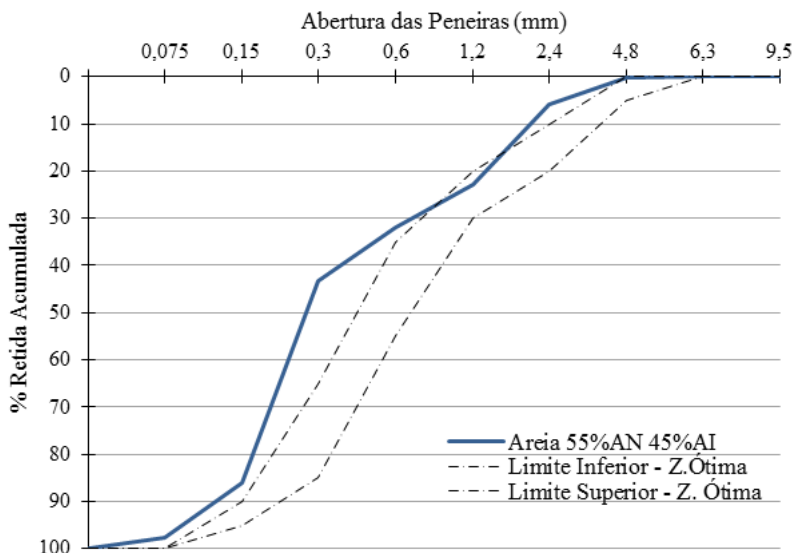


Fonte: Autora

Através das curvas granulométricas é possível observar que as areias não se encontram dentro das faixas recomendadas pela norma. Optou-se por utilizar uma composição destas areias de tal modo a se obter uma mistura com características granulométricas um pouco mais próximas das especificações da norma.

A composição utilizada foi formada por 55% de areia natural e 45% de areia industrial. O módulo de finura da areia composta é 1,90. A curva granulométrica da areia composta pode ser observada na figura 17.

Figura 17 - Curva granulométrica da areia composta



Fonte: Autora

### 3.1.3 Agregado graúdo

Neste trabalho foi utilizado um agregado graúdo comumente empregado na região da Grande Florianópolis. Sua composição mineralógica é granítica e o material é oriundo da empresa Britagem Barracão, localizada no município de Gaspar/SC, a 129km da capital do Estado.

A caracterização do agregado graúdo foi efetuada através da realização de ensaios prescritos nas normas brasileiras. Os resultados são expostos através das tabelas 11, 12 e 13. Nota-se que o agregado graúdo possui duas faixas granulométricas distintas, as quais estão classificadas, conforme NBR 7211/2009, como zona granulométrica 4,75/12,5 e zona granulométrica 9,5/25, comercialmente denominadas brita nº0 (B0) e brita nº1 (B1).

Tabela 11 - Caracterização do agregado graúdo utilizado

<b>Propriedade</b>	<b>Norma</b>	<b>4,75/12,5</b>	<b>9,5/25</b>
Composição granulométrica	NBR NM 248/2003	Tabelas 13 e 14	
Módulo de Finura		6,2	7,06
Diâmetro mínimo caract. (mm)		4,75	9,5
Diâmetro máximo caract. (mm)		12,5	25
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR NM 53/2009	2,62	2,64

Tabela 12 - Agregado graúdo (zona granulométrica 4,75/12,5mm)

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Massa retida (g)</b>	<b>% retida</b>	<b>% retida acumulada</b>
19	0	0	0
12,5	12,6	1	1
9,5	227,6	27	28
6,3	428,9	50	78
4,8	143,1	17	95
2,4	30,7	4	99
1,2	0	0	99
0,6	0	0	99
0,3	0	0	99
0,15	1,6	0	99
Fundo	5,2	1	100
Total	849,7	100	-



Tabela 13 - Agregado graúdo (zona granulométrica 9,5/25mm)

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Massa retida (g)</b>	<b>% retida</b>	<b>% retida acumulada</b>
19	109,4	11	11
12,5	746,3	75	86
9,5	128,3	13	99
6,3	11,4	1	100
4,8	0	0	100
2,4	0	0	100
1,2	0	0	100
0,6	0	0	100
0,3	0	0	100
0,15	1,2	0	100
Fundo	4,5	0	100
Total	1001,1	100	-

### 3.1.4 Cinza volante

A cinza volante utilizada é proveniente da queima do carvão mineral na usina termelétrica Presidente Médici, localizada no município de Candiota/RS, a 839 km da capital do Estado de Santa Catarina. Esta cinza é bastante utilizada pois por diversas vezes a cinza volante produzida na usina termelétrica Jorge Lacerda (Capivari de Baixo/SC) não é suficiente para atender a demanda do mercado catarinense.

Foi realizada a análise da distribuição granulométrica da cinza volante através do ensaio de granulometria à laser. O ensaio foi realizado utilizando o processo via seca com uso do equipamento Microtec 53500 do laboratório Nanotec/UFSC. A distribuição granulométrica da cinza volante pode ser observada na figura 18. Nesta cinza em estudo, é possível observar que a maioria dos grãos está compreendida na faixa granulométrica de 10 a 150µm, dentro da faixa prevista por Massazza (2003).

Entretanto, se forem comparados os percentuais d10, d50 e d90 desta cinza volante com os apresentados por outras pesquisas, conforme tabela 14, observam-se d10 e d50 acima dos demais, o que indica a pouco expressiva presença de partículas de granulometria muito fina.

É preciso mencionar que a distribuição de dimensão da partícula da cinza volante é um dos fatores que exerce influência na velocidade de desenvolvimento da resistência (MEHTA; MONTEIRO, 2014), pois a

maior finura favorece a interação com a cal e, em consequência, melhora a eficiência como material pozolânico, principalmente nas primeiras idades (HOPPE; CINCOTTO, 2008).

Figura 18 - Distribuição granulométrica da cinza volante

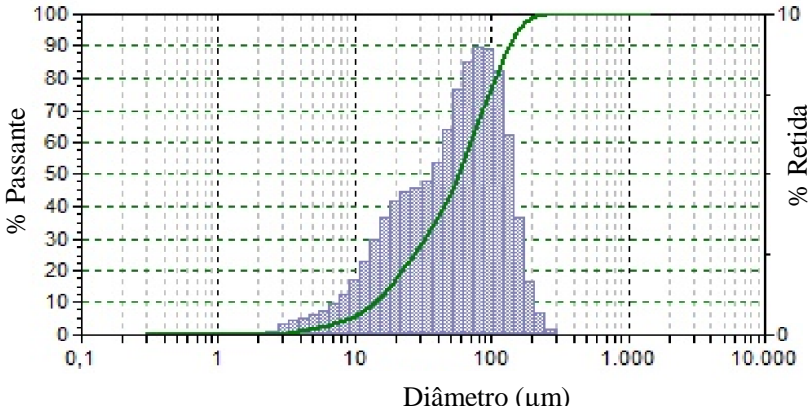


Tabela 14 - Diâmetros d10, d50 e d90 de cinzas volantes

	<b>d10 (µm)</b>	<b>d50 (µm)</b>	<b>d90 (µm)</b>
Amostra em estudo	13,90	58,32	133,47
Hoppe Filho (2008)	6,16	44,25	163,20
Recena (2011)	2,22 - 6,49	13, 8 - 40,05	41,49 - 170,67
Mehta e Monteiro (2014)	-	20,00	-
Aughenbaugh <i>et al.</i> (2015)	0,5 - 5,9	6,3 - 31	46,4 - 158,5

### 3.1.5 Aditivo

Neste trabalho foi empregado um aditivo polifuncional redutor de água à base química de lignossulfonatos, o qual é frequentemente utilizado na produção de concretos convencionais. O aditivo é denominado comercialmente como Mira Set 48, produzido pela empresa Grace Brasil Ltda e está classificado como tipo P, conforme a NBR 11768/2011. A caracterização físico-química do aditivo, fornecida pelo fabricante, pode ser observada na tabela 15.

Tabela 15 - Características físico-químicas do aditivo polifuncional Mira Set 48

<b>Propriedade</b>	<b>Característica</b>
Aspecto	Líquido
Cor	Marrom escuro
pH	8,0 ± 1,0
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	1,21 ± 0,02
Teor de Sólidos (%)	21,2 a 34,4

Fonte: Laudo técnico Grace Brasil Ltda.

### 3.1.6 Água de amassamento

Para execução deste trabalho, foi utilizada a água disponível nas dependências do LMCC/UFSC, proveniente da rede de abastecimento da Companhia Catarinense de Águas e Saneamento.

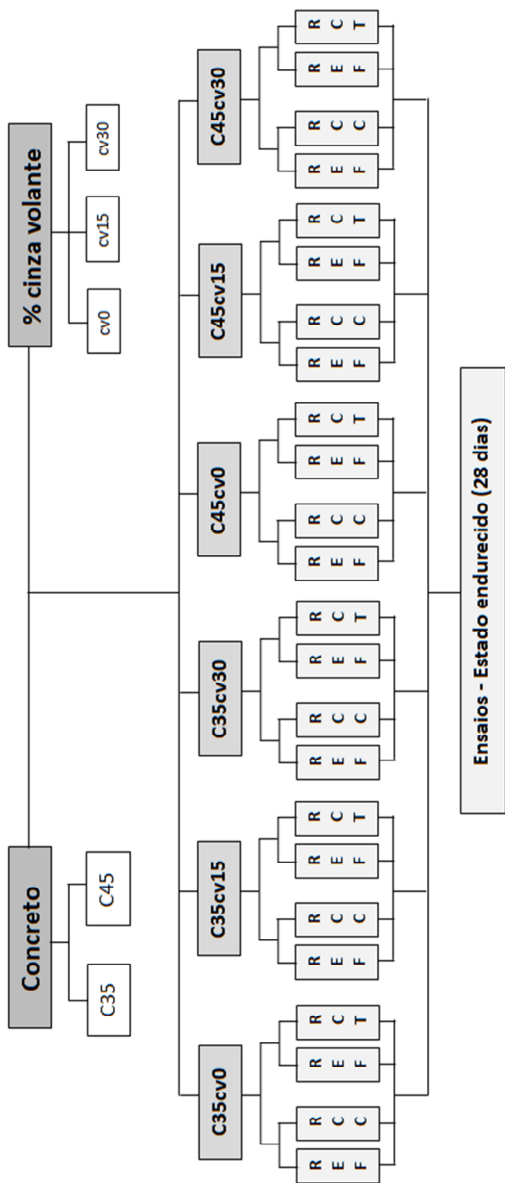
## 3.2 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi planejado com a finalidade de simular regimes extremos de elevação de temperatura que os concretos são naturalmente submetidos quando utilizados em estruturas de grande volume. Um dos regimes térmicos utilizados seguiu o histórico real de elevação de temperatura do próprio concreto em situação semi-adiabática, o qual representa a porção central de um maciço, enquanto o outro regime diz respeito a uma elevação de temperatura menos expressiva, semelhante ao que ocorre da região de topo de uma estrutura. Depois de atingir a temperatura máxima programada, em ambos os regimes houve redução de temperatura sob taxas reais, as quais seguiram os dados obtidos por meio da instrumentação do bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast. Os regimes térmicos tiveram duração total de 28 dias.

O trabalho foi dividido em dois segmentos, sendo o primeiro o estudo em concretos e o segundo o estudo em pastas de cimento Portland. Cada segmento foi dividido em etapas, conforme pode ser observado nas figuras 19 e 20, respectivamente.

As variáveis independentes deste programa experimental são: resistência à compressão do concreto aos 28 dias, teor de adição de cinza volante em substituição ao cimento Portland e regime de cura.

Figura 19 – Representação esquemática do estudo em concretos



Fonte: Autora

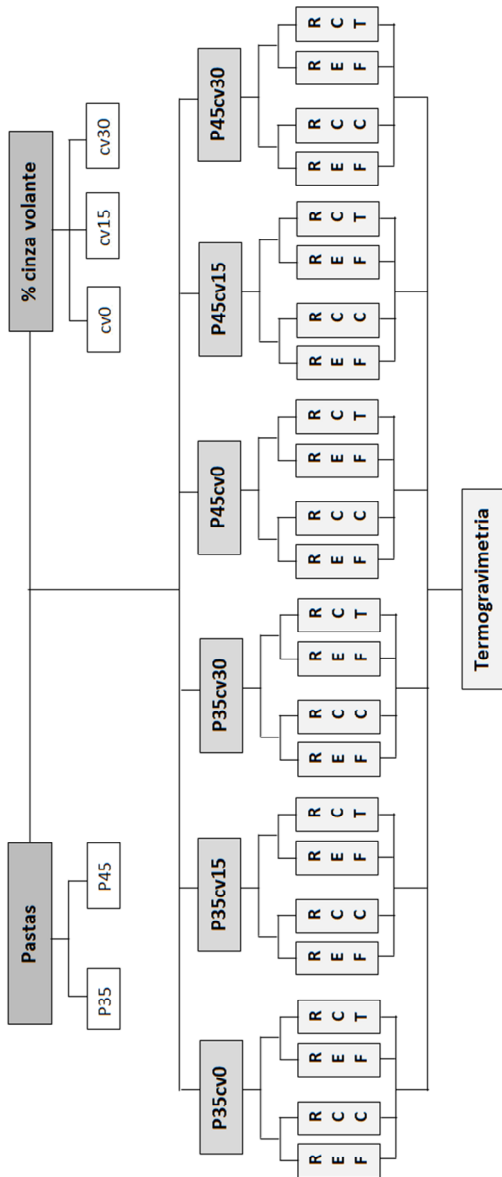
**LEGENDA:**

C35: concreto com resistência característica de 35MPa;

C45: concreto com resistência característica de 45MPa;

cv0, cv15, cv30: substituição de cimento Portland por cinza volante de 0, 15 e 30%, respectivamente; RRF: cura úmida à 23±2°C; RCC: regime de cura do centro; RCT: regime de cura do topo.

Figura 20 – Representação esquemática do estudo em pastas de cimento



Fonte: Autora

LEGENDA:

P35: pasta de cimento referente ao concreto C35;

P45: pasta de cimento referente ao concreto C45;

cv0, cv15, cv30: substituição de cimento Portland por cinza volante de 0, 15 e 30%, respectivamente; REF: cura úmida à  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ ; RCC: regime de cura do centro; RCT: regime de cura do topo.

### 3.2.1 Etapa 1 – Estudo em concretos de cimento Portland e cinza volante

#### 3.2.1.1 Dosagem de concretos

Existem diversos métodos de dosagem de concretos de cimento Portland, com complexidades distintas. Neste trabalho foi utilizado o método EPUSP/IPT para a dosagem dos concretos, em virtude da sua simplicidade e eficiência. Esta metodologia foi preconizada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) e passou por alterações realizadas na Escola Politécnica da USP, sendo atualmente um dos métodos de dosagem mais difundidos no Brasil. Parte do princípio que a melhor solução deve ser obtida através de procedimentos experimentais e, por isso, se difere dos demais métodos nos quais se utilizam tabelas, ábacos e outros elementos no processo de dosagem.

São parâmetros e abreviações utilizados neste método:

- $f_{cj}$  = resistência à compressão do concreto a  $j$  dias de idade (MPa);
- CE = consumo de cimento equivalente, por  $m^3$  de concreto ( $kg/m^3$ );
- $a/ce$  = relação água/cimento equivalente, em massa ( $kg/kg$ );
- H = relação água/materiais secos, em massa (umidade do concreto fresco) (%);
- $a$  = relação agregado miúdo seco/cimento equivalente, em massa ( $kg/kg$ );
- $p$  = relação agregado graúdo seco/cimento equivalente, em massa ( $kg/kg$ );
- $m$  = relação, em massa seca, dos agregados pelo cimento equivalente ( $m = a + p$ ) ( $kg/kg$ );
- $\alpha$  = teor de argamassa seca na mistura (%.);
- $\rho$  = massa específica do concreto ( $kg/m^3$ ).

No processo de dosagem dos concretos deste trabalho, os parâmetros relacionados ao consumo de cimento Portland foram determinados em função do consumo equivalente de cimento (CE) devido às substituições de cinza volante. O cimento equivalente foi, posteriormente, desdobrado em consumo real de cimento (CR) e consumo de cinza volante (CV), conforme exibido mais adiante, no item 5.1.

Este método tem como premissa as leis de Abrams, Lyse e Priszkulnik & Kirilos. Estas leis são adotadas como modelos que governam o comportamento do concreto.

- **LEI DE ABRAMS:** para certo conjunto de materiais, a resistência do concreto é função da relação a/ce. Esta lei é representada pela equação 8.

$$f_{cj} = \frac{k_1}{k_2^{a/ce}} \quad (8)$$

- **LEI DE LYSE:** para certo conjunto de materiais, a consistência do concreto é função da relação água/materiais secos “H” (%). Esta lei é representada pela equação 9.

$$m = k_3 + k_4 \cdot a/c \quad (9)$$

- **LEI DE PRISZKULNIK & KIRILOS:** estabelece que o consumo de cimento é inversamente proporcional à massa de agregados do traço (m). Esta lei é representada pela equação 10.

$$C = \frac{1000}{k_5 + k_6 \cdot m} \quad (10)$$

Onde:

$k_1, k_2, k_3, k_4, k_5$  e  $k_6$  são constantes de ajuste, particulares para cada conjunto de materiais e consistência.

Existem, ainda, outras equações que são utilizadas pelo método.

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + m} \quad (11)$$

$$H = \frac{a/c}{1 + m} \quad (12)$$

$$C = \frac{Y}{1 + m + a/c} \quad (13)$$

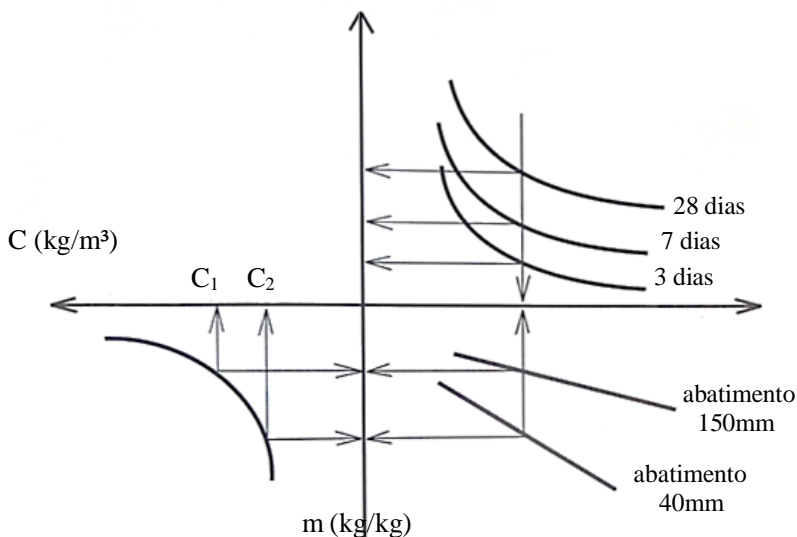
Este método baseia-se no ajuste de curvas de resistência e trabalhabilidade em função dos requisitos do estado fresco e endurecido do concreto. Como a solução é oriunda de procedimentos experimentais, a seguir são apresentadas as etapas que foram realizadas, seguindo a metodologia proposta (HELENE, 2005, PRUDÊNCIO JR, 2011; WEIDMANN, 2008):

- Em estudo preliminar determinou-se o teor de argamassa ideal ( $\alpha_{ideal}$ ). Uma vez conhecido o  $\alpha_{ideal}$ , foi estabelecido o  $\alpha_{adotado}$  que corresponde ao  $\alpha_{ideal}$  acrescido de percentual que representa a possibilidade de perda de argamassas no processo de mistura, transporte e/ou lançamento do concreto;
- Mantendo-se constante o teor de argamassa ( $\alpha_{adotado}$ ), produziram-se três misturas: um traço intermediário ( $m=5,0\text{kg/kg}$ ), um mais rico ( $m= 6,5\text{kg/kg}$ ) e um mais pobre ( $m=3,5\text{kg/kg}$ ). É preciso mencionar que estas três misturas foram produzidas com a consistência pré-definida, que corresponde a  $130\pm 10\text{mm}$ . Para cada um dos três concretos, foram determinadas as massas específicas no estado fresco e foram confeccionados corpos de prova para ensaio à compressão na idade de interesse (28 dias);
- De posse dos resultados, foram traçadas as curvas de Abrams ( $f_{cj}$  em função  $a/ce$ ), de Lyse ( $m$  em função do  $a/ce$ ) e de Priszkulnik & Kirilos (consumo de cimento equivalente(CE) em função de  $m$ ), conforme modelo apresentado na figura 21;
- Determinaram-se os proporcionamentos ideais dos concretos através da interpolação das curvas, partindo-se do parâmetro de interesse  $f_{cj}$ .

O método trabalha com leis universais de comportamento do concreto e, desde que seja utilizado corretamente e com bom senso, resultados corretos estão assegurados (HELENE, 2005). No entanto, adaptações se fazem necessárias para o seu emprego quando do uso de aditivos redutores de água, de utilização praticamente universal. Neste trabalho, assim como é comumente realizado, utilizou-se o aditivo conforme teor especificado pelo fabricante e, para obter a consistência pré-definida, adicionou-se gradualmente água na última etapa do processo de mistura do concreto.



Figura 21 - Modelo do diagrama de dosagem do Método IPT/EPUSP



Fonte: Adaptado de Helene (2005)

Os valores de resistência característica ( $f_{ck}$ ) escolhidos para este trabalho foram 35 e 45MPa, a partir dos quais foram determinados as resistências de dosagem ( $f_{cj}$ ), por meio da equação 14. O procedimento seguiu as orientações da NBR 8953/2015 e os resultados são apresentados na tabela 16.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (14)$$

Onde:

$f_{cj}$ : resistência à compressão de dosagem, aos 28 dias para este caso (MPa);  
 $f_{ck}$ : resistência à compressão característica, aos 28 dias para este caso (MPa);  
 $S_d$ : desvio-padrão de dosagem (MPa).

O valor do desvio-padrão de dosagem ( $S_d$ ) foi determinado em função das condições de preparo dos concretos. Conforme a NBR

12655/2015, a condição A diz respeito a um concreto preparado em que o cimento e os agregados são medidos em massa e a água de amassamento é medida em massa ou volume e corrigida em função da umidade dos agregados. Esta condição representa o que foi realizado na prática, a qual possui desvio-padrão fixado pela norma de 4,0MPa.

Tabela 16 - Resistências à compressão de dosagem dos concretos aos 28 dias

<b>fck (MPa)</b>	<b>1,65.S<sub>d</sub> (MPa)</b>	<b>fcj(MPa)</b>
35,0	6,6	41,6
45,0	6,6	51,6

Ao total são 6 traços de concreto distintos: concretos de duas classes de resistência de dosagem distintas, cada classe com três percentuais de substituição parcial de cimento Portland por cinza volante.

A consistência adotada foi a classe S100 ( $100\text{mm} \leq A < 160\text{mm}$ ).

### 3.2.1.2 Produção dos concretos

Os concretos foram produzidos nas instalações do LMCC/UFSC. Para realização das misturas, utilizou-se uma betoneira de eixo inclinado com capacidade total da cuba de 120 litros. A cada produção eram feitos 15 litros de concreto, que condizia com o volume necessário para os ensaios e com a capacidade mínima de mistura da betoneira, reduzindo o descarte de material.

Antes da pesagem dos materiais de cada traço, procedeu-se a determinação do teor de umidade dos agregados miúdos, através do método de secagem ao fogo (método expedito da frigideira). Após, em função da umidade dos agregados, fazia-se a correção das massas dos agregados e da água, mantendo a relação a/ce que foi determinada na dosagem que considera os materiais secos.

Para evitar que o traço do concreto sofresse alteração pela adsorção de materiais na parede da betoneira, preparava-se o equipamento através da imprimação com argamassa de mesmo traço que o concreto a ser produzido. O material que não ficava aderido às paredes da betoneira era retirado e iniciava-se, então, a produção do concreto, na seguinte ordem de colocação:

- Água de amassamento (50 a 70%);
- Agregado graúdo;
- Materiais cimentícios (cimento e cinza);
- Agregado miúdo;

- Restante da água de amassamento;
- Aditivo polifuncional.

Este procedimento supramencionado era feito para os concretos com traço já definido. Nos concretos das curvas de dosagem, como já explicado, acrescentava-se todo o aditivo antes da segunda adição de água, cuja colocação era dosada até que o concreto apresentasse a consistência pré-estabelecida. Determinava-se a consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone, conforme prescrições da NBR NM 67/1998. O abatimento almejado era classe S100. Na prática, foi determinado que o abatimento deveria ser de  $130\text{mm} \pm 10\text{mm}$ . As correções da consistência foram feitas com aditivo polifuncional.

Em seguida, eram produzidos corpos de prova em moldes plásticos de dimensões 10cm x 20cm. O procedimento de moldagem e de cura úmida seguiu as diretrizes da NBR 5738/2015. De cada concreto, moldou-se cinco unidades, sendo dois corpos de prova submetidos ao regime de elevação de temperatura (RCC ou RCT) e três corpos de prova submetidos à cura em câmara úmida.

Os corpos de prova dos regimes de elevação de temperatura foram submersos - juntos do molde - nos reservatórios do banho térmico. Já os corpos de prova da cura úmida foram cobertos com tampas plásticas para evitar a perda de umidade pela face superior, permanecendo nesta condição por 24 horas até o momento do desmolde. Após, foram realocados para a câmara úmida (figura 22) com temperatura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  até a data de rompimento.

Figura 22 – Câmara úmida utilizada na cura de referência dos corpos de prova de concreto e de pasta de cimento



Fonte: Autora

No período de 24 horas antes do ensaio de ruptura, os corpos de prova eram retirados da câmara úmida e do banho térmico para que seus topos pudessem ser preparados, a fim de que se promovesse contato pleno entre concreto e pratos da prensa. Os topos foram retificados por polimento na fresa da usina de concreto da empresa Engemix, localizada na rodovia SC-401, em Florianópolis/SC. A fresa do LMCC/UFSC não pode ser utilizada pois estava com disco de desbaste desgastado, o que levaria a produzir faces sem planicidade, influenciando nos resultados do ensaio.

Cabe esclarecer que os corpos de prova retirados do banho térmico não sofriam um resfriamento abrupto, pois quando retirados do banho térmico eram colocados em um recipiente paralelo de grande volume que estava com água na mesma temperatura do seu local de origem, porém aberto e sem controle de temperatura. Neste recipiente, a temperatura do conjunto (água e corpos de prova) arrefecia-se lentamente até se equilibrar com a temperatura ambiente.

### 3.2.1.3 Procedimento de cura dos concretos

Este item é dividido em explanações a respeito dos regimes de elevação de temperatura executados, seguido do detalhamento do banho térmico desenvolvido para este estudo.

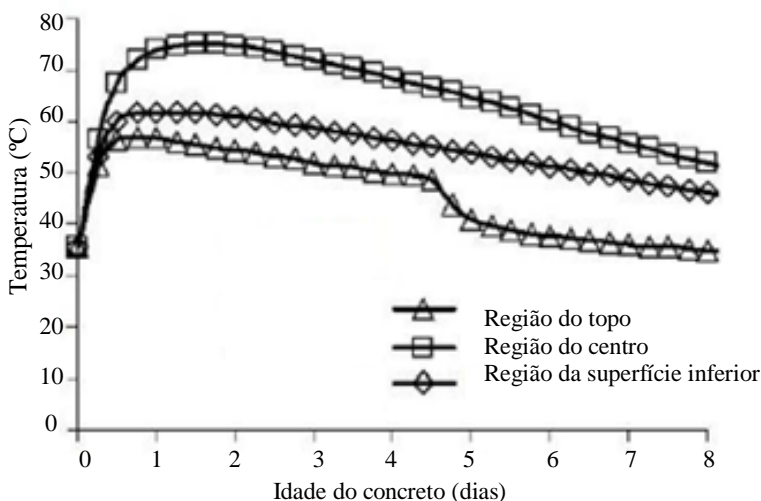
- Regimes de elevação de temperatura

Estruturas em concreto massa, cuja dissipação de calor é bastante lenta, comumente apresentam acentuada elevação de temperatura, mesmo que sejam tomadas providências para minorar a geração de calor. Portanto, o concreto fica submetido a uma condição particular de elevação de temperatura (variação de temperatura no tempo), sendo esta condição identificada como regime de cura, neste trabalho. Dentro do maciço de concreto, existem diferentes regimes de cura, haja vista que as condições de contorno mudam de uma região para outra, alterando a elevação de temperatura.

Em estruturas em concreto massa, as porções centrais, que se aproximam da condição adiabática, atingem as elevações de temperatura mais expressivas e são as que levam mais tempo para dissipar o calor armazenado. Já as porções do topo atingem picos menores de temperatura, pois conseguem trocar o calor com o ambiente com menos dificuldade.

Choktaweekarn e Tangtermsirikul (2010) realizaram um estudo que comprova a variação de temperatura de acordo com a região do concreto analisada, como pode ser verificado na figura 23. É possível observar que no centro da estrutura têm-se as maiores temperaturas atingidas, enquanto no topo acontece o inverso.

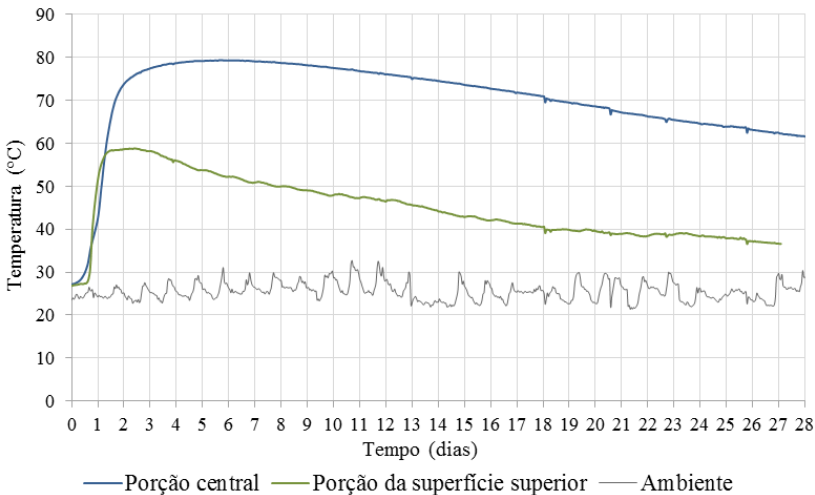
Figura 23 - Variação da temperatura, em função do tempo, em diferentes porções do concreto



Fonte: Adaptado de Choktaweekarn e Tangtermsirikul (2010)

Em parceria com uma construtora e uma usina de concreto, o grupo GTec/UFSC realizou a instrumentação de um bloco de coroamento executado em Balneário Camboriú/SC, cujos resultados ratificam as afirmações sobreditas. A estrutura possui um volume total de concreto de 5,3 mil m<sup>3</sup>, da qual foram adquiridos dados de temperatura em função do tempo em diversos pontos. A figura 24 mostra as elevações de temperatura das regiões central e superfície superior da estrutura, mostrando que são situações opostas. Nota-se que a região central apresentou as maiores elevações de temperatura ( $T_{máx}=79,4^{\circ}\text{C}$ ) e um resfriamento lento, chegando aos 28 dias com temperatura acima de  $60^{\circ}\text{C}$ . Em contrapartida, na região da superfície superior houve uma elevação de temperatura menos acentuada ( $T_{máx}=58,8^{\circ}\text{C}$ ), seguida de um resfriamento a taxas mais expressivas, de tal forma que a temperatura da região praticamente se equilibrou com a temperatura ambiente aos 28 dias. A título de complementar as informações a respeito desta concretagem, apresenta-se os traços utilizados nas tabelas 17a e 17b. Na base da estrutura foi utilizado concreto com resistência característica de 30MPa e no restante do bloco foi utilizado concreto de 45MPa.

Figura 24 – Curva de elevação de temperatura do bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast, em Balneário Camboriú/SC



Fonte: Adaptado de Salum *et al.* (2014)

Tabela 17 - Traço dos concretos utilizados no bloco de coroamento do empreendimento Infinity Coast, em Balneário Camboriú/SC

(a) 30MPa

Slump flow		700±50mm
Material	Origem	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento CP IV		375
Areia natural	Ravlen	503
Areia industrial	Ouro Preto	527
Brita 0	Barracão	724
Água total <sup>A1</sup>	-	210
Gelo <sup>A2</sup>	-	variável
Fibra polipropileno	Macaferre	0,3
Aditivo A	TEC MULT 40	3,625
Aditivo B <sup>A3</sup>	ECOTEC 20	variável

(b) 45MPa

Slump flow		650±50mm
Material	Origem	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento CP IV		440
Areia natural	Ravlen	483
Areia industrial	Ouro Preto	338
Brita 0	Barracão	446
Brita 1	Barracão	450
Água total <sup>A1</sup>	-	200
Gelo <sup>A2</sup>	-	variável
Fibra polipropileno	Macaferre	0,3
Aditivo A	TEC MULT 40	3,36
Aditivo B <sup>A3</sup>	ECOTEC 20	variável

Notas:

<sup>A1</sup> Substituição parcial por gelo em escamas;

<sup>A2</sup> Quantidade variável em função da temperatura ambiente do dia da concretagem;

<sup>A3</sup> Quantidade variável em função do dia de concretagem.

Segundo Gambale el al (2004), o estudo da evolução da temperatura nas estruturas massivas de concreto só é possível através do conhecimento da elevação adiabática da temperatura do concreto. Esse calor, embora possa ser medido de outras formas, só pode ser conhecido

com exatidão através da curva de elevação adiabática de temperatura, medida em um calorímetro adiabático.

Junckes (2015) desenvolveu um calorímetro adiabático em parceria com o grupo GTec/UFSC e determinou a elevação semi-adiabática de temperatura de concretos de diferentes classes de resistência e diferentes percentuais de cinza volante. A pesquisa desenvolvida pelo autor e este trabalho são complementares, de tal forma objetivam responder uma série de questionamentos que cercam os tecnologistas em concreto que trabalham com estruturas massivas. Logo, os trabalhos no desenvolvimento da dosagem dos concretos foram realizados de forma conjunta entre os autores. Uma vez dosados, Junckes (2015) determinou as curvas individuais de elevação de temperatura de cada concreto. Sendo assim, neste trabalho foram produzidas as elevações de temperatura de cada concreto a partir dos dados obtidos pelo autor.

Foram executados dois regimes de cura com elevação de temperatura para cada concreto. O objetivo foi reproduzir o que ocorre nas estruturas em concreto massa, em duas situações extremas, e permitir fosse investigado como este fenômeno influencia as propriedades de concretos utilizados em grandes estruturas.

Foram executados os seguintes regimes de cura com elevação de temperatura:

- 1) RCC (regime de cura do centro) – este regime equivale à curva de elevação semi-adiabática obtida no ensaio de calorimetria de cada concreto. Representa a condição de que, praticamente, todo calor gerado na estrutura se mantém armazenado na mesma e, por esse motivo, é chamado de regime do centro, haja vista que se assemelha ao que ocorre na região central de um maciço, onde há reduzida troca de calor com o ambiente.
- 2) RCT (regime de cura do topo) – este regime representa a região da superfície superior de estruturas em concreto massa, na qual o calor gerado é, em grande parte, dissipado para o ambiente. Trata-se de uma configuração onde não há elementos que interfiram na troca de calor interna/externa, como o uso de mantas para isolamento térmico da superfície, por exemplo. A temperatura máxima deste regime é inferior a do regime RCC, sendo determinada por cálculo através da soma da temperatura ambiente no dia do ensaio com a elevação de temperatura de cada concreto ( $\Delta T_{RCT}$ ), determinada através da equação 15.



As temperaturas máximas dos regimes RCC e RCT de cada concreto são apresentadas na tabela 18.

$$\Delta T_{RCT} = \frac{\Delta T_{RCC} \cdot \Delta T_{TI}}{\Delta T_{CI}} \quad (15)$$

Onde:

$T_{RCT}$ : temperatura máxima do regime RCT (°C);

$T_{amb}$ : temperatura ambiente no dia do ensaio (°C);

$\Delta T_{RCC}$ : elevação de temperatura do regime RCC concreto (°C);

$\Delta T_{CI}$ : elevação de temperatura da região de centro do bloco *Infinity* que foi instrumentado (52,71°C);

$\Delta T_{TI}$ : elevação de temperatura da região do topo do bloco *Infinity* que foi instrumentado (32,75°C).

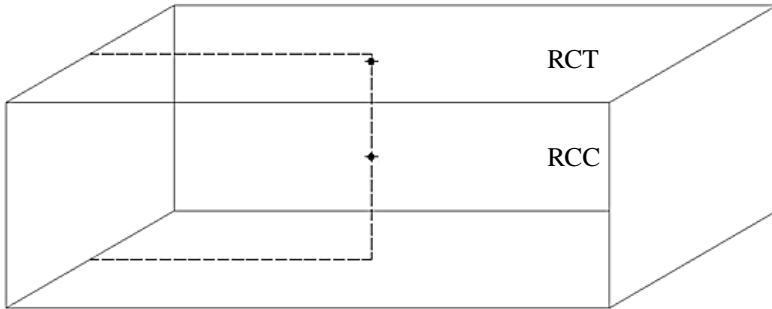
Tabela 18 - Elevações de temperatura dos regimes RCC e RCT de cada concreto

Concreto	$\Delta T_{CI}$ (°C)	$\Delta T_{TI}$ (°C)	$\Delta T_{RCC}$ (°C)	$\Delta T_{RCT}$ (°C)
C35cv0	52,717	32,753	33,3	20,7
C35cv15			37,0	23,0
C35cv30			42,6	26,5
C45cv0			41,7	25,9
C45cv15			44,3	27,5
C45cv30			48,6	30,2

Os concretos foram curados por 28 dias. No entanto, os dados do ensaio de calorimetria foram obtidos por Junckes (2015) somente para os primeiros três dias de cada concreto, que corresponde a parte de elevação de temperatura. Já na parte de resfriamento que faz parte dos demais dias da cura, utilizou-se os dados da instrumentação do bloco de coroamento do empreendimento *Infinity Coast*. O decréscimo de temperatura do regime RCC foi executado à mesma taxa da região do centro do bloco, respeitando a perda lenta de calor no tempo. Já na curva RCT utilizou-se como base a curva da região superficial do bloco, com decréscimos de temperatura mais expressivos.

A figura 25 mostra as posições que representam os regimes de cura com elevação de temperatura que foram executados.

Figura 25 - Posição que representam os regimes RCC e RCT nos maciços de concreto

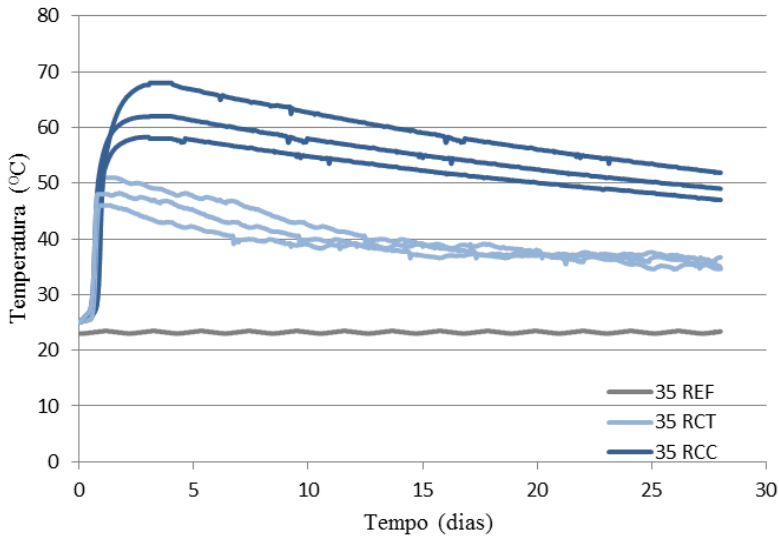


Fonte: Autora

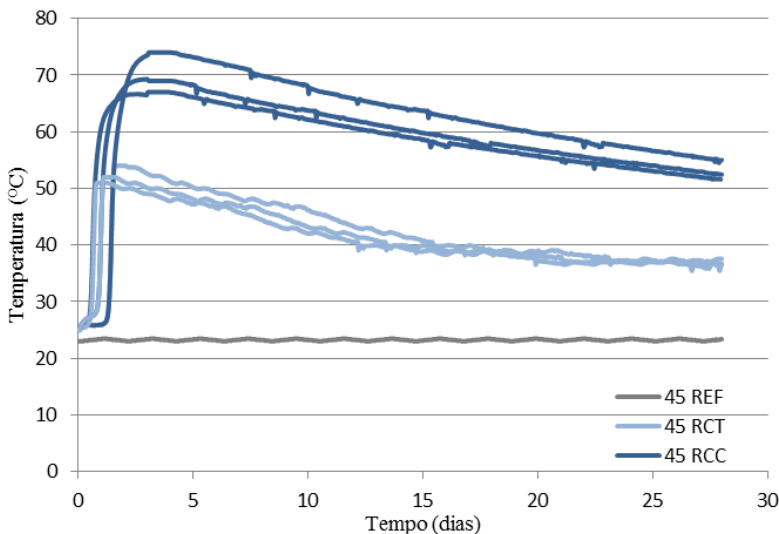
As curvas individuais de cada concreto para os diferentes teores de cinza volante utilizados estão no apêndice 1. As figuras 26a e 26b mostram uma síntese dos regimes de cura executados nos concretos C35 e C45, respectivamente.

Figura 26 - Regimes de cura REF, RCC e RCT dos concretos

(a) C35



(b) C45



Fonte: Autora

#### ▪ Equipamento

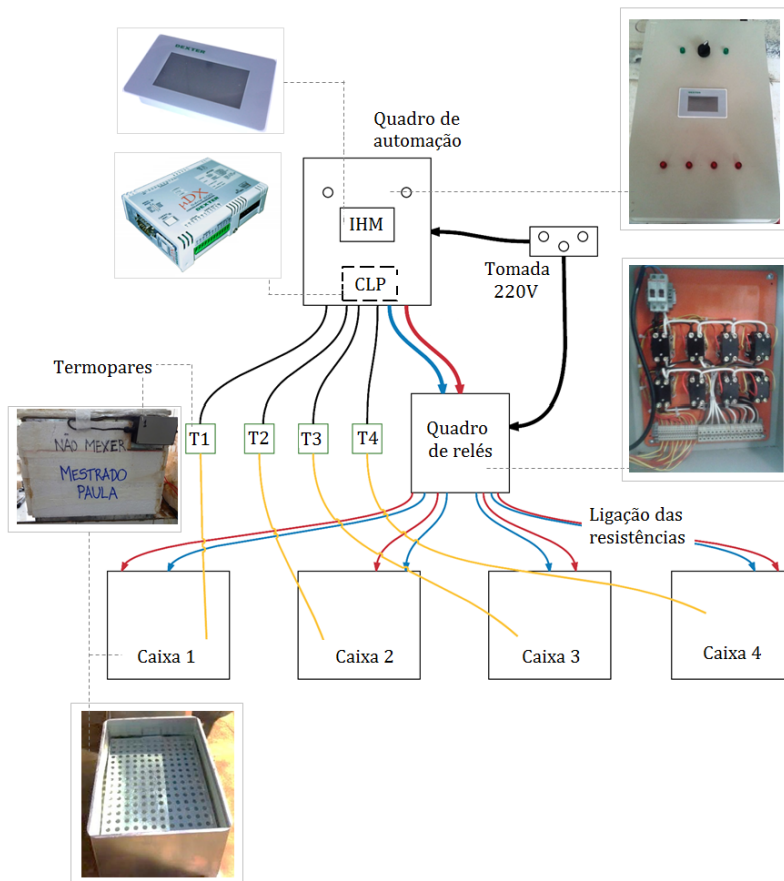
Os regimes de elevação de temperatura foram realizados através de um banho térmico desenvolvido junto ao GTec/UFSC. Trata-se de um sistema capaz de controlar a temperatura em função do tempo, conforme programação prévia. O equipamento é composto por quatro tanques metálicos (preenchidos com água) e por um sistema elétrico com automação que governa o aquecimento desta água (figura 27).

Cada tanque metálico tem dimensões 50x70x35cm, totalizando um volume de 122,5 litros. Suas paredes são revestidas externamente com poliestireno expandido para fins de isolamento. Nos tanques, existe uma grelha metálica interna que posiciona os corpos de prova, de tal forma que são envolvidos por água em todos os lados. No interior de cada tanque, há duas resistências elétricas com potência de 5200 Watts cada, ligadas em série. Estas resistências são responsáveis pelo aquecimento da água, tendo um par reserva instalado no mesmo local para caso o par principal falhar. A temperatura da água de cada tanque é medida individualmente por um sensor de temperatura instalado na parte central de cada caixa.

O sistema de automação, por sua vez, é composto basicamente por uma IHM e um CLP. A IHM (interação homem/máquina) é um elemento touch screen através do qual são inseridos os dados das programações das elevações de temperatura; enquanto o CLP (controlador lógico programável) é a inteligência do sistema. Ele recebe os dados inseridos e estabelece a temperatura-alvo para cada minuto do ciclo, a qual é chamada de *setpoint*. Logo, de um em um minuto, ele faz a comparação entre a temperatura medida naquele instante e o *setpoint*. Quando necessário elevar a temperatura da água, ele aciona um quadro de relés que liga as resistências determinadas. Caso contrário, o sistema aguarda até o próximo minuto, no qual todo o procedimento se repete. O CLP governa o aquecimento da água de cada tanque de forma individual, o que permitiu inserir programações distintas para cada caixa, sendo executadas em paralelo diferentes elevações de temperatura.

Depois de atingir a temperatura máxima, o sistema passa a resfriar-se conforme curva particular de cada concreto. O resfriamento ocorre através da troca de calor da água com o meio, com a consequente redução natural de temperatura. De qualquer modo, o sistema permanece fazendo a comparação da temperatura medida com o *setpoint* a cada minuto e quando a temperatura é 0,5°C inferior a desejada, o sistema aciona as resistências para garantir o resfriamento conforme programado.

Figura 27 - Equipamento utilizado nos regimes de elevação de temperatura dos concretos e das pastas de cimento



Fonte: Autora

Para inserir os dados no sistema, dividiu-se cada regime em pequenas retas com temperatura em função do tempo. As temperaturas são sequenciais (acumulativas, em  $^{\circ}\text{C}$ ), enquanto os períodos determinam o tempo (em horas) que o conjunto tem para chegar à temperatura pré-determinada, conforme exemplo apresentado na tabela 19.

Tabela 19 - Exemplo de programação utilizada na elevação de temperatura dos concretos e das pastas de cimento

Ciclo	Temperatura a ser atingida (°C)	Período para atingir a temperatura (h)
1	21	2
2	23	2
3	25	1
4	27	1
5	32	1
6	37	1
7	41	1
n	T	t

Durante o processo de elevação de temperatura dos concretos, foi realizada a instrumentação dos ensaios por meio do aquisitor de dados Datalogger Agilent 34970A, ligado a termopares tipo K. Os termopares foram instalados no interior dos tanques metálicos e ficavam submersos na água para registrar a temperatura em diversos pontos, permitindo controlar a uniformidade da temperatura da água. O registro dos valores de temperatura foi realizado a cada 15 minutos. Durante todos os ciclos, verificou-se as curvas executadas para saber se estavam em conformidade com as curvas pré-estabelecidas.

Além disso, foi feito também um monitoramento remoto do sistema através do *software TeamViewer*, que ajudou principalmente a detectar os erros apresentados pelo equipamento em seu período de homologação, sobretudo nos momentos em que não se tinha acesso ao laboratório LMCC/UFSC. O *software* estabeleceu conexão com o computador ligado ao quadro de automação e forneceu os dados reais das curvas em cada instante.

#### 3.2.1.4 Resistência à compressão e módulo estático de elasticidade à compressão

Com o objetivo de verificar os efeitos da elevação de temperatura nas propriedades do concreto no estado endurecido, foram realizados os ensaios de resistência à compressão axial e módulo estático de elasticidade à compressão nos corpos de prova de concreto, aos 28 dias de idade.

A determinação da resistência à compressão dos concretos seguiu os procedimentos da norma NBR 5739/2007. De cada concreto foi determinada a resistência à compressão de cinco corpos de prova, sendo três submetidos ao regime de cura de referência e dois submetidos ao regime de cura com elevação de temperatura.

Na determinação do módulo de elasticidade, como não foi possível instrumentar os corpos de prova até sua ruptura, a custo de danificar os relógios comparadores, optou-se pela execução do procedimento abaixo, já consolidado nos estudos do grupo GTec/UFSC:

a) rompeu-se, primeiramente, um corpo de prova para estimar a resistência à compressão dos demais;

b) padronizou-se um limite de carga para instrumentar os corpos de prova de 50% da carga de ruptura do primeiro corpo de prova ensaiado da série de três, no caso dos concretos de referência, e da série de dois, no caso dos concretos curados termicamente;

c) aplicou-se níveis de carregamento até atingir o valor estabelecido no item b, sendo as deformações para cada nível medidas através de dois relógios comparadores, presos a anéis fixados no corpo de prova (Figura 28);

d) Atingido o carregamento máximo, descarregou-se o elemento, desmontou-se o aparato e os corpos de prova foram direcionados ao ensaio de resistência à compressão. Para cada concreto, foi determinado o módulo estático de elasticidade à compressão de três corpos de prova, sendo dois de referência e um submetido ao regime de elevação de temperatura.

Em ambos os ensaios, foi utilizada prensa da marca Shimadzu modelo UH-A, pertencente ao LMCC/UFSC. Os relógios comparadores utilizados no módulo de elasticidade são da marca Mitutoyo, modelo ID-C112B.

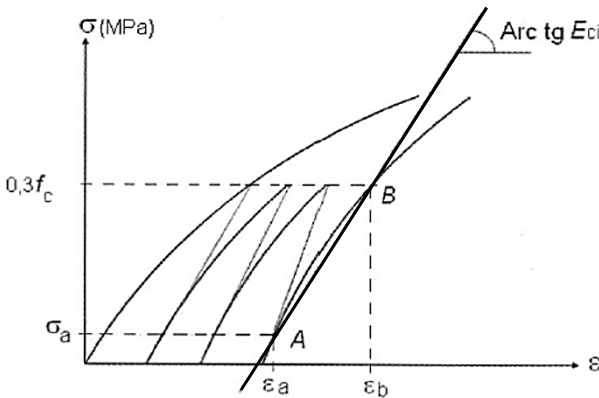
Figura 28 - Ensaio para determinação do módulo estático de elasticidade à compressão dos concretos



Fonte: Autora

De posse dos resultados, foram calculados os módulos de elasticidade tangente inicial dos concretos, que segundo HELENE (2002) corresponde ao módulo de elasticidade cordal entre 0,5MPa e 0,3fc (figura 29), sendo fc a resistência à compressão simples.

Figura 29 - Representação do módulo de elasticidade tangente inicial (Eci)



Fonte: NBR 8522 (2008).



### 3.2.2 Etapa 2 – Estudo em pastas de cimento Portland e cinza volante

#### 3.2.2.1 Produção e cura das pastas

As pastas de cimento Portland foram produzidas com as mesmas relações a/ce dos concretos C35 e C45, as quais são identificadas como P35 e P45, respectivamente. Assim como os concretos, as pastas foram produzidas com os teores de cinzas volantes de 0% (cv0), 15% (cv15) e 30% (cv30).

Para garantir que todas as pastas possuíssem consistência semelhante, adotou-se como parâmetro o valor de  $10,0 \pm 2,0$  cm de abertura média de espalhamento pelo mini-slump. Com o mesmo traço dos concretos, as pastas P35 apresentaram valores superiores e, por isso, foram corrigidas com a adição de areia natural seca. As quantidades de cada material utilizado na produção das pastas estão apresentadas na tabela 20. A preparação das pastas foi realizada em laboratório cuja temperatura ambiente, infelizmente, não estava controlada devido a problemas técnicos do LMCC/UFSC.

Tabela 20 - Proporção dos materiais das pastas de cimento Portland

Pasta	Relação a/ce	Água (g)	Cimento (g)	Cinza (g)	Areia adicionada (g)
35cv0	0,65	32,3	50,00	0,00	63,94
35cv15	0,54	28,2	43,95	6,05	47,02
35cv30	0,49	26,3	37,58	12,42	33,80
45cv0	0,49	24,6	50,00	0,00	0,00
45cv15	0,45	23,1	44,03	5,97	0,00
45cv30	0,40	21,4	37,62	12,38	0,00

Cada pasta foi produzida no mesmo dia do respectivo concreto, dando origem a dois corpos de prova, moldados com auxílio de recipientes de PVC (figura 30) com 3cm diâmetro e 1cm de altura. Dos dois corpos de prova de cada pasta, um foi submetido à elevação de temperatura juntamente com o concreto, enquanto o outro foi mantido à temperatura ambiente, hermeticamente fechado, evitando que houvesse troca de umidade com o ambiente.

Figura 30 - Moldes de PVC para pastas de cimento



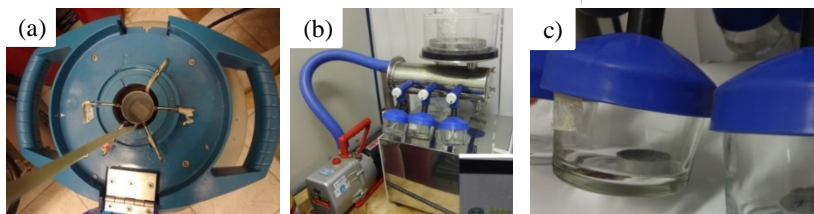
Fonte: Autora

### 3.2.2.2 Preparação das amostras para ensaio termogravimétrico

Ao completar 28 dias, as amostras de cada pasta foram desmoldadas e o processo de hidratação foi interrompido, pois como se tratava de um número elevado de exemplares, não seria possível realizar todas as análises na idade correta. A técnica consistiu basicamente em introduzir as amostras no nitrogênio líquido (figura 31a), com temperatura em torno de  $-180^{\circ}\text{C}$ , congelando-as, onde permaneceram até ocorrer o processo de liofilização.

A etapa de liofilização teve duração de 72h e teve por objetivo retirar a água livre, adsorvida e a parte da água interlamelar, congeladas na estrutura da pasta. A retirada da água ocorreu através do processo de sublimação, preservando a matriz cimentícia. O equipamento utilizado foi um liofilizador de bancada marca Terroni, série Enterprise (figuras 31b e 31c).

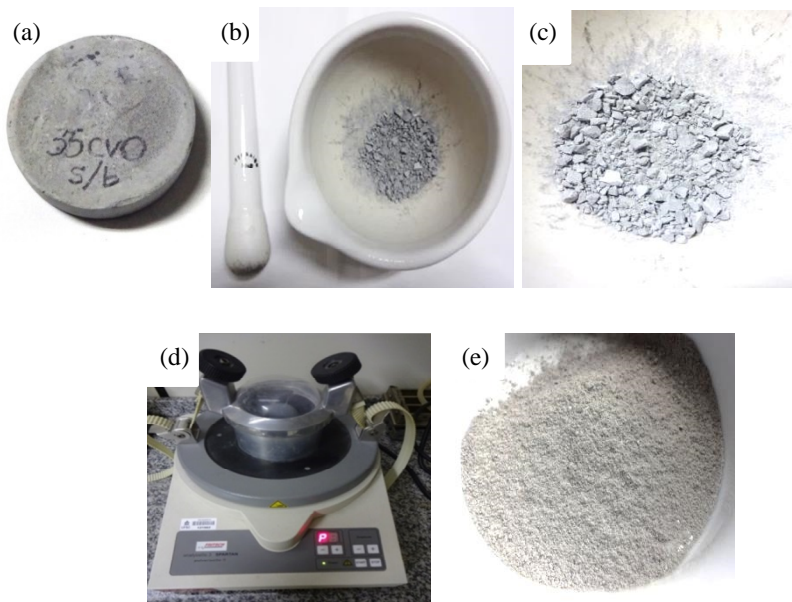
Figura 31 - Interrupção do processo de hidratação das pastas de cimento (a) Tanque de nitrogênio líquido; (b) Liofilizador de Bancada; (c) Pasta de cimento no frasco tipo penicilina.



Fonte: Autora

A fase seguinte tratou de preparar as amostras para o ensaio termogravimétrico. Para tanto, com auxílio de um cadinho, moeu-se manualmente cada pasta e depois realizou-se o processo de moagem em moinho de bolas por 40 minutos (ou até atingir granulometria constante). O procedimento de moagem pode ser visualizado através das figuras 32a a 32e, apresentadas em ordem cronológica.

Figura 32 - Moagem das pastas de cimento: (a) Amostra; (b) Moagem manual com cadinho; (c) amostra moída (parcial); (d) moinho de bolas; (e) amostra moída



Fonte: Autora

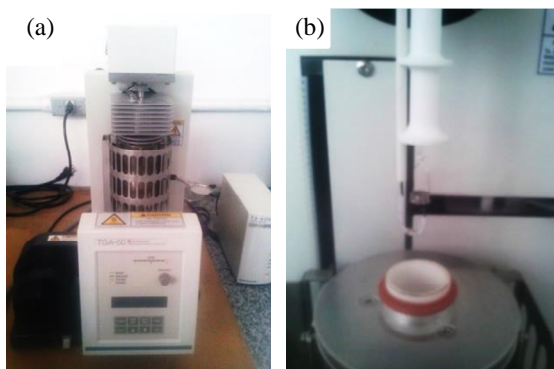
Posteriormente, as amostras foram armazenadas individualmente em eppendorfs, os quais permaneceram em dessecador com sílica até a realização do ensaio de termogravimetria.

### 3.2.2.3 Ensaio de termogravimetria

Todas as pastas de cimento P35 e P45 foram submetidas ao ensaio de termogravimetria. O equipamento utilizado para as análises termogravimétricas foi um analisador térmico simultâneo DTG-50, da marca *Shimadzu*, conforme figuras 33a e 33b, pertencente ao

LACER/UFSC. O ensaio foi realizado em uma taxa de aquecimento de  $10^{\circ}\text{C min}^{-1}$  até atingir a temperatura de  $900^{\circ}\text{C}$ . A atmosfera de teste utilizada foi nitrogênio, com uma vazão de  $40\text{ mL/min}$ . No tratamento e análise dos resultados foi utilizado o *software* TA-60WS.

Figura 33 - Ensaio de termogravimetria das pastas de cimento (a) Analisador térmico DTG-50; (b) Termobalança DTG-50.



Fonte: Autora

### 3.2.3 Etapa 3 – Método de Chapelle Modificado

O método de Chapelle Modificado foi realizado para determinar a atividade pozolânica da cinza volante. Foi realizado de acordo com a normatização brasileira em vigor (NBR 15895/2010) e o procedimento foi dividido em etapas, a saber:

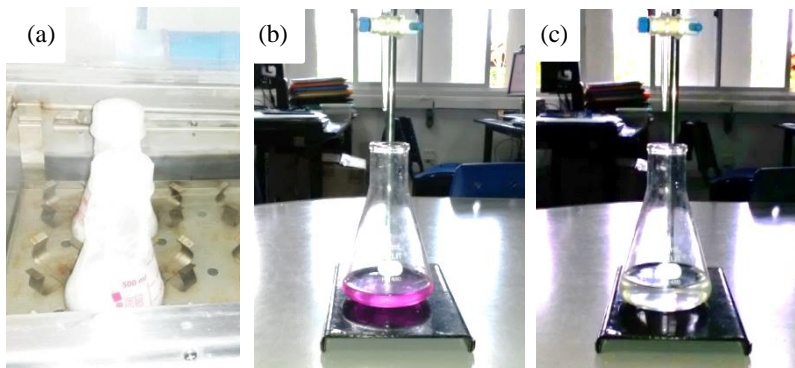
- a) Preparou-se as soluções em erlenmeyers de PVC na proporção 250ml de água destilada e 2g de CaO puro<sup>6</sup> para a amostra de referência (chamada de branco) e nas outras duas amostras adicionou-se, ainda, 1g de cinza volante;
- b) Submeteram-se as amostras ao banho-maria (figura 34a) com agitação mecânica na temperatura de  $90^{\circ}\text{C}$ , por um período de 16h. Foi utilizado o banho-maria da marca Nova Ética, tipo Movimento Recíproco *Dubnoff* e modelo 304/D.

---

<sup>6</sup> Obtido a partir da calcinação a  $900^{\circ}\text{C}$  de  $\text{CaCO}_3$ , durante 2h.

- c) Arrefeceram-se as amostras em água corrente até temperatura ambiente e após foi acrescentada solução de sacarose<sup>7</sup>, seguindo com agitação manual por 15 minutos.
- d) Realizou-se a filtragem da solução resultante, denominada titulada, adicionou-se Fenolftaleína<sup>8</sup> como indicador e realizou-se a titulação (figuras 34b e 34c) com o HCl 0,1M.

Figura 34 - Ensaio Chapelle Modificado: (a) Erlenmeyers PVC no banho-maria; (b) Solução antes da titulação (cor rosa); (c) Solução após viragem na titulação (incolor).



O índice de atividade pozolânica Chapelle, em mg de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  por grama (g) de material, foi calculada por meio da equação 16.

$$i_{\text{Ca}(\text{OH})_2} = \frac{28 \times (V_3 - V_2) F_c}{m_2} \cdot 1,32 \quad (16)$$

Onde:

$i_{\text{Ca}(\text{OH})_2}$ : índice de atividade pozolânica Chapelle

$m_2$ : massa de material pozolânico (g);

$V_2$ : volume de HCl 0,1M consumido no ensaio com amostra (ml);

$V_3$ : volume de HCl 0,1M consumido no ensaio em branco (ml);

$F_c$ : fator de correção do HCl para uma concentração de 0,1M;

1,32: relação molecular  $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{CaO}$ .

### 3.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA

<sup>7</sup> 60g de sacarose dissolvidas em 250ml de água destilada.

<sup>8</sup> 0,1g de Fenolftaleína para 100ml de álcool etílico.

Para analisar os resultados, procedeu-se análise estatística entre os parâmetros independentes (% cinza volante, tipos de cura e classe de resistência) e os valores obtidos de resistência à compressão dos concretos. Foi utilizado um modelo de experimentos fatoriais para análise de variância (ANOVA), que permitiu, através de testes de hipóteses, verificar a influência de cada parâmetro nos resultados, indicando a existência ou não de relações entre as variáveis.

Para a realização das análises de variância foram elaboradas tabelas, nas quais constam os seguintes parâmetros:

- Somas quadráticas (SQ): soma dos quadrados dos resíduos das médias de cada grupo em relação à média total;
- Graus de liberdade (GDL): número de variações menos 1
- Médias quadráticas (MQ): razão entre SQ e GDL
- F calculado: razão entre MQ do fator e MQ do resíduo
- F tabelado: valor da função de Distribuição F com percentis 95%;

Quando  $F_{\text{calculado}}$  assumiu um valor maior que  $F_{\text{tabelado}}$  foi possível afirmar que a variável em questão exercia influência significativa sobre a grandeza analisada, para uma confiabilidade de  $100(1 - \alpha)$ , onde  $\alpha$  representa o nível de significância. Na realização deste estudo foi adotada uma significância de 0,05, de modo que os resultados das análises apresentam uma confiabilidade de 95%.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de laboratório executados no programa experimental, onde foram estudados pastas e concretos com cimento Portland e cinza volante, sob regimes de cura distintos entre si.

Os resultados estão divididos conforme o tipo de ensaio e de estudo. Para facilitar a organização da pesquisa e o entendimento do leitor, foram utilizadas as seguintes nomenclaturas: C - concreto, P - pasta, cv0|cv15|cv30 - % de cinza volante na mistura de 0%|15%|30%, 35|45 - resistência característica à compressão do concreto de 35MPa|45MPa, REF - regime cura úmida à  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ , RCT - regime de cura do topo e RCC - regime de cura do centro.

### 4.1 CURVA DE DOSAGEM

Em um estudo experimental, determinou-se o teor de argamassa ideal e, na sequência, o adotado ( $\alpha_{\text{adotado}}$ ) que equivale a 53%. Em seguida, foram definidos os traços auxiliares para obtenção das curvas de dosagem.

Neste trabalho, foi feita uma curva de dosagem individual para cada teor de substituição de cimento Portland por cinza volante, que são cv0, cv15 e cv30. Na dosagem, os parâmetros foram determinados em função do consumo equivalente de cimento (CE). Este valor foi posteriormente desdobrado em consumo real de cimento Portland e consumo de cinza volante, conforme equações 17 e 18.

$$CI = \left(1 - \frac{CV}{100}\right) \cdot CE \quad (17)$$

$$CV = CE \cdot \%cv \cdot \frac{\rho_{CV}}{\rho_c} \quad (18)$$

Onde:

CE: consumo equivalente de cimento Portland por  $\text{m}^3$  de concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

CI: consumo real de cimento Portland por  $\text{m}^3$  de concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

CV: consumo de cinza volante por  $\text{m}^3$  de concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

%cv: percentual de substituição de cimento Portland por cinza volante;

$\rho_c$ : massa específica do cimento Portland ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ) – adotado 3,10 de acordo com a literatura;

$\rho_{cv}$ : massa específica da cinza volante ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ) – adotado 2,38 de acordo com a literatura.

Os parâmetros definidos no processo de dosagem dos concretos estão apresentados na tabela 21, já com os traços desdobrados nos consumos reais de cimento e cinza volante.

Tabela 21 - Dosagem dos concretos: parâmetros obtidos com os traços auxiliares

Parâmetros	Cinza volante (%)								
	cv0			cv15			cv30		
m (kg/kg)	3,5	5,0	6,5	3,5	5,0	6,5	3,5	5,0	6,5
a/c (kg/kg)	0,37	0,47	0,58	0,37	0,48	0,61	0,37	0,49	0,62
$f_{cj}$ (MPa) 28 dias	61,8	52,2	46,0	61,0	48,4	35,8	54,7	42,2	30,1
$\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	2420	2382	2398	2430	2393	2402	2334	2369	2365
CE ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	497,0	368,1	296,8	498,9	369,4	296,2	479,2	365,0	291,3
CR ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	497,0	368,1	296,8	424,1	314,0	251,8	335,4	255,5	203,9
CV ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	-	-	-	57,5	42,5	34,1	110,4	84,1	67,1

Legenda: m= relação massa seca dos agregados/cimento equivalente; a/c=relação água/cimento equivalente;  $f_{cj}$  = resistência à compressão do concreto aos 28 dias;  $\rho$  = massa específica do concreto; CE= consumo equivalente de cimento; CR= consumo real de cimento; e CV= consumo de cinza volante.

No processo de dosagem, através do método dos mínimos quadrados, foram determinados os coeficientes k1, k2, k3, k4, k5 e k6 (tabela 22). Nas figuras 35a a 35c são apresentadas as curvas de dosagem para os percentuais de cinza volante cv0, cv15 e cv30, nesta ordem.

Tabela 22 - Coeficientes das curvas de dosagem

Coeficientes	Cinza volante (%)		
	cv0	cv15	cv30
k1	102,91	139,15	133,65
k2	4,07	9,19	10,91



k3	-1,76	-1,07	-0,92
k4	14,27	12,47	11,99
k5	0,44	0,41	0,51
k6	0,45	0,46	0,45

Figura 35 - Curva de dosagem dos concretos  
(a) Concretos cv0

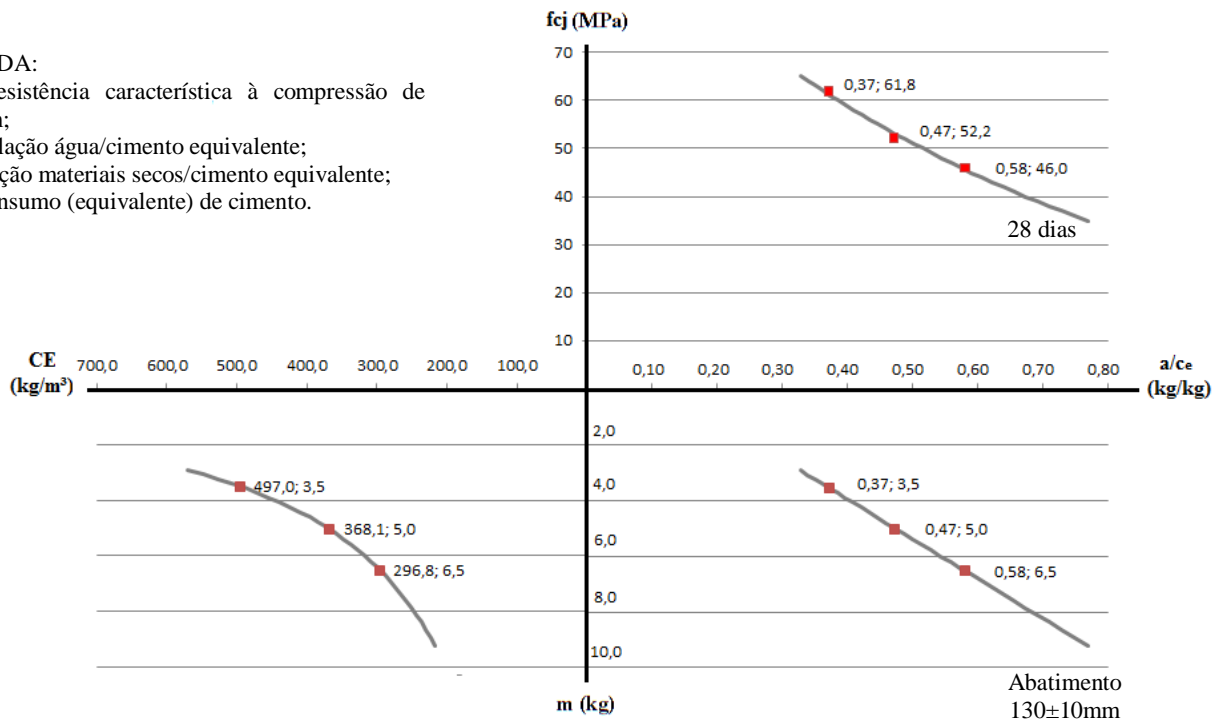
LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento.



(b) Concretos cv15

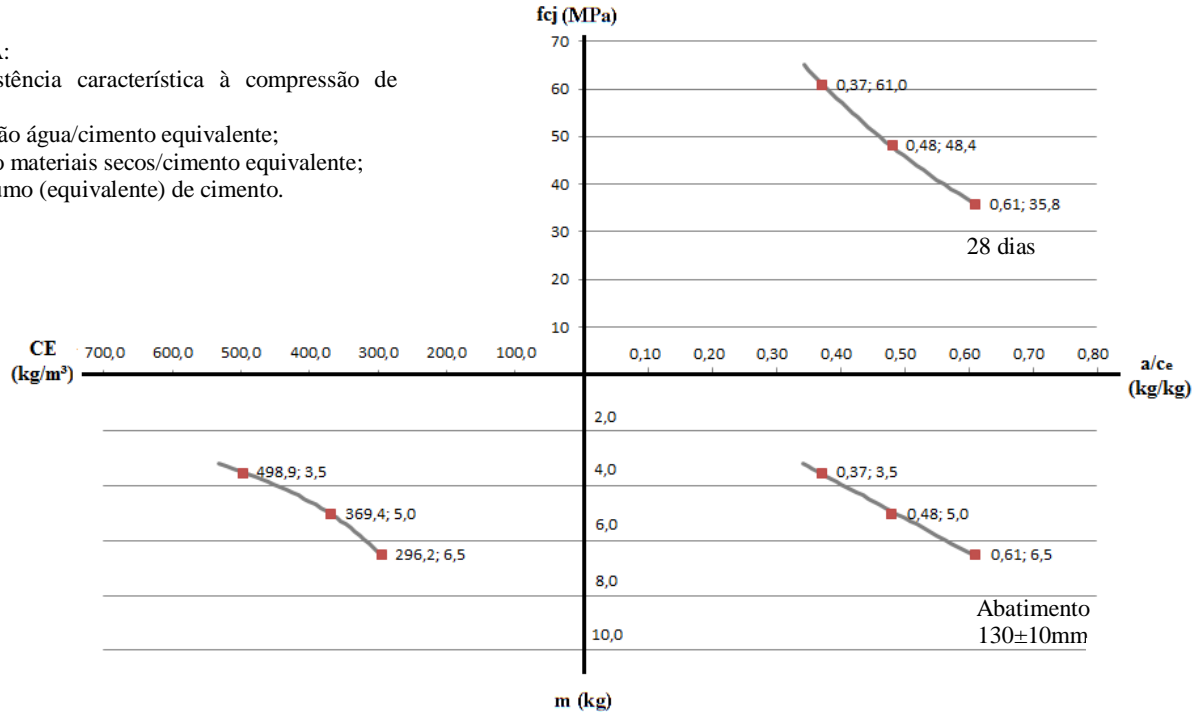
LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento.



## (c) Concretos cv30

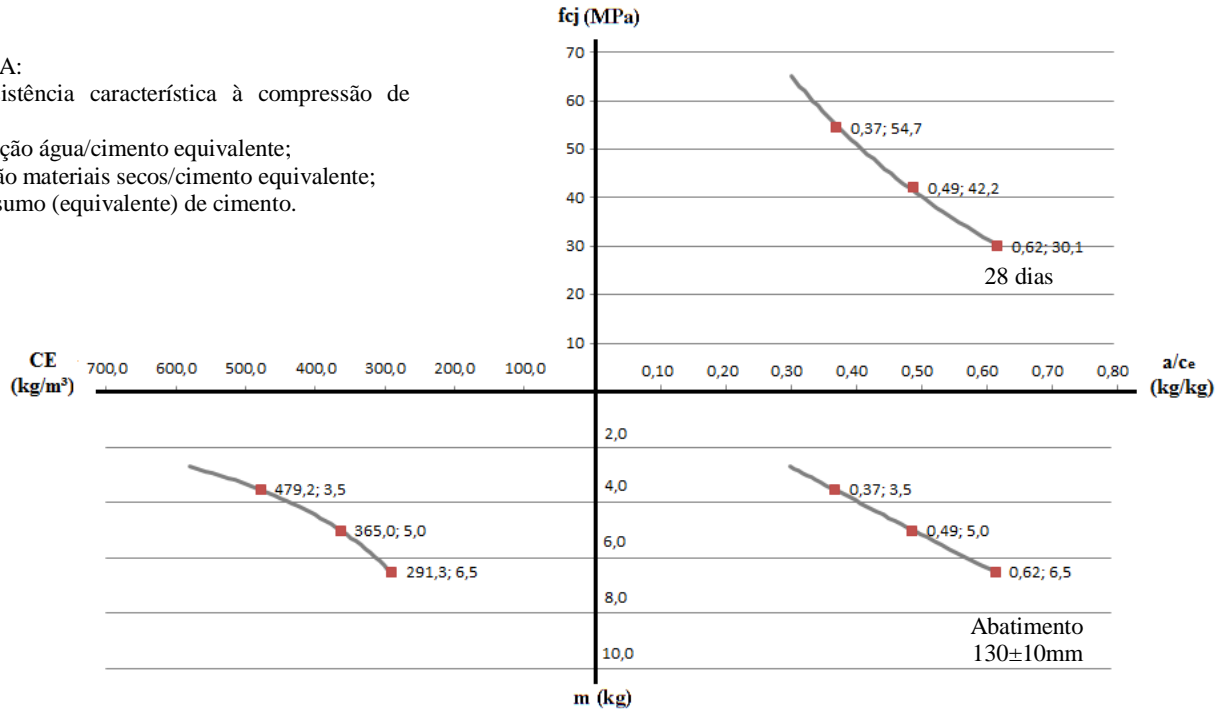
## LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento.



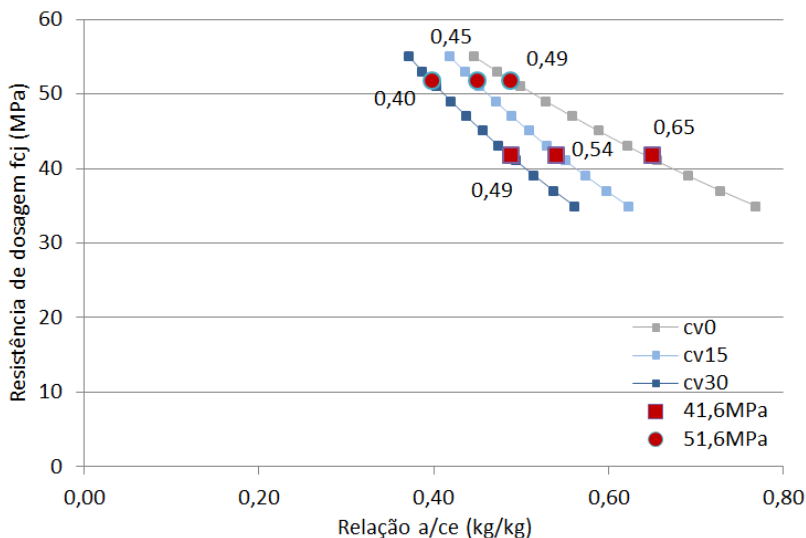
Fonte: Autora.

Como é possível observar na tabela 23, os coeficientes de correlação linear das curvas de dosagem estão muito próximos a 1,0, o que representa uma forte correlação entre as variáveis.

Tabela 23 - Coeficientes de correlação linear (r) das curvas de dosagem dos concretos

	<b>Cinza volante (%)</b>		
	<b>cv0</b>	<b>cv15</b>	<b>cv30</b>
Lei de Abrams	0,9940	0,9997	0,9986
Lei de Lyse	0,9996	0,9988	0,9997
Lei de Prizskulnik & Kirilos	0,9998	0,9999	0,9999

A adição mineral, quando utilizada como substituição parcial do cimento Portland, costuma ter um efeito retardador sobre a resistência do concreto nas primeiras idades, consequência da diluição do cimento. Por isso, a resistência à compressão pode ser significativamente afetada aos 28 dias, ou seja, obtém-se resistência menor devido a utilização de cinza volante. Foi possível observar quantitativamente este comportamento através da figura 36, onde estão apresentadas as curvas da resistência característica de dosagem ( $f_{ck}$ ) em função da relação água/cimento equivalente ( $a/c_e$ ). Nota-se que, mantendo fixa a classe de resistência do concreto, ao incrementar cinza volante, fica evidente a redução da relação  $a/c_e$  para se obter a mesma resistência do concreto sem adição. Verifica-se, também, que existe uma relação direta entre os parâmetros, ou seja, quanto maior o percentual de cinza volante, menor a relação  $a/c_e$ , para concretos de mesma classe de resistência. Constata-se, ainda, que esta redução da relação  $a/c_e$  é menos expressiva para os concretos de maior resistência, os quais possuem consumos de cimento mais elevados, não sendo tão expressiva a substituição parcial deste por cinza volante, haja vista que os consumos reais (CR) ainda permanecem bastante elevados (tabela 24).

Figura 36 - Curvas de dosagem sobrepostas  $f_{cj} \times a/c$ 

Fonte: Autora.

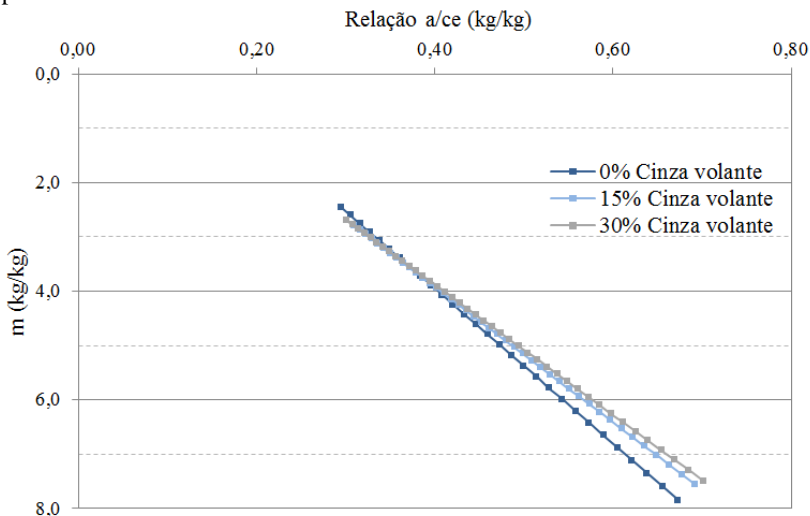
Tabela 24 - Consumos de materiais cimentícios e relações  $a/c$  dos concretos C35 e C45

$f_{cj}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	Concreto	$a/c$ (kg/kg)	CE (kg/m <sup>3</sup> )	CR (kg/m <sup>3</sup> )	CV (kg/m <sup>3</sup> )
41,6	35	C35cv0	0,65	262,6	262,6	0,0
		C35cv15	0,54	330,5	280,9	38,1
		C35cv30	0,49	366,7	256,7	84,5
51,6	45	C45cv0	0,49	354,9	354,9	0,0
		C45cv15	0,45	404,6	343,9	46,6
		C5cv30	0,4	446,1	312,3	102,7

Já a respeito da trabalhabilidade (figura 37) nota-se os concretos com  $m$  (relação massa seca agregados/cimento equivalente) de até 4,0 em geral não apresentam redução de trabalhabilidade com o incremento do percentual de cinza volante; já nos concretos com  $m=5,0$  ou  $6,0$ , por exemplo, identifica-se uma redução significativa da trabalhabilidade, aumentando a demanda por água nas misturas. Portanto, nota-se que concretos com maiores consumos de cimento equivalente, praticamente não tiveram sua trabalhabilidade afetada em virtude da utilização da

cinza volante. Em contrapartida, os demais concretos apresentaram perda da trabalhabilidade por ocasião do uso da adição mineral.

Figura 37 - Curva de dosagem a/ce x m dos concretos para diferentes percentuais de cinza volante



Fonte: Autora.

## 4.2 CHAPELLE MODIFICADO

O ensaio para determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado pelo método de Chappelle Modificado foi realizado com a cinza volante utilizada neste estudo, em conformidade com as diretrizes da NBR 15895/2010.

A média do índice de atividade pozolânica obtida para a cinza volante em estudo foi de 488,0 mg de  $\text{Ca(OH)}_2$ / g de pozolana.

A norma que prescreve o método não estabelece o valor mínimo que deve ser obtido no ensaio. Contudo, o índice mínimo de 330mg de  $\text{CaO}$ / g de pozolana, proposto por Raverdy em 1980, é utilizado na literatura para classificação do material como ligante, em substituição ao cimento (RÊGO, 2015). Logo, o material apresenta atividade pozolânica considerável quando o consumo de  $\text{Ca(OH)}_2$  é  $\geq$  a 436 mg/g cinza volante. Isto porque, se faz necessário corrigir para a massa de hidróxido de cálcio, uma vez que é nessa base de medida que foram obtidos os resultados. Para tanto, faz-se a correção das massas moleculares, ou seja,

sendo a massa molecular do Hidróxido de Cálcio de 74,093 g/mol e a do Óxido de Cálcio de 56,077 g/mol, o fator de correção equivale a 1,32.

A título de comparação, para a sílica ativa, que é uma pozolana altamente ativa, esse valor é de 516 mg CaO/g sílica, segundo Fontes (2003). Este valor corrigido resulta em um índice de 681 mg Ca(OH)<sub>2</sub>/g sílica. Já o metacaulim, que neste ensaio pode apresentar-se mais reativo que a sílica ativa, deve apresentar a atividade pozolânica acima de 533 mg CaO/g metacaulim, segundo Nita e John (2007). Corrigido, este valor resulta em um índice de 704 mg Ca(OH)<sub>2</sub>/g metacaulim.

Dessa forma, traçando um paralelo com outros materiais pozolânicos, verifica-se que o consumo mínimo necessário de Ca(OH)<sub>2</sub> de 436 mg/g pozolana para cinza volante é um valor coerente. Portanto, a cinza volante avaliada é caracterizada como material pozolânico.

### 4.3 PASTAS DE CIMENTO - TERMOGRAVIMETRIA

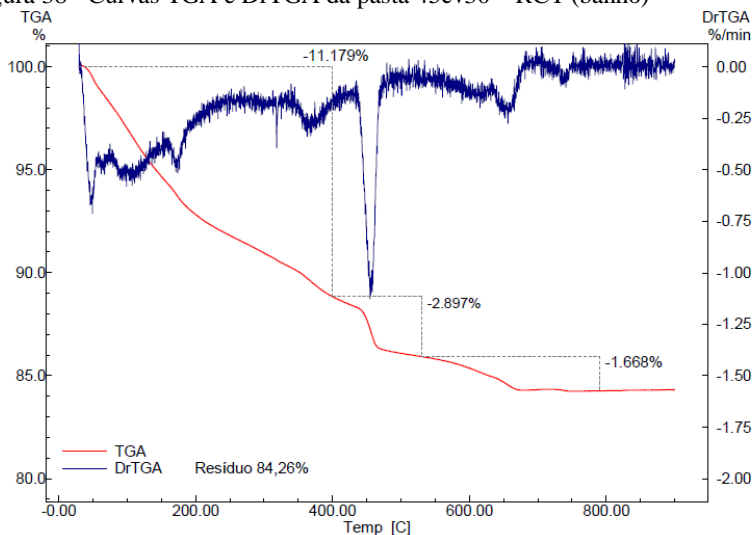
A influência das elevações de temperatura nas reações de hidratação do cimento Portland e nas reações pozolânicas foi observada através do ensaio de termogravimetria, realizado em pastas produzidas com as mesmas relações a/c e dos concretos de referência. Todas as pastas foram ensaiadas aos 28 dias.

As curvas termogravimétricas (TGA) e termogravimétricas derivadas (DrTGA) das pastas estão no apêndice 2. Para facilitar o entendimento a respeito das explanações realizadas a seguir, apresenta-se na figura 38 as curvas TGA e DrTGA da pasta P45cv30 submetida ao regime de cura do topo (RCT).

Para todas as pastas, observaram-se três transições de perda de massa na curva TGA. A primeira transição ocorreu na faixa de 20 a 400°C, sendo atribuída à evaporação da água livre até 105°C e à decomposição dos hidratos (C-S-H, aluminatos, entre outros) de 105 a 400°C; a segunda de 400 a 530°C é devido ao desprendimento da água do hidróxido de cálcio, resultando em sua desintegração; e, por fim, de 530 a 790°C ocorre a volatilização do anidro carbônico do carbonato de cálcio.



Figura 38 - Curvas TGA e DrTGA da pasta 45cv30 – RCT (banho)



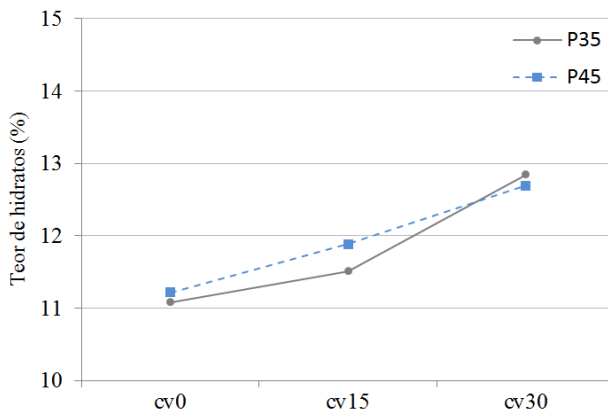
Para a correta análise da perda de massa associada aos hidratos formados e ao teor de hidróxido de cálcio, foi necessário corrigir os valores obtidos nas análises termogravimétricas, conforme cálculos apresentados no apêndice 3. Os resultados corrigidos são apresentados na tabela 25, na “ref” é a abreviação de referência (pasta que sofreu cura a  $23\pm 2^\circ\text{C}$ ) e “b” refere-se a banho (pasta que sofreu a cura com elevação de temperatura)

Tabela 25 - Perda de massa em função da massa total de cimento Portland

Cura	Pasta	Tipo	Perda de massa (%)	
			Água quimicamente combinada	Ca(OH) <sub>2</sub>
Regime cura do topo (RCT)	35cv0	ref	11,61	22,31
		b	11,81	22,36
	35cv15	ref	11,84	20,07
		b	12,41	18,16
	35cv30	ref	13,11	23,00
		b	14,20	22,74
	45cv0	ref	10,78	21,78
		b	11,09	21,62
	45cv15	ref	11,57	23,34
		b	11,71	20,85
	45cv30	ref	12,07	23,06
		b	12,90	21,85
Regime cura do centro (RCC)	35cv0	ref	10,19	20,54
		b	10,73	20,70
	35cv15	ref	10,40	17,17
		b	11,38	16,68
	35cv30	ref	11,19	20,92
		b	12,90	17,73
	45cv0	ref	11,07	22,26
		b	11,94	22,89
	45cv15	ref	11,96	22,41
		b	12,30	20,98
	45cv30	ref	12,45	23,70
		b	13,36	20,19

Analisando os resultados, verifica-se que, independente do processo de cura, quanto maior o percentual de cinza volante na mistura, maior o teor de água quimicamente combinada, ou seja, maior o teor de hidratos. Este comportamento pode ser melhor visualizado através da figura 39, a qual apresenta os teores médios de hidratos das pastas. Constata-se, portanto, que as pastas com cinza volante (cv15 e cv30) apresentaram maior grau de hidratação que aquelas sem a adição mineral (cv0), aos 28 dias, haja vista que o grau de hidratação está relacionado ao teor de hidratos.

Figura 39 - Teor médio de água quimicamente combinada das pastas de cimento, aos 28 dias

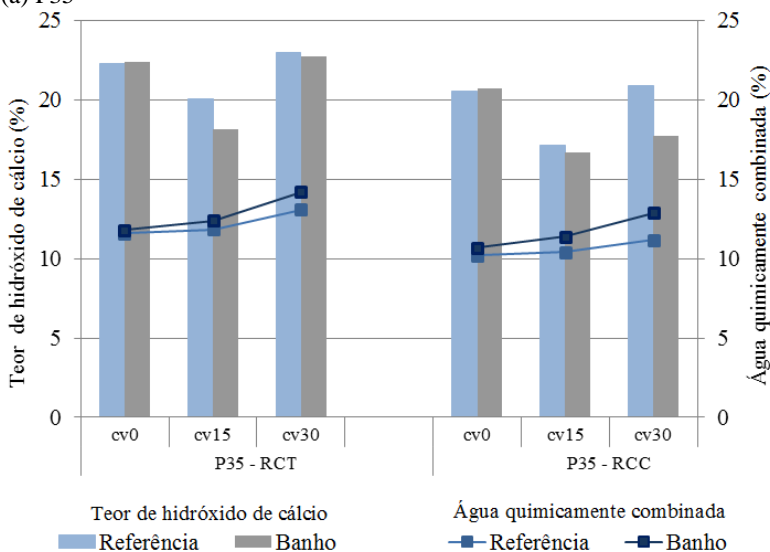


Fonte: Autora.

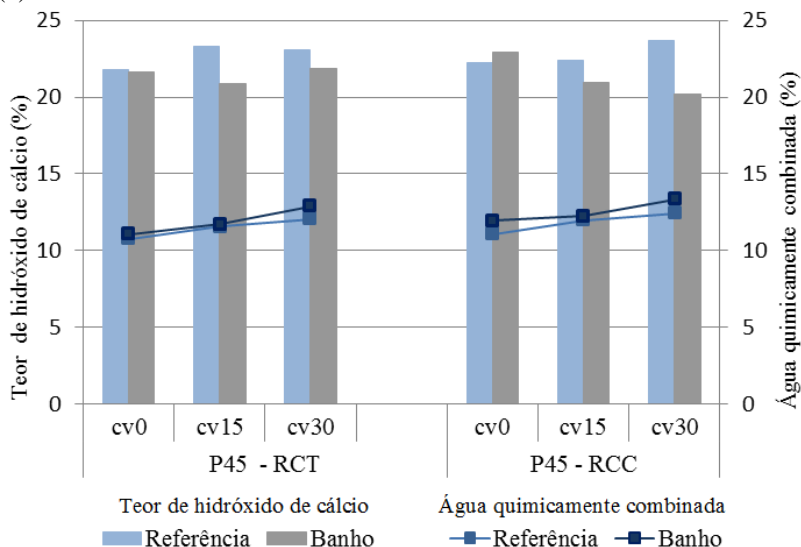
Os teores de hidróxido de cálcio e de hidratos das pastas P35 e P45 podem ser visualizados na forma gráfica por meio das figuras 40a e 40b, nesta ordem.

Figura 40 - Teores de hidróxido de cálcio e água combinada das pastas de cimento, aos 28 dias

(a) P35



(b) P45



Fonte: Autora.

Ao fazer uma comparação entre os resultados apresentados pelas pastas curadas termicamente e pelas pastas de referência, verifica-se que as pastas submetidas aos regimes de cura com elevação de temperatura apresentam maiores teores de água quimicamente combinada. Sabe-se que a água quimicamente combinada em misturas cimentícias com cinza volante pode ter três origens: hidratação do cimento, nucleação heterogênea e atividade pozolânica (HOPPE FILHO, 2008).

A respeito da hidratação do cimento, sabe-se que uma temperatura mais alta aumenta a velocidade de hidratação do cimento Portland, ou seja, aumenta a velocidade de dissolução dos constituintes anidros do clínquer. Nestas condições, a formação de hidratos é mais expressiva, refletindo em maior teor de água combinada, aos 28 dias.

Com relação à nucleação heterogênea, trata-se de um processo físico que conduz a uma ativação química, sendo mais pronunciado quando a porcentagem de substituição de cimento é maior (HOPPE FILHO, 2008). Logo, a nucleação independe das condições de cura.

A atividade pozolânica, por sua vez, é realçada com o tratamento térmico. É consenso na literatura que o aumento de temperatura aumenta a velocidade de reação pozolânica da cinza volante, alterando a cinética (KOBAYAKAMA, 2003; MASSAZZA, 2003).

Portanto, é coerente que haja uma elevação no teor de hidratos das pastas curadas termicamente com relação às pastas de referência, pois as reações de hidratação do cimento e a reação pozolânica são aceleradas. É evidente que somente a primeira alternativa existe quando se tratam de misturas apenas com cimento Portland (cv0). Nas demais misturas (cv15 e cv30), é notório que houve contribuição da reação pozolânica no teor de hidratos, visto que houve consumo de hidróxido de cálcio, é típico da reação pozolânica.

Para que se possa observar isoladamente o comportamento genuíno da reação pozolânica, ou seja, sem a influência da cura, traça-se um paralelo entre os resultados das pastas de referência. Nas pastas do grupo P35 (figura 40a), nota-se uma diferença de comportamento das pastas cv15 e cv30 com relação à cv0. Nas pastas cv15, há um aumento no teor de hidratos e uma redução no teor de hidróxido de cálcio. Observa-se, portanto, que a reação pozolânica foi preponderante sobre a nucleação heterogênea, cuja ação depende da quantidade de cinza presente na mistura. Nas pastas cv30, também houve aumento no teor de hidratos, porém a ação preponderante foi da nucleação heterogênea, já que os teores de hidróxido de cálcio se mantiveram muito próximos dos apresentados pelas pastas cv0. Nas pastas de referência do grupo P45 (figura 40b), nota-se que as pastas cv15 e cv30 apresentam comportamentos equivalentes com relação à cv0. Notou-se um aumento do teor de hidratos e aumento do teor de hidróxido de cálcio sobre a pasta sem cinza, o que significa que a nucleação heterogênea prevaleceu nestes dois casos, principalmente porque a reação pozolânica é lenta e, sem influência térmica, é pouco significativa antes dos 28 dias.

A respeito do consumo de hidróxido das pastas submetidas aos regimes térmicos, verifica-se que o grupo cv30 curado no regime RCC apresentou as maiores reduções de hidróxido de cálcio, em torno de 15% com relação às pastas de referência. Em contrapartida, se observarmos os resultados apresentados pelo grupo cv30 curado no regime RCT, nota-se que os teores de hidróxido de cálcio sofreram pequena redução com relação à referência. É evidente que esta diferença entre consumos de hidróxido de cálcio ocorreu porque no regime RCC as temperaturas de cura são mais elevadas (tabela 26), acelerando a reação pozolânica de forma mais eficiente que o regime RCT. Isto vai ao encontro da comprovação feita por Narmluk e Nawa (2011) e por Deschner *et al.* (2013), na qual verificaram que, para temperaturas acima de 50°C, a taxa de reação pozolânica é acrescida e atinge níveis significativos em algumas horas.

Tabela 26 – Temperaturas máximas dos regimes RCC e RCT das pastas do grupo cv30

Pasta	T <sub>máx</sub> (°C)	
	Regime de cura do topo (RCT)	Regime de cura do centro (RCC)
P35cv30	51,0	68,0
P45cv30	54,0	74,0

Em uma análise conjunta de todos os dados, pode-se verificar que nem sempre um aumento do teor de hidratos é reflexo de uma redução, na mesma escala, do teor de hidróxido de cálcio. A pasta de cimento 35cv30 RCT, por exemplo, apresentou aumento significativo no teor de hidratos (8,3%), porém uma pequena redução do teor de portlandita (-1,1%), quando comparados à pasta de referência. Entretanto, uma pequena redução do teor de portlandita não significa necessariamente um pequeno consumo pois, como já mencionado, os hidratos têm diversas origens, sendo a reação pozolânica apenas uma delas.

Por fim, através das análises foi possível afirmar que, conforme previa a literatura, a reação pozolânica (normalmente lenta) e as reações de hidratação do cimento sofrem aceleração quando submetidas a elevadas temperaturas durante o processo de cura. Em termos de pasta, os melhores resultados foram obtidos por meio da cura RCC, no que diz respeito tanto a aumentar o teor de hidratos, que contribui na resistência mecânica do material, quanto a reduzir o teor de hidróxido de cálcio, que auxilia na durabilidade do material.

#### 4.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os valores de resistência à compressão, obtidos no ensaio executado aos 28 dias de cada concreto, são apresentados na tabela 27. Em função da logística de utilização das caixas, não foi possível produzir um concreto e submetê-lo aos três tipos de cura de uma única vez. Por isso, cada concreto foi produzido duas vezes, em uma delas os corpos de prova foram submetidos aos regimes RCT e REF I (cura úmida a  $23\pm 2^\circ\text{C}$ ) e na outra aos regimes RCC e REF II (cura úmida a  $23\pm 2^\circ\text{C}$ ). Para as curas REF I e REF II de cada concreto, foram moldados três corpos de prova, um a mais do que para cada regime de cura com elevação de temperatura, sendo posteriormente descartado o menor valor de resistência obtido entre os três exemplares de referência.

Tabela 27 - Resistência à compressão dos concretos das classes de resistência C35 e C45, aos 28 dias, com diferentes teores de cinza volante e submetidos a diferentes regimes de elevação de temperatura

(a) Cura RCT

Concreto	Resistência à compressão (MPa)		Ganho (MPa)	Ganho (%)
	Ref I	RCT		
C35cv0	31,1	32,9	3,5	11,2
	31,8	37,1		
C35cv15	31,9	35,0	2,7	8,1
	34,7	37,0		
C35cv30	30,6	37,9	6,6	20,6
	33,2	39,0		
C45cv0	37,0	44,1	9,1	24,1
	38,8	49,9		
C45cv15	43,1	52,2	7,3	16,4
	46,7	52,3		
C45cv30	44,9	52,1	6,6	14,4
	47,5	53,6		

(b) Cura RCC

Concreto	Resistência à compressão (MPa)		Ganho (MPa)	Ganho (%)
	Ref II	RCC		
C35cv0	30,1	31,5	1,8	6,0
	30,4	32,6		
C35cv15	36,9	38,6	2,1	5,4
	39,5	42,0		
C35cv30	35,3	39,0	3,9	11,0
	35,4	39,5		
C45cv0	39,7	48,4	8,3	20,8
	40,6	48,6		
C45cv15	42,2	48,2	5,9	13,8
	43,0	48,6		
C45cv30	41,1	46,9	5,9	14,2
	42,2	48,2		

Os resultados de resistência à compressão dos concretos de referência apresentaram-se diferentes do esperado, divergindo da curva de dosagem em alguns pontos. Para a produção dos concretos, o cimento

Portland e a cinza volante foram adquiridos em duas etapas, em função da limitação de espaço físico e de recipientes adequados para armazenar todo o material no LMCC/UFSC. Os materiais utilizados são da mesma origem, porém de lotes diferentes. Na construção das curvas de dosagem, os concretos foram produzidos com o material da primeira remessa, enquanto que o material da segunda foi utilizado na produção dos demais concretos e das pastas de cimento. Este é um dos fatores que provavelmente contribuiu na divergência de alguns valores com relação ao que foi dosado. Ademais, os concretos foram executados em sequência aleatória ao longo de quatro meses, um deles com chuva intensa. O cimento Portland foi armazenado com fechamento hermético. Contudo, sabe-se que com o passar do tempo, o cimento apresenta redução de desempenho, sendo este outro fator que pode ter influenciado nos resultados. Ainda a respeito das divergências, a chuva que ocorreu, certa vez, lavou parte da brita armazenada em tonéis metálicos (não herméticos), levando parcialmente o material pulverulento da mesma. Por isso, considera-se que a moldagem de uma mistura de referência (a 23°C) para cada situação foi fundamental para que os resultados obtidos com as curas com elevação de temperatura pudessem ser comparados.

Para analisar estatisticamente os dados, foi necessário relativizá-los. Neste processo, o banco de dados foi tratado, deixando-o em função dos valores de resistência da REF I de cada concreto, mantendo o percentual de ganho de resistência de cada concreto submetido à cura com elevação de temperatura. Os dados relativizados são apresentados na tabela 28.



Tabela 28 - Resistência à compressão dos concretos C35 e C45 em função de REFI

Concreto	Resistência à compressão (MPa)				
	Ref (I)	RCT	Ganho (%)	RCC	Ganho (%)
C35cv0	31,1	32,9	11,2	32,7	6,0
	31,8	37,1		33,9	
C35cv15	31,9	35,0	8,1	33,7	5,4
	34,7	37,0		36,6	
C35cv30	30,6	37,9	20,6	35,2	11,0
	33,2	39,0		35,6	
C45cv0	37,0	44,1	24,1	45,7	20,8
	38,8	49,9		45,9	
C45cv15	43,1	52,2	16,4	50,9	13,8
	46,7	52,3		51,3	
C45cv30	44,9	52,1	14,4	52,0	14,2
	47,5	53,6		53,5	

A partir da realização de uma análise de variância (ANOVA) pode-se verificar a influência de cada parâmetro na resistência à compressão dos concretos. Como é possível observar na tabela 29, o tipo de cura influenciou significativamente a resistência à compressão dos concretos. Nos concretos C45, a resistência também foi influenciada pelo percentual de cinza volante na mistura, mas com menos intensidade que o tipo de cura. Nota-se que em nenhum dos concretos houve influência da inter-relação dos parâmetros.

Tabela 29 - ANOVA - Influência dos parâmetros na resistência à compressão dos concretos aos 28 dias

(a) C35

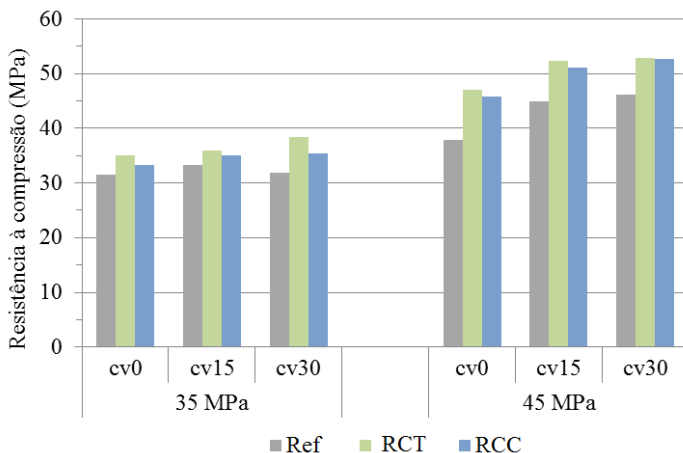
Fonte	SQ	GL	MQ	F calculado	F tabelado	Influência ( $F_{cal} > F_{tab}$ )
cv	13,17	2	6,58	2,483	4,26	NÃO
cura	55,04	2	27,6	10,378	4,26	<b>SIM</b>
cv x cura	8,3	4	2,08	0,783	3,63	NÃO
resíduo	23,87	9	2,65			
total	100,4	17				

(b) C45

Fonte	SQ	GL	MQ	F calculado	F tabelado	Influência ( $F_{cal} > F_{tab}$ )
cv	169,24	2	84,62	25,005	4,26	<b>SIM</b>
cura	214,75	2	107,37	31,729	4,26	<b>SIM</b>
cv x cura	3,78	4	0,95	0,279	3,63	<b>NÃO</b>
resíduo	30,46	9	3,38			
total	418,2	17				

As resistências dos concretos, de fato, diferem-se entre si em função da cura pois, como é possível observar na figura 41, aqueles curados termicamente apresentaram resistências superiores aos concretos de referência, na idade de 28 dias.

Figura 41 - Resistência à compressão dos concretos em função da classe de resistência, teor de cinza volante e regime de cura, aos 28 dias



Fonte: Autora.

Conforme já exposto na revisão bibliográfica, observa-se na literatura uma grande divergência nos estudos envolvendo cura térmica em concretos. Martins (2001) e Ferreira (2003) observaram perda de resistência de pastas e concretos quando submetidos à cura térmica praticada em fábricas de pré-moldados, que possui como principais características a grande taxa de elevação de temperatura ( $\geq 20^{\circ}\text{C/h}$ ) e a curta duração do processo. Aldea *et al.* (2000) e Turuallo e Soustos (2005) também observaram perda de resistência quando submeteram

concretos à cura em patamares isotérmicos de 60 e 80°C, durante 28 dias. Deschner *et al.* (2013) e Junckes (2015) submetem concretos à patamares de diferentes temperaturas, durante 28 dias, e obtiveram diferentes resistências pois, aqueles curados a temperaturas médias (38~50°C), apresentaram maior resistência à compressão que a referência, enquanto que os concretos curados a temperaturas elevadas (80°C) apresentaram perda de desempenho mecânico.

Portanto, fica evidente que a temperatura que o concreto é submetido durante o processo de cura influencia diretamente na forma como se desenvolve a estrutura. A explicação, segundo Neville e Brooks (2013), é que não há tempo suficiente para que os produtos de hidratação se afastem dos grãos de cimento e para haja uma precipitação uniforme nos espaços intersticiais.

No entanto, além da temperatura ser um fator determinante no desenvolvimento das reações, e por consequência no desempenho mecânico dos concretos, notou-se que a forma como é conduzida a elevação de temperatura e a duração total do ciclo de cura também são variáveis importantes.

Diferente do que já foi feito, este trabalho reproduziu o que, legitimamente, iria ocorrer se os concretos produzidos fossem utilizados em estruturas massivas. A elevação de temperatura foi particular de cada concreto, conforme curva obtida em situação semi-adiabática. A taxa de elevação média foi de 1,5°C/h e máxima de 6,3°C/h, levando cerca de 72h para chegar à temperatura máxima. Após, a temperatura foi sendo reduzida lentamente, sob taxas reais de uma estrutura de grande magnitude, mantendo a cura por 28 dias. Nos concretos desta pesquisa, é provável que a estrutura tenha se definido mais cedo em função da elevação de temperatura, como prevê Mehta e Monteiro (2014). Todavia, atingiu-se um grau de hidratação superior, obtendo-se resistências mais elevadas aos 28 dias, idade na qual a absoluta maioria dos concretos é dosada.

Outro fato que comprova a influência das condições de cura na resistência do concreto é a ocorrência de melhores resultados de resistência à compressão, aos 28 dias, dos concretos submetidos à cura RCT. Este regime tem picos de temperatura inferiores (entre 45 e 55°C) aos do regime RCC (entre 58 e 73°C). As reações de hidratação do cimento e a reação pozolânica foram aceleradas devido ao calor em ambos regimes de cura. Porém, no cenário de cura do regime RCT, acredita-se que como as reações ocorreram a uma velocidade menor, houve uma melhor distribuição do gel de cimento, que resultou em uma estrutura mais resistente, aos 28 dias.

Ainda a respeito da figura 41, observa-se um maior ganho percentual de resistência nos concretos da classe C45 com relação à referência, independente do tipo de regime térmico. Para certificar-se que a classe de resistência do concreto influenciou o ganho percentual de resistência, aplicou-se novamente o método estatístico ANOVA. Os dados, desta vez, foram compilados em função do ganho percentual de resistência de cada concreto, onde 1,06, por exemplo, representa ganho de 6% sobre a referência, que é 1,00. Os dados compilados estão na tabela 30, enquanto a análise estatística é apresentada na tabela 31.

Tabela 30 - Ganhos percentuais de resistência dos concretos em relação aos concretos de referência, aos 28 dias

(a) C35

Cura	cv0		cv15		cv30	
	Valor	Ganho (%)	Valor	Ganho (%)	Valor	Ganho (%)
Ref I	1	-	1	-	1	-
	1		1		1	
RCT	1,046	11,29	1,051	8,14	1,189	20,58
	1,18		1,112		1,223	
RCC	1,04	5,88	1,011	5,43	1,103	10,97
	1,078		1,098		1,116	

(b) C45

Cura	cv0		cv15		cv30	
	Valor	Ganho (%)	Valor	Ganho (%)	Valor	Ganho (%)
Ref I	1	-	1	-	1	-
	1		1		1	
RCT	1,164	24,07	1,162	16,36	1,128	14,4
	1,317		1,165		1,16	
RCC	1,205	20,77	1,133	13,77	1,126	14,21
	1,21		1,142		1,158	

Tabela 31 - ANOVA - Influência dos parâmetros no ganho de resistência dos concretos aos 28 dias

(a) Dados organizados em forma matricial para o teste de variância

Cura	cv0		cv15		cv30	
	C35	C45	C35	C45	C35	C45
Ref I	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
RCT	1,046	1,164	1,051	1,162	1,189	1,128
	1,180	1,317	1,112	1,165	1,223	1,160
RCC	1,040	1,205	1,011	1,133	1,103	1,126
	1,078	1,210	1,098	1,142	1,116	1,158

(b) Influência dos parâmetros no ganho de resistência dos concretos

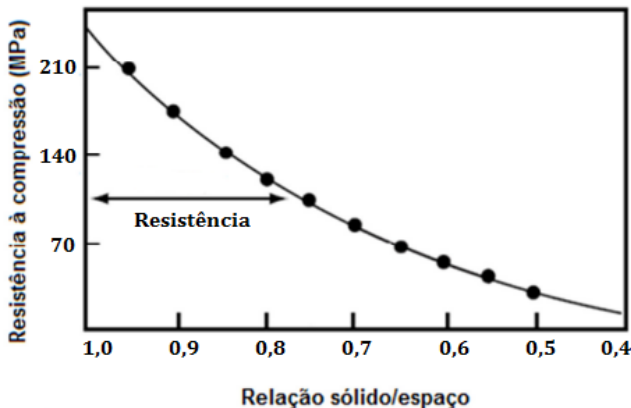
Fonte	SQ	GL	MQ	F calculado	F tabelado	Influência ( $F_{cal} > F_{tab}$ )
cv	0,0068	2	0,0034	2,128	3,55	NÃO
cura	0,1623	2	0,0811	50,918	3,55	SIM
classe	0,0189	1	0,0189	11,891	4,41	SIM*
cv x cura	0,0039	4	0,0010	0,619	2,93	NÃO
cv x classe	0,0160	2	0,0080	5,026	3,55	SIM
cura x classe	0,0117	2	0,0059	3,682	3,55	SIM
cv x cura x classe	0,0104	4	0,0026	1,632	2,93	NÃO
Resíduo	0,0287	18	0,0016			
Total	0,2588	35				

Ratificou-se a análise estatística anterior de que o tipo de cura é o fator de maior influência no ganho percentual de resistência. Não obstante, com 99,1%\* de confiança, pode-se afirmar que o segundo fator de maior influência no ganho de resistência é a classe de resistência do concreto.

Para entender o comportamento observado (influência da classe do concreto), recorreu-se aos conceitos da literatura. Sabe-se que a resistência à compressão do concreto é influenciada pela proporção dos materiais que o compõem e pelas propriedades da pasta de cimento Portland hidratada que, por sua vez, depende da quantidade e distribuição dos sólidos e vazios. Powers, em 1968, deduziu teoricamente que a resistência à compressão depende unicamente da

relação gel/espço da pasta, conforme figura 42, sendo gel os sólidos da pasta de cimento hidratada e espaço os vazios da mesma.

Figura 42 - Modelo de Powers para relação porosidade e resistência à compressão



Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014)

Mehta e Monteiro (2014) esclarecem que é a distribuição do tamanho dos poros que realmente controla a resistência, influenciada principalmente pelos vazios maiores (capilares). Esta distribuição é função da relação a/c e do grau de hidratação do cimento.

Com aumento da relação água/cimento, há um aumento do volume de poros capilares, uma vez que há maior quantidade de água livre não consumida na hidratação do cimento. Os concretos C35 deste trabalho foram produzidos com relação água/cimento equivalente (a/ce) média de 0,54; enquanto que nos concretos C45 a relação foi de 0,43. Logo, considerando isoladamente a relação a/ce, os concretos C45 apresentam maior relação gel/espço que os concretos C35 e, portanto, estão localizados mais à esquerda no eixo das abcissas da figura 42.

Acerca do grau de hidratação do cimento Portland, sob condições normais de cura (23°C), o grau evolui com o tempo e atinge aos 28 dias cerca de 70-80% (ASTM C 31; TAYLOR, 1997). Todavia, Tutikian e Helene (2011) afirmam que é possível alterar o grau de hidratação por meio da mudança das condições de cura, entre elas a temperatura. Desta forma, os concretos deste trabalho que foram submetidos à elevação de temperatura apresentaram maior grau de hidratação por parte do cimento se comparados à referência, elevando a relação sólidos/espço. Sob

temperatura elevada, a cinza volante também apresenta um maior grau de hidratação.

Portanto, a explicação para o maior ganho percentual de resistência de uma classe está justamente no modelo proposto por Powers: ambos concretos tiveram aumento da relação sólidos/espaco devido à cura com elevação de temperatura, porém como as variáveis são relacionadas exponencialmente, nota-se que quanto maior for o teor de sólidos inicial, mais representativo é o aumento da relação sólidos/vazios capilares na elevação da resistência e, por este motivo, maiores ganhos de resistência são apresentados pelos concretos C45.

Como foi possível observar, os concretos utilizados em estruturas massivas apresentam resistência à compressão superior em função da condição térmica a que são submetidos. Portanto, podem ser dosados com menor consumo material cimentício e, ainda assim, atingir o mesmo nível de resistência que concretos cujo processo de hidratação ocorre em temperatura ambiente.

Esta redução do consumo de aglomerante traz diversas vantagens, entre elas uma economia em termos de valores monetários e, por consequência, aumento da margem de lucro da central dosadora.

Para os concretos deste estudo, foram determinadas as reduções de custo de material por metro cúbico, caso sejam considerados os efeitos térmicos das estruturas massivas. Sendo assim, sobre as curvas de dosagem apresentadas no item 4.1, foram plotadas as resistências de dosagem dos concretos C35 ( $f_{cj}=41,6\text{MPa}$ ) e C45 ( $f_{cj}=51,6\text{MPa}$ ), sem considerar o ganho de resistência e considerando o ganho, de tal forma a mostrar a diferença de dosagem em função do efeito térmico. A plotagem dos pontos sobre as curvas de dosagem, que são divididas de acordo com o percentual de cinza volante, pode ser visualizada nas figuras 43a a 43c. Os pontos dos quadrantes que estão sem ligação representam a dosagem a frio, enquanto que os pontos ligados por linhas contínuas foram traçados com base nas novas resistências de dosagem. É preciso mencionar que, para este cálculo, foram considerados os ganhos de resistência obtidos no regime RCC, que, como já mencionado, são os ganhos menos significativos.

Figura 43 – Efeito sobre as curva de dosagem dos concretos  
(a) Concretos cv0

LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

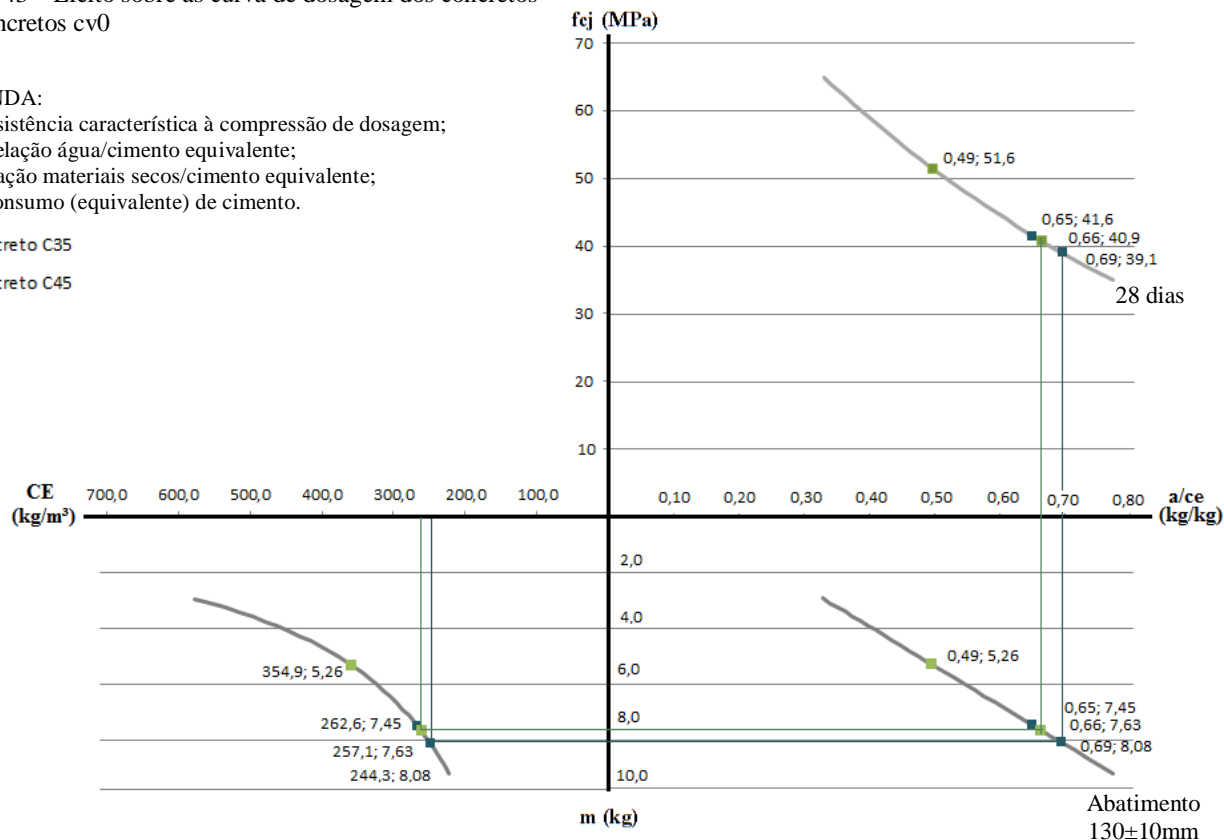
$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento.

■ Concreto C35

■ Concreto C45





(b) Concreto cv15

LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

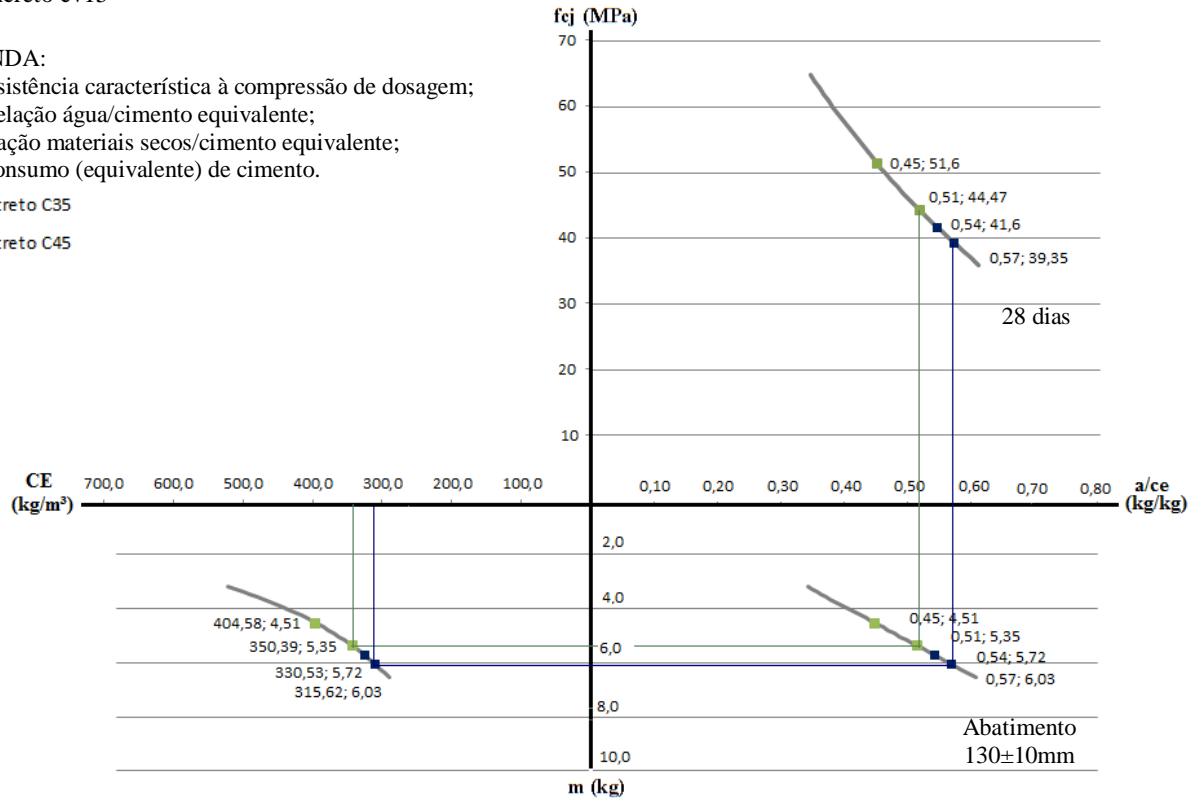
$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento.

■ Concreto C35

■ Concreto C45



## (c) Concretos cv30

## LEGENDA:

$f_{cj}$  = resistência característica à compressão de dosagem;

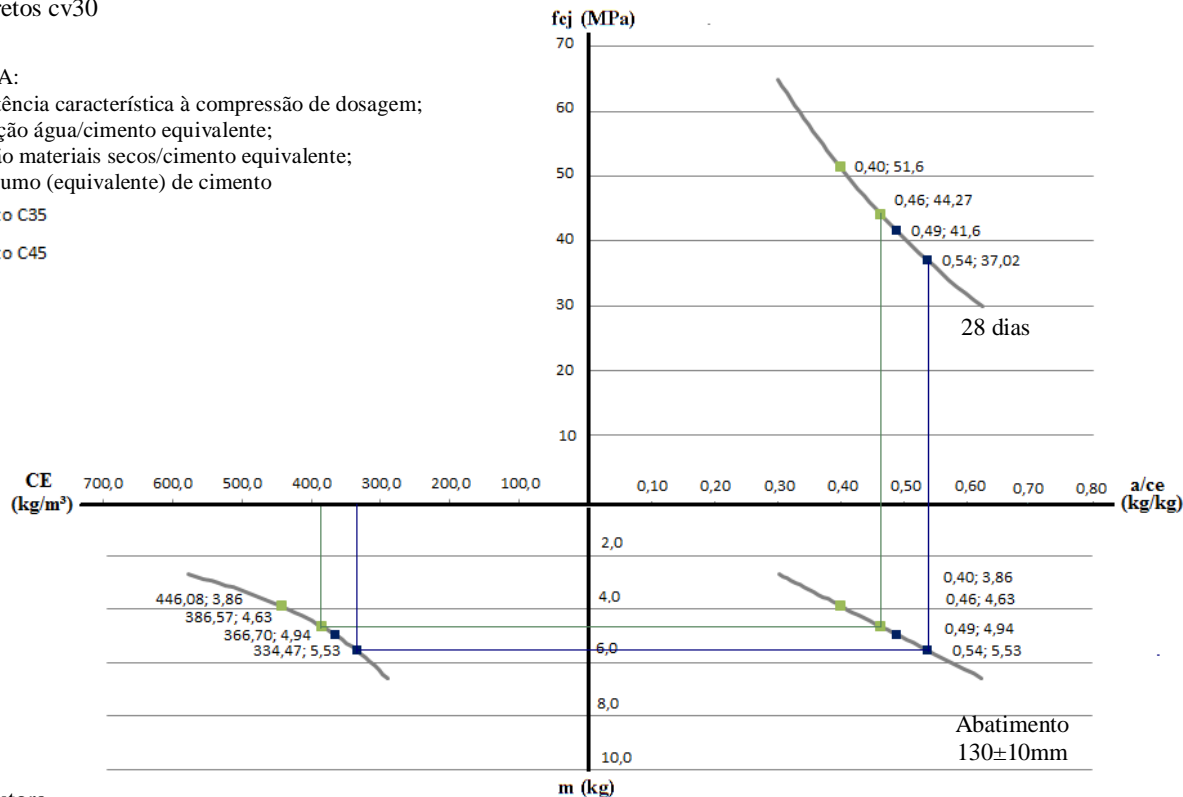
$a/c_e$  = relação água/cimento equivalente;

$m$  = relação materiais secos/cimento equivalente;

CE = consumo (equivalente) de cimento

■ Concreto C35

■ Concreto C45



Fonte: Autora

Nota-se que, mesmo optando por demonstrar os ganhos do regime do centro (que são menores), a economia, todavia, pode ser bastante expressiva (ver tabela 32) principalmente quando se trata de grandes volumes de concretagem.

Na concretagem do empreendimento Infinity, por exemplo, na qual grande parte do volume de concreto utilizado tinha resistência característica de 45MPa, ter-se-ia uma economia de cerca de 90 mil reais, caso tivesse sido considerado o ganho de resistência aos 28 dias proporcionado pela elevação interna de temperatura da estrutura.

Tabela 32- Economia de insumo dos concretos C35 e C45 considerando o ganho de resistência proporcionado pela elevação de temperatura em estruturas massivas

Classe de resistência		Consumo original (kg/m <sup>3</sup> )			Ganho de resistência RCC	Novo consumo (kg/m <sup>3</sup> )			Redução dos consumos (kg/m <sup>3</sup> )			Economia <sup>B4</sup> (R\$/m <sup>3</sup> )
		CE <sup>B1</sup>	C <sup>B2</sup>	CV <sup>B3</sup>		CE	C	CV	CE	C	CV	
35	cv 0	262,6	262,6	-	6,0%	244,3	244,3	-	18,3	18,3	-	6,70
	cv 15	330,5	280,9	38,1	5,4%	315,6	268,3	36,3	14,9	12,6	1,8	5,00
	cv 30	366,7	256,7	84,5	11,0%	334,5	234,1	77,0	32,2	22,6	7,5	9,80
45	cv 0	354,9	354,9	-	20,8%	257,1	257,1	-	97,8	97,8	-	35,70
	cv15	404,6	343,9	46,6	13,8%	350,4	297,8	40,4	54,2	46,1	6,2	18,10
	cv 30	446,1	312,3	102,7	14,2%	386,6	270,6	89,0	59,5	41,7	13,7	18,00

<sup>B1</sup> CE: consumo de cimento equivalente;

<sup>B2</sup> C: consumo de cimento;

<sup>B3</sup> CV: consumo de cinza volante;

<sup>B4</sup> Calculada considerando R\$ 365,00/T do cimento CP V e R\$ 205/T da cinza volante, cujos valores são praticados atualmente no Estado de Santa Catarina.

#### 4.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O concreto apresenta um comportamento não linear quando submetido a tensões de certa magnitude. Esse comportamento é consequência da microfissuração progressiva que ocorre na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento (ARAÚJO, 2008).

Há diversas correlações entre o módulo e a resistência à compressão do concreto em trabalhos de pesquisa, estando algumas delas recomendadas nas normas de projeto. Essas correlações são válidas na fase de projeto, porém não servem para controle de qualidade de um concreto.

Portanto, os concretos produzidos neste estudo foram submetidos ao ensaio para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ). Os resultados são apresentados na tabela 33, na qual “ref” é a abreviação de referência (pasta que sofreu cura a  $23\pm 2^\circ\text{C}$ ) e “b” refere-se a banho (pasta que sofreu a cura com elevação de temperatura).

Tabela 33 - Módulos de elasticidade dos concretos

Cura	Concreto	$f_c$ (MPa)	E (Gpa)	
Regime cura do topo (RCT)	35cv0	ref	31,45	34,95
		b	35,00	34,95
	35cv15	ref	33,30	35,08
		b	36,00	35,95
	35cv30	ref	31,90	35,33
		b	38,45	36,28
	45cv0	ref	37,90	36,10
		b	47,00	39,60
	45cv15	ref	44,90	40,49
		b	52,25	41,63
	45cv30	ref	46,20	40,55
		b	52,85	41,56

<b>Cura</b>	<b>Concreto</b>	<b>fc (MPa)</b>	<b>E (Gpa)</b>	
<b>Regime cura do centro (RCC)</b>	35cv0	ref	30,25	35,09
		b	32,05	35,46
	35cv15	ref	38,20	36,51
		b	40,30	38,20
	35cv30	ref	35,35	35,33
		b	39,25	37,33
	45cv0	ref	40,15	37,68
		b	48,50	39,69
	45cv15	ref	42,60	39,10
		b	48,40	40,65
	45cv30	ref	41,65	38,67
		b	47,55	40,22

Como já era esperado, os concretos curados termicamente apresentaram módulos de elasticidade superiores aos que foram submetidos à cura de referência. Devido à grande heterogeneidade do concreto, há diversos fatores que influenciam no módulo de elasticidade, como a resistência da pasta, relação a/c, qualidade e quantidade de agregado, porosidade da zona de transição, entre outros. Como já visto, fatores como a resistência da pasta e a porosidade da zona de transição são diretamente influenciados pelas condições de cura. Sendo assim, como mencionado no item 5.4, concretos submetidos à cura com elevação de temperatura apresentaram um maior grau de hidratação, o que justifica a obtenção de elementos mais resistentes e mais rígidos.

Para analisar se há relação de proporcionalidade entre os ganhos de resistência e os módulos de elasticidade observados nos concretos curados termicamente, calculou-se a razão E/fc de cada concreto (tabela 34). Além disso, foi necessário relativizar os valores obtidos com a cura RCC com relação à REF I, para permitir a análise estatística.

Tabela 34 - Relações E/fc dos concretos

<b>Cura</b>	<b>Concreto</b>		<b>E/fc</b>	<b>E/fc com relação à ref I</b>	
Regime cura do topo (RCT)	35cv0	ref I	1,1113	-	
		b	0,9986	-	
	35cv15	ref I	1,0535	-	
		b	0,9986	-	
	35cv30	ref I	1,1075	-	
		b	0,9436	-	
	45cv0	ref I	0,9525	-	
		b	0,8426	-	
	45cv15	ref I	0,9018	-	
		b	0,7967	-	
	45cv30	ref I	0,8777	-	
		b	0,7864	-	
	Regime cura do centro (RCC)	35cv0	ref	1,1600	-
			b	1,1064	1,060
35cv15		ref	0,9558	-	
		b	0,9479	1,045	
35cv30		ref	0,9994	-	
		b	0,9511	1,054	
45cv0		ref	0,9385	-	
		b	0,8184	0,831	
45cv15		ref	0,9178	-	
		b	0,8399	0,825	
45cv30		ref	0,9285	-	
		b	0,8458	0,800	

Os dados compilados são apresentados na tabela 35, enquanto os resultados da análise estatística ANOVA são apresentados na tabela 36.

Tabela 35 – Relações E/fc dos concretos compilados para análise estatística

		% Cinza Volante						Ti
		cv0		cv15		cv30		
		C35	C45	C35	C45	C35	C45	
Cura	Ref	1,111	0,953	1,053	0,902	1,108	0,878	6,00
	RCT	0,999	0,843	0,971	0,797	0,944	0,786	5,34
	RCC	1,060	0,831	1,045	0,825	1,054	0,800	5,61
	Tj	3,17	2,63	3,07	2,52	3,11	2,46	16,96
T		5,80		5,59		5,57		

Tabela 36 - ANOVA - Influência dos parâmetros no módulo de elasticidade

Fonte	SQ	GL	MQ	F calculado	F tabelado	Influência ( $F_{cal} > F_{tab}$ )
cv	0,0052	2	0,0026	3,854	3,89	NÃO
cura	0,0373	2	0,0186	27,866	3,89	<b>SIM</b>
classe	0,1664	1	0,1664	248,633	4,75	<b>SIM</b>
resíduo	0,0080	12	0,0007			
total	0,2169	17				

Através da análise estatística verifica-se que tanto o tipo de cura, quanto a classe de resistência dos concretos influenciaram significativamente a relação E/fc dos concretos. Com relação aos regimes de cura, nota-se há uma tendência das razões E/fc serem menores no regime RCT, inclusive foi o que apresentou o menor somatório ( $T_i=5,34$ ). Como já abordado no item 5.4, os concretos curados sob o regime RCT foram os que apresentaram os maiores ganhos de resistência à compressão quando comparados à referência. Todavia, para que a razão E/fc fosse semelhante às demais, seria necessário que o módulo de elasticidade tivesse aumentando de forma proporcional, o que não ocorreu.

Com relação a influência da classe de resistência, conforme já discutido, os concretos C45 apresentaram os ganhos de resistência mais expressivos, justificando menores relações E/fc já que os módulos de elasticidade não aumentaram em mesma escala.

As diferenças entre as razões obtidas para os diferentes percentuais de cinza volante não são muito expressivas, justificando os resultados desta análise estatística. Todavia, é possível notar que elevando-se o teor de cinza volante, há uma tendência de reduzir a razão E/fc. Isto ocorre porque, de maneira geral, os concretos com cinza volante apresentaram maiores ganhos de resistência com relação aos demais.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões gerais deste trabalho, sendo complementadas com sugestões para futuras pesquisas que possam aprimorar o estudo sobre a influência da cura com elevação de temperatura nas propriedades do estado endurecido de concretos utilizados em peças de grande volume.

### 5.1 CONCLUSÕES GERAIS

Neste trabalho foram reproduzidas condições de elevação de temperatura que concretos são submetidos quando utilizados em estruturas massivas, por meio dos regimes RCT e RCC.

Os concretos curados termicamente apresentaram resistência à compressão superior aos concretos mantidos a temperatura ambiente. Isto ocorreu porque a temperatura elevada, ao acelerar as reações de hidratação do cimento Portland e a reação pozolânica, estabelece um maior grau de hidratação dos materiais cimentícios, em especial da cinza volante, a qual, sob condições normais de cura, pouco contribui com a resistência aos 28 dias. Dentre os tipos de cura com elevação de temperatura, os melhores desempenhos mecânicos foram observados nos concretos curados no regime RCT, no qual as reações ocorrem sob temperatura intermediária, permitindo que haja uma melhor distribuição do gel de cimento que no regime RCC, sem deixar de catalisar termicamente as reações, fundamental para obtenção de concretos mais resistentes que a referência, aos 28 dias.

É preciso mencionar que existe a possibilidade de que os concretos de referência apresentem resistência superior aos curados termicamente, a longo prazo, isto é, em idades avançadas haveria uma inversão das curvas e o concreto de referência ultrapassaria os demais, em termos de resistência. Contudo, salvo exceções, os projetistas determinam a resistência à compressão característica aos 28 dias, sendo mais interessantes eventuais ganhos de resistência até esta idade. De qualquer forma, acompanhar a evolução da resistência do material a longo prazo seria pertinente, porém isto não foi objeto da presente pesquisa.

Em termos de pasta, os resultados termogravimétricos corroboram com aqueles observados no estudo em concretos. As pastas curadas termicamente apresentaram um maior teor de água quimicamente combinada, mesmo aquelas sem adição mineral,



descartando a hipótese de que o aumento no teor de hidratos é resultado, somente, da reação pozolânica. Já entre os tipos de cura, os melhores resultados nas pastas foram obtidos por meio da cura RCC, principalmente no que diz respeito a aumentar o teor de hidratos. Cabe lembrar que neste regime as temperaturas executadas são mais elevadas, acelerando as reações de forma mais eficiente que o regime RCT e é, por esse motivo, que são observados os melhores resultados, uma vez que se tratando de pasta não há interesse na estrutura física formada.

A influência de elevadas temperaturas, presentes em estruturas massivas, sobre as propriedades dos concretos requer mais atenção por parte dos pesquisadores do tema, bem como dos responsáveis técnicos das usinas de concreto. Até o momento, independente da aplicação, os concretos usinados são dosados para temperaturas de 23°C. Todavia, por meio desta pesquisa, foi possível demonstrar que o desempenho mecânico dos concretos submetidos à cura com elevação de temperatura é superior ao desempenho dos demais.

É preciso advertir que os resultados observados, tanto de desempenho quanto de economia, são particulares dos concretos produzidos. Indica-se que seja feito um estudo individual para cada concreto a ser utilizado em estrutura em concreto massa, verificando os efeitos da elevação de temperatura, que o próprio concreto irá desenvolver, sobre o seu desempenho mecânico.

Apesar disso, cabe ao tecnologista definir se considera ou não o efeito térmico sobre o concreto. Se julgar que deve considerar, é provável que, para um mesmo nível de resistência, obtenha concretos com menores consumos de cimento assim como os observados neste trabalho. Por consequência, estes concretos terão menores picos de temperatura, reduzindo a necessidade de gelo na mistura e, mais importante, reduzindo a possibilidade de haver efeitos deletérios provenientes de temperaturas máximas muito altas. Assim, obtém-se um material com menor custo por metro cúbico, atingindo uma das metas das usinas de concreto.

Em contrapartida, é possível desconsiderar o efeito da cura com elevação de temperatura como já vem sendo feito, estando a favor da segurança com relação a resistência à compressão. Todavia, é preciso estar ciente de que a estrutura está sendo submetida, de forma desnecessária, à temperaturas mais elevadas, cujo efeito pode ser extremamente prejudicial. Sendo assim, trata-se de uma escolha por atuar contra a durabilidade e a questão ambiental, pois diz respeito a maiores consumos de cimento e, por consequência, maiores emissões tóxicas.

## 5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a continuação desta pesquisa, de tal forma a ampliar o conhecimento da comunidade acadêmica e dos tecnologistas em concreto acerca da influência da elevação de temperatura tanto no processo de hidratação dos materiais cimentícios, como nas propriedades do concreto a longo prazo. Para tanto, recomenda-se os seguintes trabalhos:

- Manutenção dos regimes de cura e acompanhamento das propriedades do concreto no estado endurecido em idade avançadas, como a 63 e 91 dias, para investigação do comportamento dos concretos curados termicamente ao longo do tempo. Além disso, manter em cura úmida exemplares de referência para traçar análises comparativas de desempenho.
- Aplicação de regimes de cura térmicos a concretos com outras pozolanas, como a sílica ativa, a cinza de casca de arroz e o metacaulim, de tal forma a verificar o comportamento da reação pozolânica destas adições em elevadas temperaturas durante o processo de hidratação.
- Produzir concretos com adições minerais em teores equivalentes e, sob mesmos regimes de cura, avaliar como cada adição é influenciada por temperaturas elevadas durante o processo de cura.
- Realizar estudo em pastas de cimento e cinza volante que permita quantificar, separadamente, a água quimicamente combinada devido à hidratação do cimento, à nucleação heterogênea e à atividade pozolânica nos sistemas cimentícios submetidos aos regimes de cura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, A. C. **Estudo das propriedades de concreto massa com adição de partículas de borracha de pneu.** 2009. 259p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/ RS.

ALDEA, CM. YOUNG, F. WANG, K. SHAH, S. P. **Effects of curing conditions on properties of concrete using slag replacement.** Cement and concrete research, 30, 465-472, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207 – 05. **Guide to mass concrete,** 2005.

\_\_\_\_\_ACI 232 – 03. **Use of Fly Ash in Concrete.** 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C618 – 12. **Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.** 2008.

\_\_\_\_\_ASTM C31 – 03. **Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field.** 2003.

ANDRADE, J. J. O.; TUTIKIAN, B.F. **Resistência mecânica do concreto.** Editor: ISAIA, G. C. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo. 2011. p. 261 - 310.

ANEELa - **Atlas de energia elétrica do Brasil.** Cap. 9, parte III. 2006. Disponível em <[www.aneel.gov.br](http://www.aneel.gov.br)>. Acessado em dezembro, 2015.

ANEELb - **Atlas de energia elétrica do Brasil.** Cap. 8. 2006. Disponível em <[www.aneel.gov.br](http://www.aneel.gov.br)>. Acessado em dezembro, 2015.

ARAÚJO, J. M. **Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NBR-6118 versus CEB.** Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.81-91, Rio Grande/RS, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. NBR NM 52: **Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_.NBR NM 53: **Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_.NBR NM 67: **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_.NBR NM 248: **Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_.NBR 5732: **Cimento Portland comum.** Rio de Janeiro, 1991

\_\_\_\_\_.NBR 5733: **Cimento Portland de alta resistência inicial.** Rio de Janeiro, 1991

\_\_\_\_\_.NBR 5735: **Cimento Portland de alto-forno.** Rio de Janeiro, 1991

\_\_\_\_\_.NBR 5736: **Cimento Portland pozolânico.** Rio de Janeiro, 1999

\_\_\_\_\_.NBR 5738: **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_\_\_.NBR 5739: **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_.NBR 7211: **Agregados para concreto - Especificação.** Rio de Janeiro, 2009

\_\_\_\_\_.NBR 8522: **Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_.NBR 8953: **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**

\_\_\_\_\_.NBR 11578: **Cimento Portland composto - Especificação.** Rio de Janeiro, 1997

\_\_\_\_\_.NBR 11768: **Aditivos químicos para concreto de cimento Portland - Requisitos.** Rio de Janeiro, 2011

\_\_\_\_\_.NBR 12817: **Concreto endurecido – Determinação do calor específico.** Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_.NBR 12653: **Materiais pozolânicos - Requisitos.** Rio de

Janeiro, 2015.

\_\_\_\_\_.NBR 12818: **Concreto – Determinação da difusividade térmica – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_.NBR 12820: **Concreto endurecido – Determinação da condutividade térmica -Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_.NBR 15895: **Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido fixado – Método Chapelle modificado.** Rio de Janeiro, 2010.

AUGHENBAUCH, K.L.; WILLIAMSON, T.; JUENGER, M. C. G. **Critical evaluation of strength prediction methods for alkali-activated fly ash.** Materials and Structures, n. 48, p607-620, 2015.

AZEVEDO, A. F. F. L. C **Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes.** 2002. 487p. Tese (Doutorado) – Universidade do Minho Rio de Janeiro/RJ.

BI, 2014. **Los Angeles: Guinness World Records for largest continuous concrete pour.** Disponível em <[www.bi-constructionnews.com](http://www.bi-constructionnews.com)>. Acessado em junho, 2014.

BINGÖL, A.F.; TOHUMCU, I. **Effects of diferente curing regimes on the compressive strenght properties of self compacting concrete incorporating fly ash and sílica fume.** Materials, n. 51, p. 12–18, 2013.

BITTENCOURT, R. M. **Avaliação de resultados do ensaio de elevação adiabática do concreto massa com base em um novo calorímetro.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46, Florianópolis, 2004. Anais... Florianópolis: IBRACON, 2004.

CALLISTER JR., W. D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução.** 5ªedição. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

CANADIAN STANDARS ASSOCIATION. **CSA A23.5. Supplementary Cementing Materials.** 1998.

CARVALHO, A. G.; **Energia de ativação dos concretos: experimentação e modelagem.** 2002. 134p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.

CASCUDO, O.; CARASEK, H.; HASPARYK, N. P.: **Microestrutura dos materiais cerâmicos**. In Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 1a Edição, v. 1, São Paulo. 2007. p.321-349

CHOKTAWEEKARN, P.; TANGTERMSIRIKUL, S.; **Effect of aggregate type, casting, thickness, and curing condition on restrained strain of mass concrete**. Songklanakarín J. Sci. Technol. Thailand: 2010.

COELHO, N. A. **Um estudo numérico do efeito térmico em concreto massa**. 2012. 173p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília. Brasília/DF.

COLLEPARDI, M. A. **A state-of-the art review on delayed ettringite attack on concrete**. Cement and concrete composites, n. 25, p.401-407, 2003.

CORDEIRO, L. N. P. **Análise da variação do índice de amorfismo da cinza de casca de arroz sobre a atividade pozolânica**. 2009. 98p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.

COSTA, M. R. M. M.; CINCOTTO, M. A. **Metodologia de caracterização de argamassas colantes**. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. 23p. São Paulo/ SP, 2007.

DAL MOLIN, D. C. C.; **Adições minerais para concreto estrutural**. In: Concreto - Ensino, Pesquisa e Realizações. Editor: ISAIA, G.C. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo/SP, 2005. p. 345-379.

DAL MOLIN, D. C. C. **Adições Minerais**. Editor: ISAIA, G. C. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo/SP, 2011. p. 261 - 310.

DAYARATHNE, W. H. R. S. GALAPPATHTHI, G. S. PERERA, K. E. S. NANAYAKKARA, S. M. **A Evaluation of the potential for delayed ettringite formations in concrete**. 19º ERU Symposium. Sri Lanka, 2013.

DCI, 2008. **Construção do metrô de SP**. Disponível em <[www.dci.com.br](http://www.dci.com.br)>. Acessado em junho, 2014.

DESCHNER, F. LOTHENBACH, B. WINNEFELD, F. NEUBAUER, J. **Effect of temperature on the hydration of Portland cement**

**blended with siliceous fly ash.** Cement and concrete research, n. 52, p. 169 - 181, 2013.

DIVET, L.; PAVOINE, A. **Delayed ettringite formation in massive concrete structures: na account of some studies od degraded bridges.** In: SCRIVENER, K.; SKALNY, J. RILEM publications. P. 98-126. France, 2002

ERN, T.; HELENE, P. R. L. **Estudo das propriedades térmicas do concreto de média e alta resistência.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo/SP, 2003.

FARIA, E. F.; **Predição da exotermia da reação de hidratação do concreto através de modelo termo-químico e modelo de dados.** 2004. 152p. Tese Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 2004.

FERREIRA JR, E. L. **Avaliação de propriedade de concretos de cimento Portland de alto-forno de cimento Portland de alta resistência inicial submetidos a diferentes condições de cura.** 2003. 158p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP

FERRET, L. S. **Zeólitas de cinzas de carvão: síntese e uso.** 2004. 154p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS.

FONTES, C. M. A.; **Potencialidades da cinza de lodo de estações de tratamento de esgotos como material suplementar para a produção de concretos com cimento Portland.** 2003. 143p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.

FURNAS, Equipe de: Laboratório de Concreto. **Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades.** Pacelli de Andrade, W. ed. São Paulo, Pini, 1997.

GAJDA, J., VANGEEM, M. G. **Controlling Temperatures in Mass Concrete.** Concrete International, Vol. 24. 158-62p. 2002

GAMBALE, E. A.; ANDRADE, M. A. A.; BITTENCOURT, R. M.; SANTOS, S. B. **Avaliação de resultados do ensaio de elevação adiabática do concreto massa com base em um novo calorímetro.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46, Florianópolis, 2004. Anais... Florianópolis: IBRACON, 2004.

GAVA, G. P.: **Estudo comparativo de diferentes metodologias para avaliação da atividade pozzolânica.** 1999. 137p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis /SC.

GOBBO, L. A.; SANT'AGOSTINO, L. M.; D'AGOSTINO, L. Z. **XRO - Rietveld quantitative analysis of glass-containing by-products used in the Brazilian cement industry.** 1th INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT. Canada, 2007.

HAN, F., LIU, R., WANG, D., YAN, P. **Characteristics of the hydration heat evolution of composite binder at different hydrating temperature.** *Thermochimica Acta*, n. 586, p. 52-57, 2014.

HANEHARA, S.; TOMOSAWA, F.; KOBAYAKAWA, M.; HWANG, K. **Effects of water/powder ratio, mixing ratio of fly ash, and curing temperature on pozzolanic reaction of fly ash in cement paste.** *Cement and concrete research*, n. 31, p. 31-39, 2001.

HEINZ, D.; KALDE, M.; LUDWIG, U.; RUEDIGER, I. **Present state of investigation on damaging late ettringite formation (DLEF) in mortars and concretes.** In: ERLIN, Bernard (editor). *Ettringite: the sometimes host of destruction.* Michigan, USA: American Concrete Institute, 1999, p. 1-13.

HELENE, P. **Dosagem dos concretos de cimento Portland.** In: *Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações.* Editor: ISAIA, G. C. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo/SP, 2005. p. 439 - 472.

HOBBS, D.W. **Expansion and cracking in concrete associated with delayed Ettringite formation.** Michigan, USA: American Concrete Institute, 1999, p. 159-182.

HOPPE FILHO, J.; CINCOTTO, M. A.; **Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada – mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto.** Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. 21p. São Paulo/SP, 2008.

HOPPE FILHO, J.: **Sistema cimento, cinza volante e cal hidratada: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concretos.** 318p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2008.



INCROPERA, Frank P.; WITT, David P. **Fundamentos de Transferência de Calor e Massa**, LTC, Rio de Janeiro, 1998.

INOUE, G. **Medidas preventivas de controle da temperatura que induz fissuração no concreto massa**. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. 27p. São Paulo/SP, 1986.

ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. **Perspectivas ambientes e econômicas do concreto com altos teores de adições minerais: um estudo de caso**. Ambiente Construído, vol.4, n. 2, p19-30, Porto Alegre/RS, 2004.

JUNCKES, R. **Influência da adição de cinza volante na elevação de temperatura de concretos aplicados em blocos de fundação**. 2015. 127p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC.

KIHARA, Y.; CENTURIONE, S. L.. **O cimento Portland**. In: Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações. Editor: ISAIA, G. C. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo, 2005. p. 295-343.

KOBAYAKAWA, M.; HANEHARA, S.; HWANG, K.; TOMOSAWA, F. **Pozzolanic reaction of fly ash cement system**. In: 11<sup>TH</sup> International congresso oh the chemistry of cement, p. 736 - 746, 2003.

KREUZ, A. L.; CHERIAF, M.; ROCHA, J. C. **Estudo das propriedades dos concretos utilizando cinza pesada como parte da areia**. IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 2002.

LANGAN, B. W.; WENG, K.; WARD, M. A. **Effect of sílica fume and fly ash on heat of hydration of Portland cement**. Cement and concrete research, n. 32, p. 1045 - 1051, 2002.

LAWRENCE, P., CYR, M., RINGOT, E. **Mineral admixtures in mortars – Effect of inert materials on short-term hydration**. Cement and concrete research, v.33, n.12, p. 1939 - 1947. 2003

LEVANDOWSKI, J.; KALKREUTH, W. **Chemical and petrographical characterization of feed coal, fly ash and bottom ash from the Figueira Power Plant**. International Journal of Coal Geology, p. 269 - 281, 2009.

LIDUÁRIO, A. S. **Contribuição ao estudo das propriedades térmicas do concreto convencional na presença das adições minerais**. 2006. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiás/GO.

LIDUÁRIO, A. S. **Estudo da Influência de Adições Minerais e Pozolânicas nas Propriedades do Concreto**. Relatório DCT. Furnas Centrais Elétricas. 2003.

MADALENA, L.M. N. **Influência do teor em pozolana na atividade e nas características mecânicas de argamassas**. 2013. 101p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia / Universidade Nova de Lisboa.

MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. **Pozzolanic and Cementitious Materials. Advances in concrete technology**. v.1, Gordon and Breach Publishers, 1996.

MARTINS, A. R. **Efeito da cura térmica e de cimentos com escória granulada de alto-forno na durabilidade do concreto de cobrimento**. 2001. 169p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP.

MASSAZZA, F. **Pozzolanic Cements**. Cement & Concrete Composites, v. 15, p.185-214, 1993.

MASSAZZA, F.. Pozzolana and Pozzolanic Cements. In: HEWLETT, P.C. (Ed.). **Lea's Chemistry of Cement and Concrete**, 4.ed. p.471-635. London, 2003.

MEHTA, K.; MONTEIRO, P.. **Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª edição. São Paulo/SP. Edit. PINI, 1994.

MEHTA, K.; MONTEIRO, P.. **Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2ª edição. São Paulo/SP. Edit. IBRACON, 2014.

MELO NETO, A. A.; HELENE, P. R. do L. **Módulo de elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., Belo Horizonte, 2002. Anais... Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

MELO, S. K. **Estudo da formação da etringita tardia em concreto**

**por calor de hidratação do cimento.** 2010. 286p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás. Goiânia/GO.

NARMLUK, M.; NAWA, T. **Effect of fly ash on the kinetics of Portland cement hydration at different curing temperatures.** Cement and concrete research, n. 41, p. 579 - 589, 2011.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2ª Edição. São Paulo/SP. Edit. PINI, 1997.

NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto.** 2ª Edição. Edit. Bookman. Porto Alegre/RS, 2013.

NITA, C.; JOHN, V. M. **Materiais pozolânicos: o metacaulim e a sílica ativa.** Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. 15p. São Paulo/SP, 2007.

ODLER, I. **Hydration, setting and hardening of Portland cement.** In: HEWLETT, P. C. Lea's chemistry of cement and concrete, 4ª Ed, p.241-298. China, 2007.

PAULON, V. A. **A microestrutura do concreto convencional.** In: Concreto - ensino, pesquisa e realizações. Editor: ISAIA, G. C. Edit. IBRACON. São Paulo, 2005. p. 583-604.

PAULON, V. **O fenômeno térmico no concreto.** Associação Brasileira de Cimento Portland. 48p. São Paulo/SP, 1987.

PAULON, V.; KIRCHHEIM, A.P. **Nanoestrutura e Microestrutura do Concreto Endurecido.** In: ISAIA, G. C. p. 585 - 614. 1ª Edição, v. 01. Edit. IBRACON. São Paulo/SP, 2011.

PCA - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Ettringite Formation and the Performance of Concrete.** Ed. Skokie. IS417-01, 2001.

PNE - **Plano nacional de energia 2030.** Ministério de Minas e Energia. Vol. 12. Brasília, 2007.

PRUDÊNCIO JR., L.R. **Materiais de Construção Civil.** Notas de aula, Curso de Graduação em Engenharia Civil – UFSC, 2011.

QUEROL, X. **Synthesis of zeolites from coal fly ash: an overview.** International Journal of Coal Geology, n.50, p. 412 - 423, 2002.

RAMACHANDRAAN, V.; PAROLI, R.; BEAUDOIN, J.; DELGADO., A. **Handbook of thermal analysis of construction materials**. 691p. USA, 2002.

RAMACHANDRAN, V.S; MALHOTRA. V. M; JOLICOEUR. C; SPIRATOS. N.. **Superplasticizers: properties and applications in concrete**. 1o Edição. Ottawa, Ontario Canada. Materials Technology Laboratory, CANMET, Natural Resources Canada, 1998.

RAVINA, D.; **Mechanical properties of concrete incorporating a high volume of class F fly ash as partial fine sand replacement**. Materials and Structures, v. 31, p84-90, 1998.

RECENA, F. A. P. **Método de dosagem de concreto pelo volume de pasta com emprego de cinza volante**. 2011. 263p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.

REGO, J. H. S. **As cinzas de casca de arroz amorfa e cristalina como adição mineral a cimento – aspectos de microestrutura das pastas**. 2004. 274p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília, 2004.

RÊGO, J. H. S.; NEPOMUCENO, A. A.; FIGUEIREDO, E. P.; HASPARYK, N. P. **Microstructure of cement pastas with residual rice husk ash o flow amorphous sílica content**. Construction and Building Materials. n. 80, p. 56–68, 2015.

ROCHA, C.A.A.; CORDEIRO, G.C.; TOLEDO FILHO, R.D. **Influência de resíduos de corte de rochas e de blocos cerâmicos moídos na hidratação e no empacotamento de pastas cimentícias**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, vol. 6, n. 4. p.661-680. IBRACON, 2013.

SAKAI, E.; MIYAHARA, S.; OHSAWA, S., LEE., S. H., DAIMON, M. **Hydratation of the sflt ash cement**. Cement and Concrete Reserach, n. 35, p. 1135 - 1140, 2005.

SALUM, P. S.; PRUDÊNCIO JR., L.R.; MIGUEL, G.; SCHANKOSKI, R.A.; GRAEFF, E. R. **Estudos Prévios para Execução de Bloco de Coroamento de Grande Volume**. 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014.

SCRIVENER, K. L. **The microstructure of concrete**. In: SCALNY, J.

P.. Materials science of concrete I. p. 127-161. USA, 1989.

SEBASTIANY, L.C. **Avaliação de métodos de determinação do potencial pozolânico de resíduos da indústria de cerâmica vermelha**. 2014. 143p. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2014.

SILVA, M. G. **Cimentos Portland com Adições Minerais**. In: Concreto - Ensino, Pesquisa e Realizações. Editor: ISAIA, G. C. 2ª Edição, v. 01, Edit. IBRACON. São Paulo/SP, 2010. p. 791 - 824.

SILVA, M. V. **Desenvolvimento de tijolos com incorporação de cinzas de carvão e lodo provenientes de estação de tratamento de água**. 2011. 123p. Dissertação (Mestrado) – Autarquia Associada à Universidade de São Paulo, São Paulo/SP.

SILVA, N. I. W.; CALARGE, L.M.; CHIES, F.; MALLMANN, J.E.; ZWONOK, O. **Caracterização de cinzas volantes para aproveitamento cerâmico**. Cerâmica, São Paulo, v. 45, n.296, 1999. p184-187.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2nd ed., London: Thomas Telford, 1997.

TAYLOR, H. F. W.; FAMY, C.; SCRIVERNER, K. L. **Delayed ettringite formation**. Cement and concrete research, n. 31, p. 683 - 693, 2001.

TÉCHNE, 2014a. **Arranha-céu em Los Angeles bate recorde mundial**. Disponível em <techne.pini.com.br>. Acessado em junho, 2014.

TÉCHNE, 2014b. **Concretagem da fundação do maior edifício residencial da América do Sul, em Santa Catarina**. Disponível em <techne.pini.com.br>. Acessado em junho, 2014.

THOMAS, M.; FOLLIARD, K.; DRIMALAS, T.; RAMLOCHAN, T. **Diagnosing delayed ettringite formation in concrete structure**. Cement and concrete research, n. 38, p. 841 - 847, 2008.

TURUALLO, G.; SOUTSOS, M.N. **Supplementary cementitious materials: Strength development of self-compacting concrete under diferente curing temperature**. In: 5<sup>TH</sup> International conference of Euro Asia Civil Engineering Forum, p.699 – 704, 2015.

TUTIKIAN, B. F. HELENE, P. **Dosagem dos concretos de cimento Portland.** Concreto: Ciência e Tecnologia. In: ISAIA, G. C. Edit. IBRACON. São Paulo, 2011. p. 415 - 451.

VIEIRA, A. L. **Propriedades dos microconcretos fabricados com agregados contaminados por resíduos de gesso.** 2008. 148p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte/MG.

WEIDMANN, D. F. **Contribuição ao estudo da influência da forma e da composição granulométrica de agregados miúdos de britagem nas propriedades do concreto de cimento Portland.** 2008. 295p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC.

**APÊNDICE 1****Regimes de cura dos concretos**

Figura 44 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv0

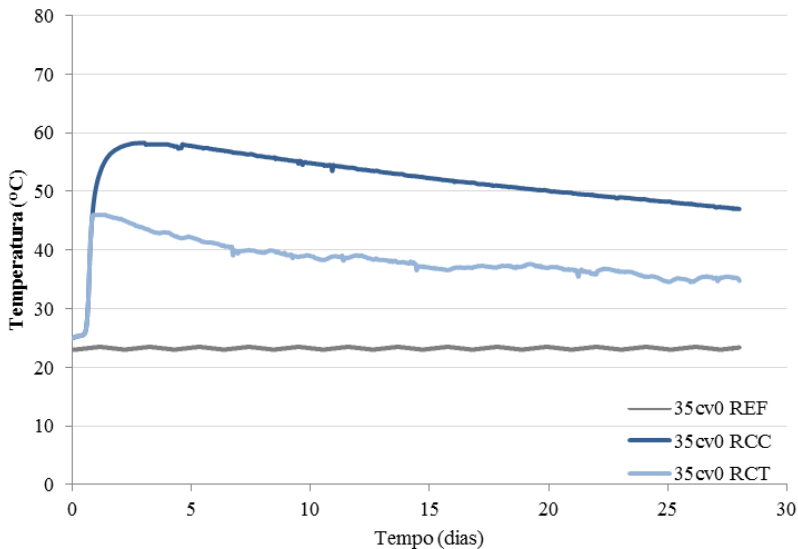


Figura 45 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv15

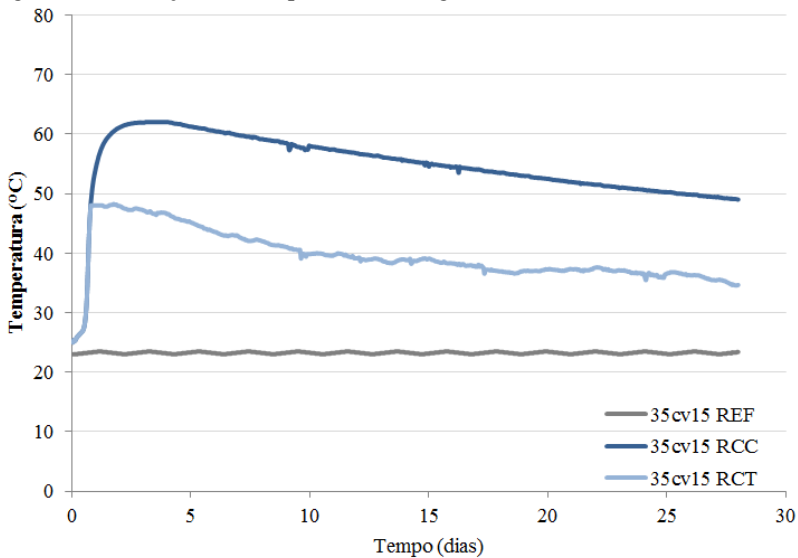


Figura 46 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C35cv30

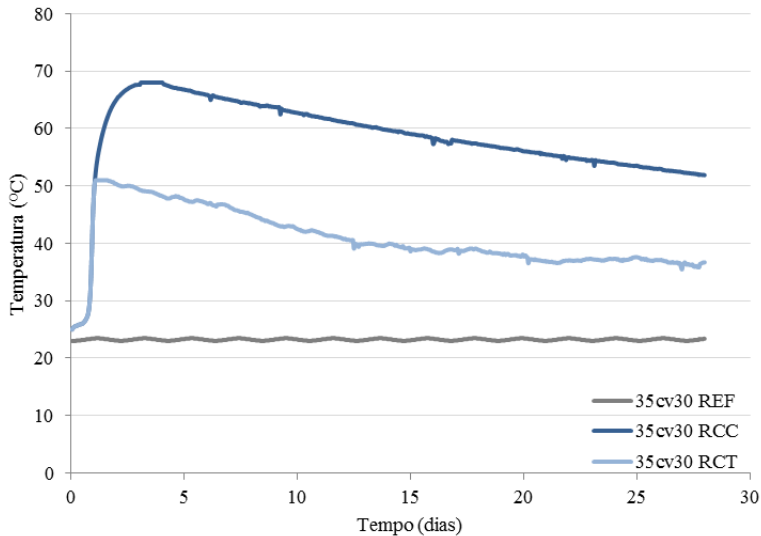


Figura 47 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv0

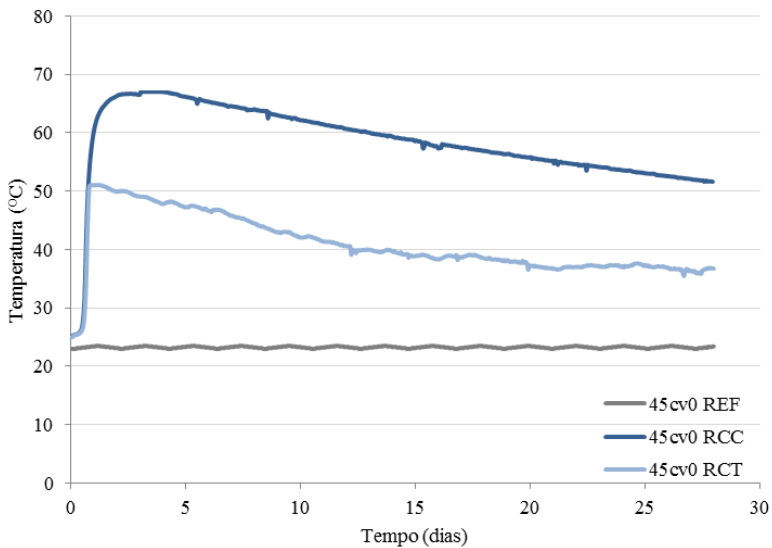




Figura 48 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv15

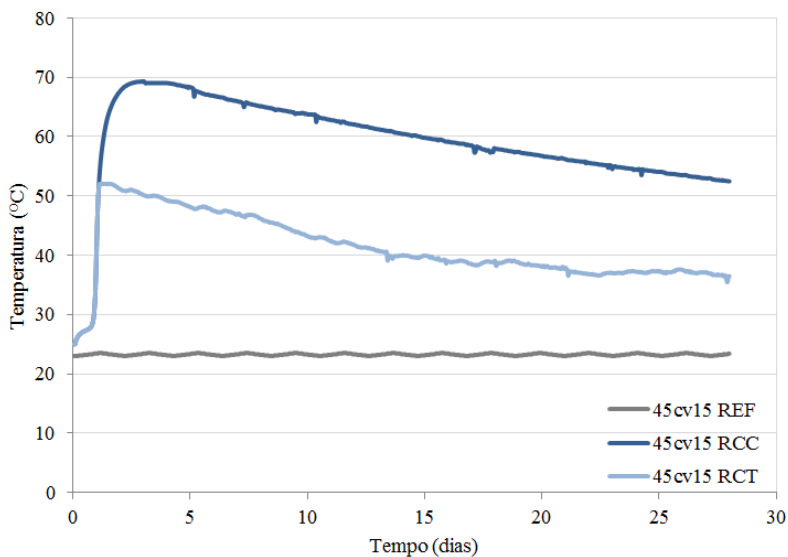
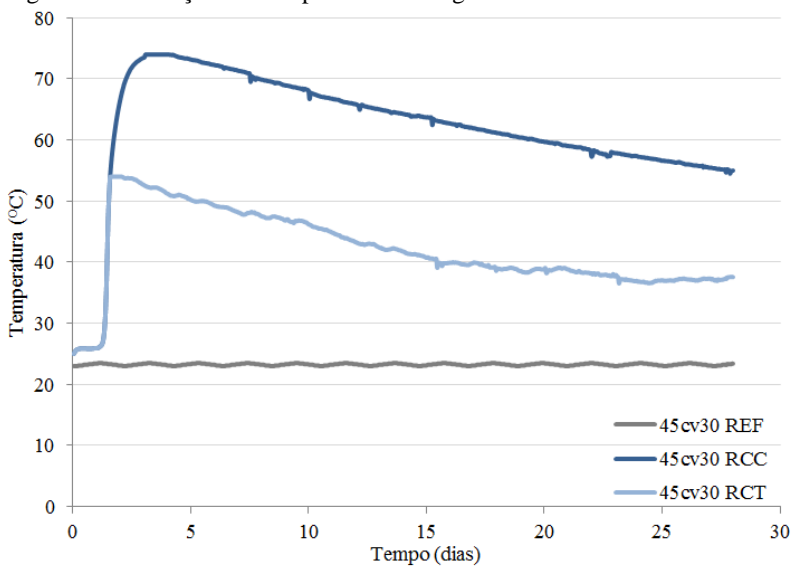


Figura 49 - Elevações de temperatura dos regimes de cura do concreto C45cv30

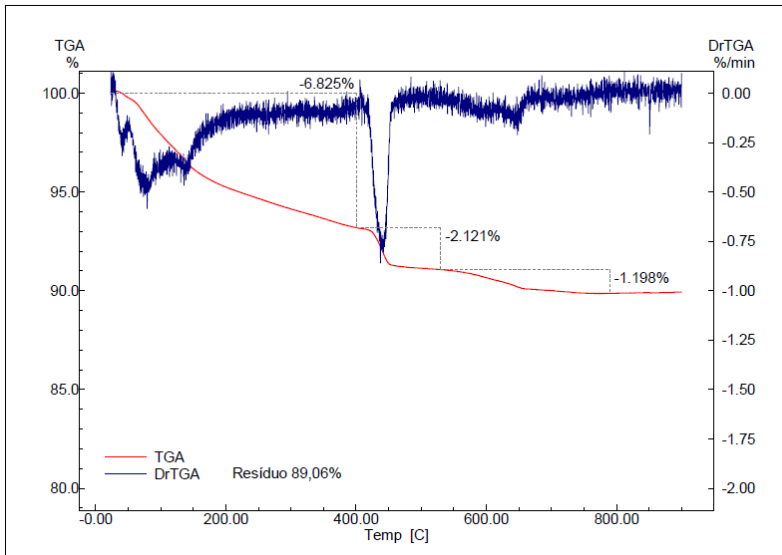


**APÊNDICE 2**

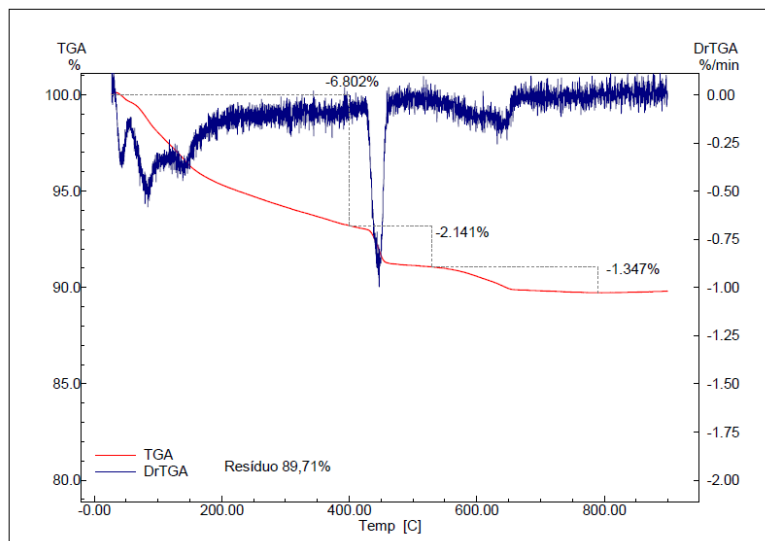
**Termogravimetria – curvas TGA e DrTGA das pastas de cimento Portland**

Figura 50 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv0

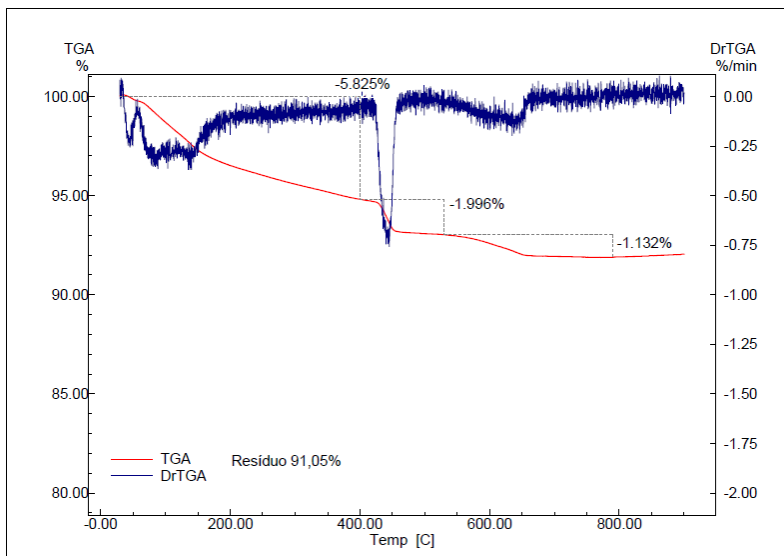
(a) P35cv0 - RCT (referência)



(b) P35cv0 - RCT (banho)



(c) P35cv0 - RCC (referência)



(d) P35cv0 - RCC (banho)

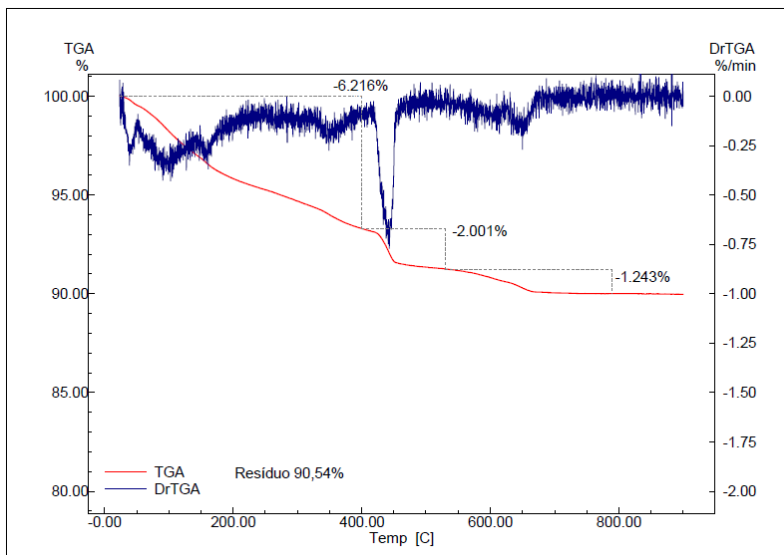
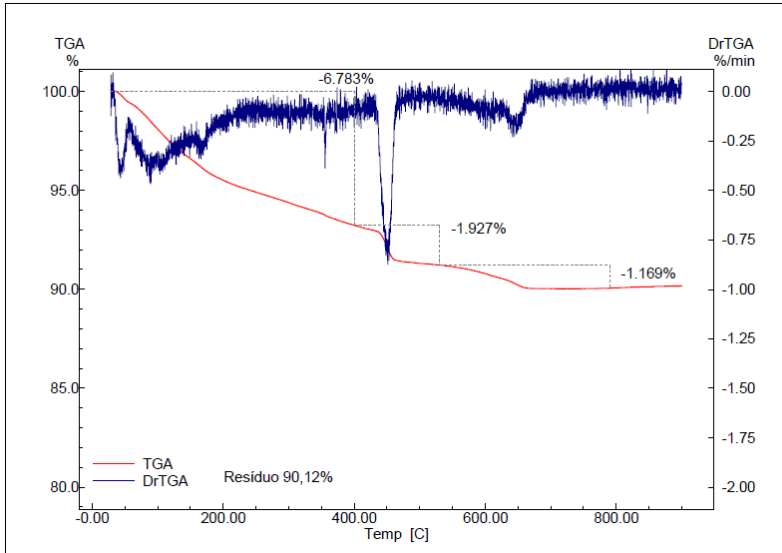
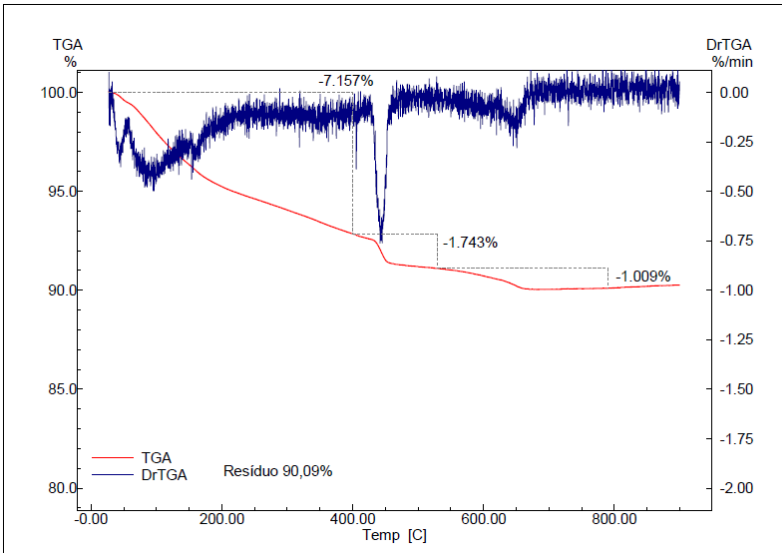


Figura 51 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv15

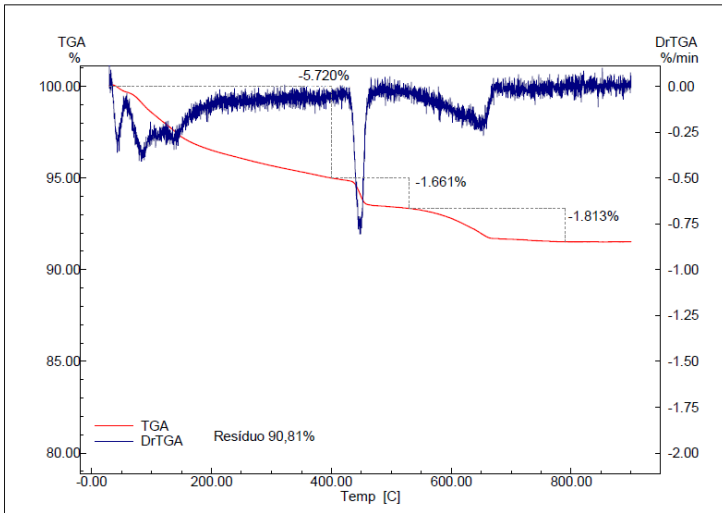
(a) P35cv15 - RCT (referência)



(b) P35cv15 - RCT (banho)



(c) P35cv15 - RCC (referência)



(d) P35cv15 - RCC (banho)

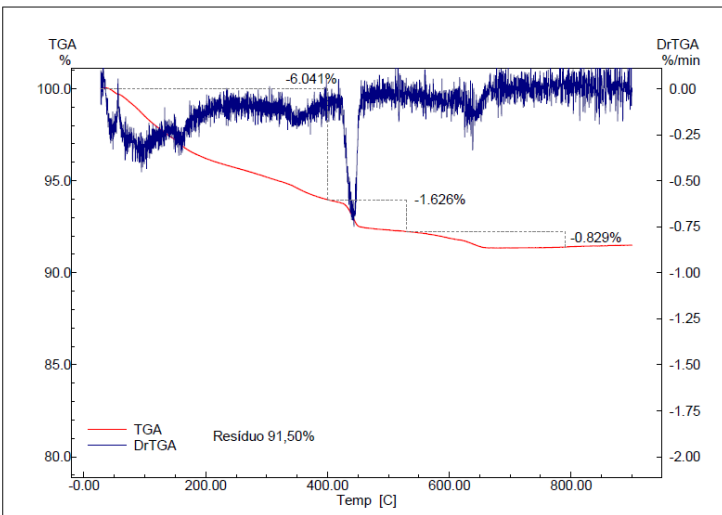
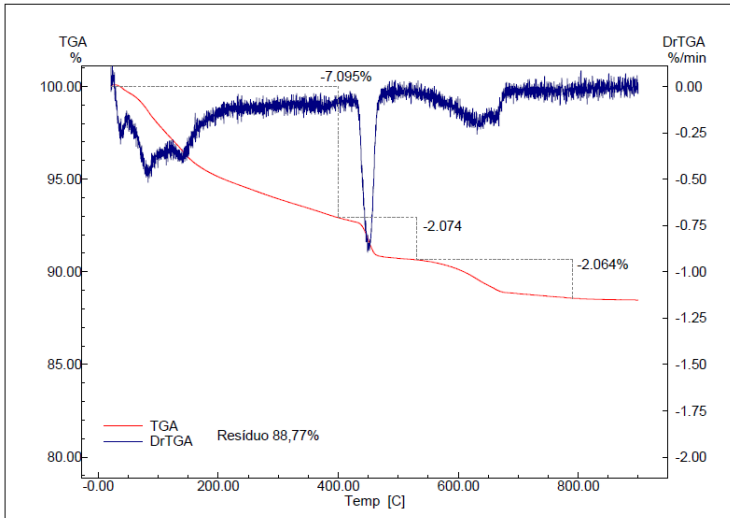
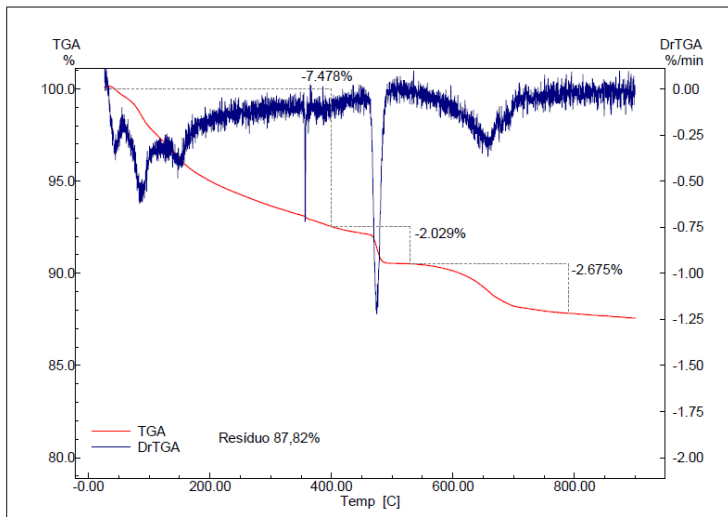


Figura 52 - Curva TGA e DrTGA da pasta 35cv30

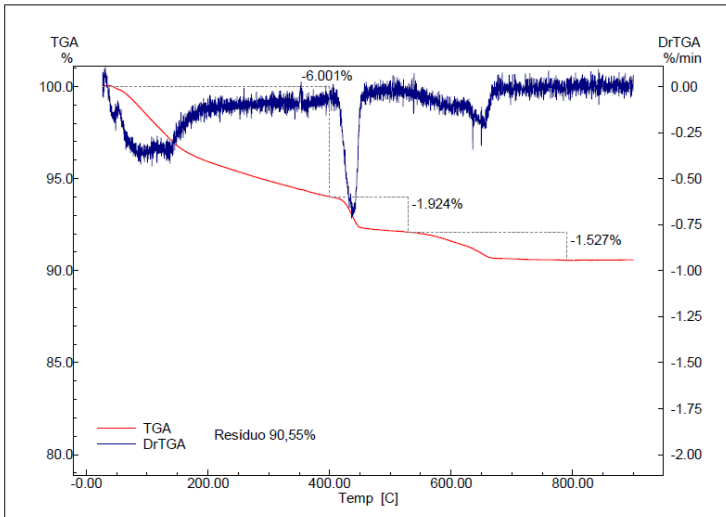
(a) P35cv30 - RCT (referência)



(b) P35cv30 - RCT (banho)



(c) P35cv30 - RCC (referência)



(d) P35cv30 - RCC (banho)

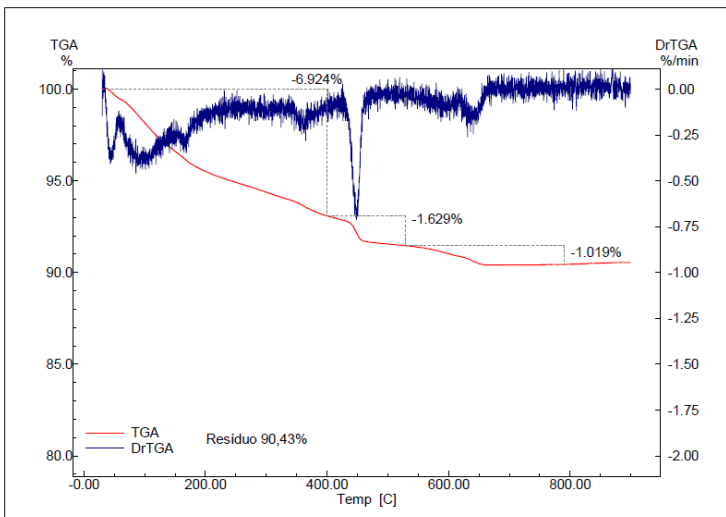
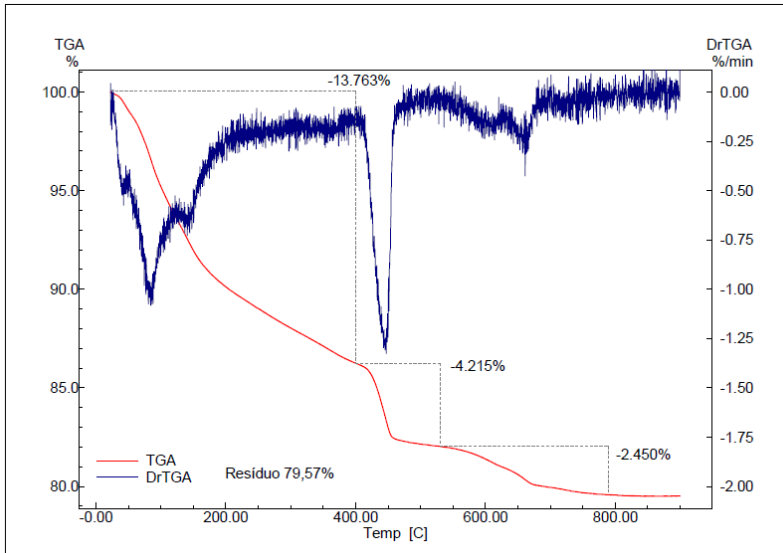
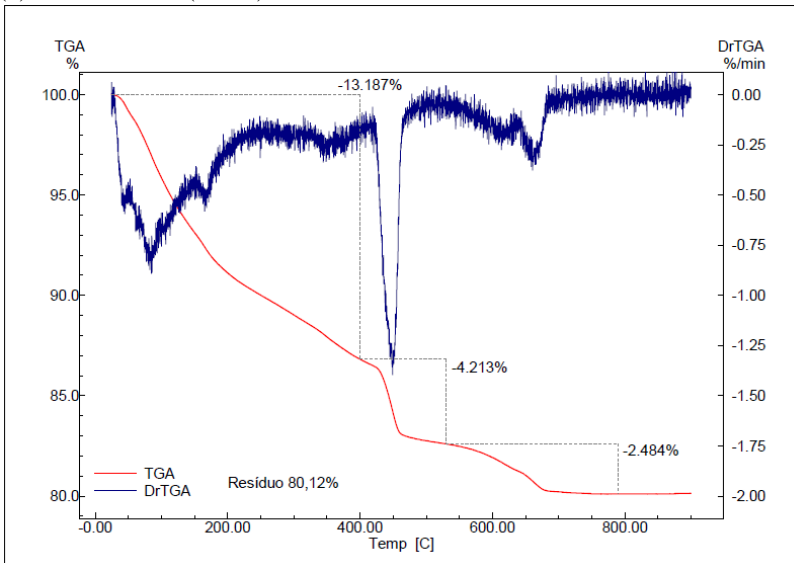


Figura 53 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv0

(a) P45cv0 - RCT (referência)

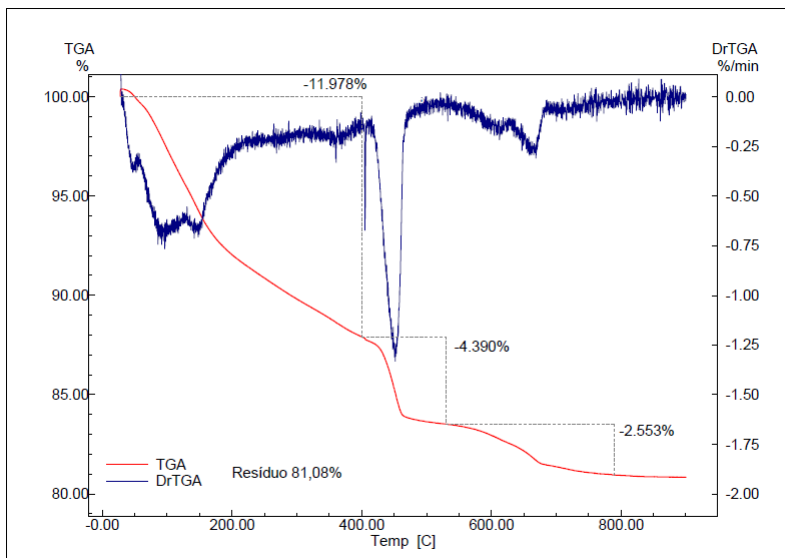


(b) P45cv0 - RCT (banho)





(c) P45cv0 - RCC (referência)



(d) P45cv0 - RCC (banho)

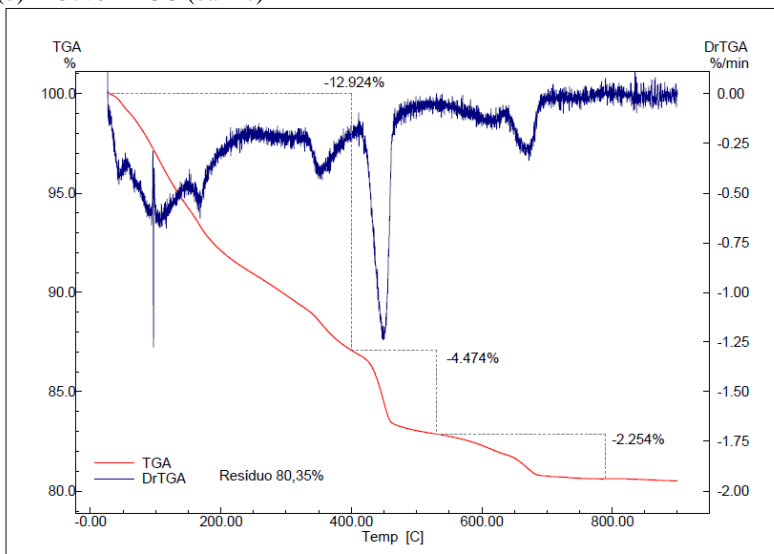
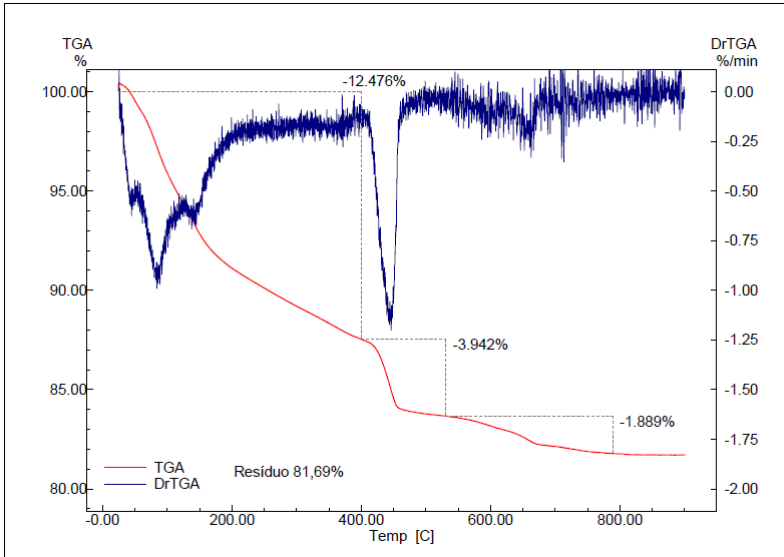
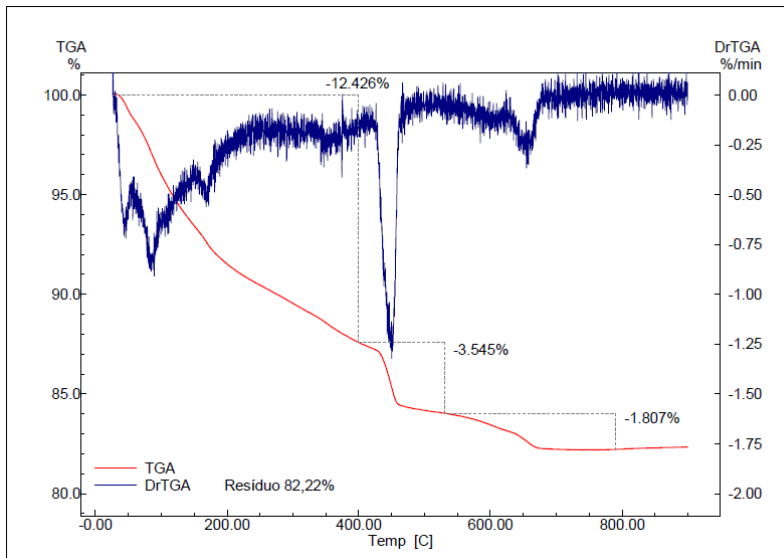


Figura 54 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv15

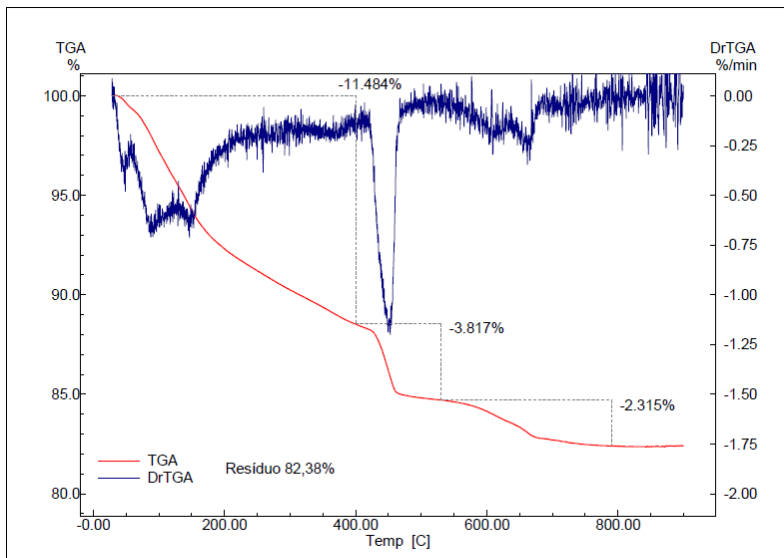
(a) P45cv15 - RCT (referência)



(b) P45cv15 - RCT (banho)



(c) P45cv15 – RCC (referência)



(d) P45cv15 - RCC (banho)

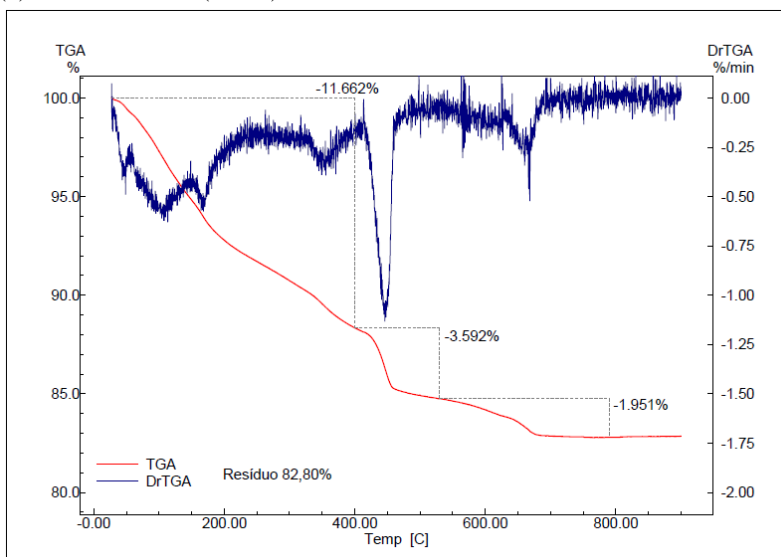
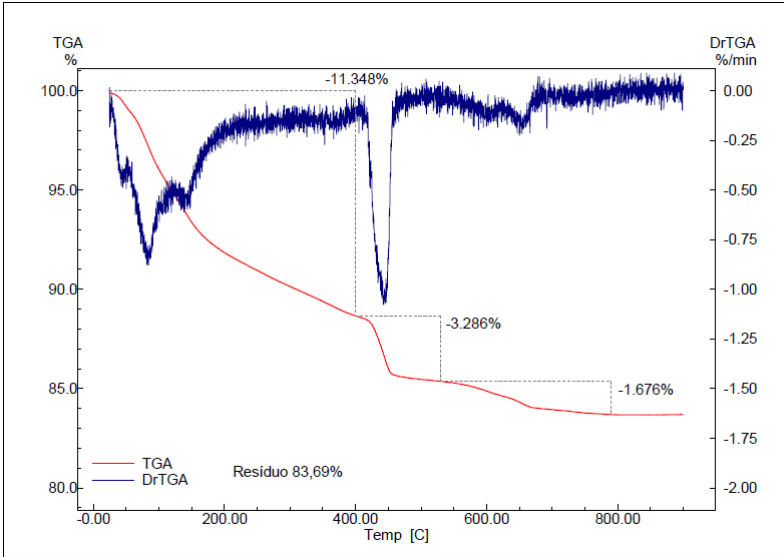
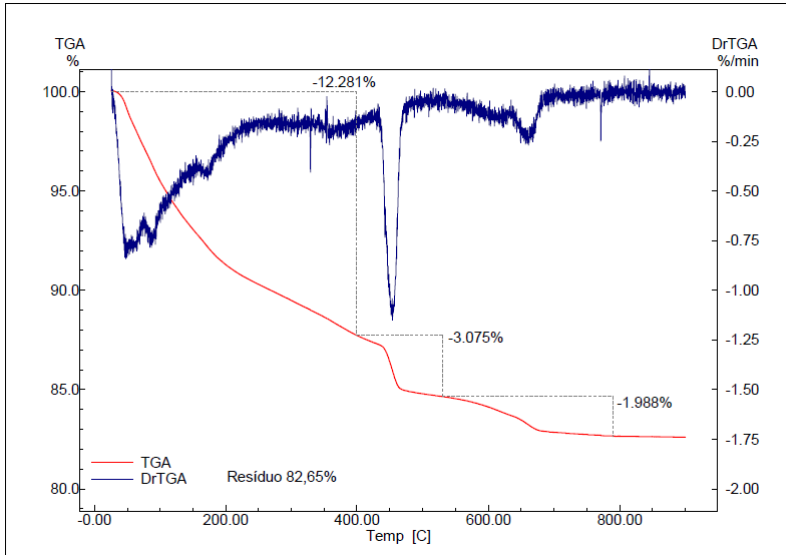


Figura 55 - Curva TGA e DrTGA da pasta 45cv30

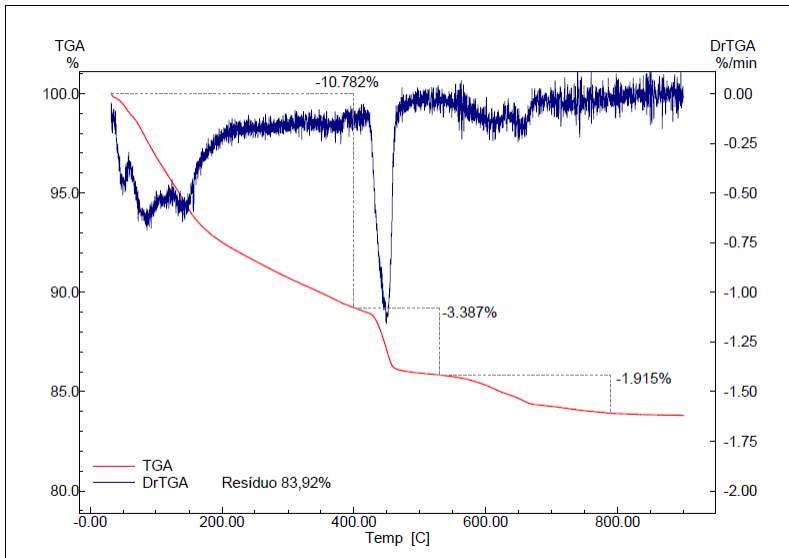
(a) P45cv30 - RCT (referência)



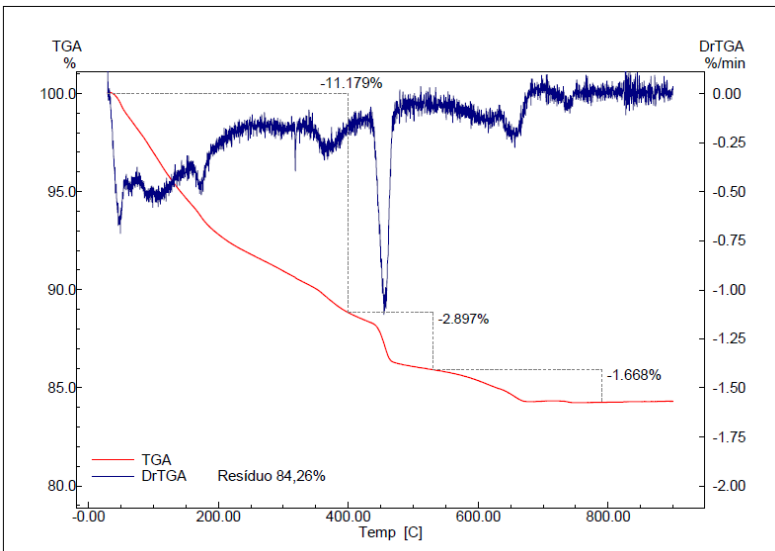
(a) P45cv30 - RCT (banho)



(c) P45cv30 – RCC (referência)



(d) P45cv30 – RCC (banho)



### APÊNDICE 3

#### Termogravimetria – procedimentos de cálculo

##### 3.1 Cálculos dos teores de hidróxido de cálcio e de carbonato de cálcio

A determinação do teor de hidróxido de cálcio presente nas amostras foi realizada pela aplicação da equação 19.

$$\text{Ca(OH)}_2 = \text{H}_2\text{O} \cdot \frac{M_{\text{Ca(OH)}_2}}{M_{\text{H}_2\text{O}}} \quad (19)$$

Onde:

$\text{Ca(OH)}_2$ : teor de hidróxido de cálcio (%);

$\text{H}_2\text{O}$ : teor de água combinada com o  $\text{Ca(OH)}_2$ , obtida na curva TGA (%);

$M_{\text{Ca(OH)}_2}$ : massa molecular do hidróxido de cálcio - equivalente a 74g/mol;

$M_{\text{H}_2\text{O}}$ : massa molecular da água - equivalente a 18g/mol.

A determinação do teor de carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) presente nas amostras foi realizada pela aplicação da equação 20.

$$\text{CaCO}_3 = \text{CO}_2 \cdot \frac{M_{\text{CaCO}_3}}{M_{\text{CO}_2}} \quad (20)$$

Onde:

$\text{CaCO}_3$ : teor de carbonato de cálcio (%);

$\text{CO}_2$ : teor de gás carbônico combinado com o  $\text{CaCO}_3$  obtido na curva TGA (%);

$M_{\text{CaCO}_3}$ : massa molecular do carbonato de cálcio - equivalente a 100g/mol;

$M_{\text{CO}_2}$ : massa molecular da água - equivalente a 44g/mol.

##### 3.2 Correções

Para comparação dos resultados das curvas termogravimétricas, é preciso efetuar a correção das perdas de massa para a base não voláteis, de acordo com o fator de correção obtido através da equação 21.

$$FC_{\text{res}} = \frac{100}{M_{\text{res}}} \quad (21)$$

Onde:

$FC_{\text{res}}$ : fator de correção para a base de não voláteis;

$M_{\text{res}}$ : massa residual após a perda de massa devido ao aquecimento a 900°C (%).

A tabela 37 contém as perdas de massa referentes às amostras submetidas ao ensaio de termogravimetria, ensaiadas na idade de 28 dias, e o respectivo fator de correção utilizado para obtenção dos valores na base de não voláteis. Nesta tabela, e nas próximas duas, “ref” é a abreviação de referência (pasta que sofreu cura a  $23\pm 2^\circ\text{C}$ ) e “b” refere-se a banho (pasta que sofreu a cura com elevação de temperatura).

Tabela 37 - Perdas de massa das pastas de cimento aos 28 dias – termogravimetria

Cura	Pasta		Perda de massa (%)							Resíduo (%)	FC resíduo
			Água			Hidróxido de cálcio		Carbonato de Cálcio			
	P	Tipo	Livre	Hidratos	Total	H <sub>2</sub> O	Ca(OH) <sub>2</sub>	CO <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>		
Cura topo (RCT)	35cv0	ref	2,29	4,54	6,83	2,12	8,72	2,00	4,54	89,06	1,12
		b	2,15	4,65	6,80	2,14	8,80	1,35	3,06	89,71	1,11
	35cv15	ref	2,11	4,67	6,78	1,93	7,92	1,17	2,66	90,12	1,11
		b	2,26	4,90	7,16	1,74	7,17	1,01	2,29	90,09	1,11
	35cv30	ref	2,24	4,86	7,10	2,07	8,53	2,06	4,69	88,77	1,13
		b	2,27	5,21	7,48	2,03	8,34	2,68	6,08	87,82	1,14
	45cv0	ref	5,19	8,57	13,76	4,22	17,33	2,45	5,57	79,57	1,26
		b	4,30	8,89	13,19	4,21	17,32	2,48	5,65	80,12	1,25
	45cv15	ref	4,44	8,03	12,48	3,94	16,21	1,89	4,29	81,69	1,22
		b	4,24	8,19	12,43	3,55	14,57	1,81	4,11	82,22	1,22
	45cv30	ref	4,28	7,07	11,35	3,29	13,51	1,68	3,81	83,69	1,19
		b	4,82	7,46	12,28	3,08	12,64	1,99	4,52	82,66	1,21
Cura centro (RCC)	35cv0	ref	1,76	4,07	5,83	2,00	8,21	1,13	2,57	91,05	1,10
		b	1,95	4,26	6,22	2,00	8,23	1,24	2,83	90,54	1,10
	35cv15	ref	1,58	4,14	5,72	1,66	6,83	1,81	4,12	90,81	1,10
		b	1,48	4,56	6,04	1,63	6,68	0,83	1,88	91,50	1,09
	35cv30	ref	1,77	4,23	6,00	1,92	7,91	1,53	3,47	90,55	1,10
		b	2,05	4,87	6,92	1,63	6,70	1,02	2,32	90,43	1,11
	45cv0	ref	3,00	8,97	11,98	4,39	18,05	2,55	5,80	81,08	1,23
		b	3,33	9,59	12,92	4,47	18,39	2,25	5,12	80,35	1,24
	45cv15	ref	3,11	8,38	11,48	3,82	15,69	2,32	5,26	82,38	1,21
		b	3,01	8,65	11,66	3,59	14,77	1,95	4,43	82,79	1,21
	45cv30	ref	3,47	7,31	10,78	3,39	13,92	1,92	4,35	83,92	1,19
		b	3,30	7,88	11,18	2,90	11,91	1,67	3,79	84,26	1,19

Durante a produção das pastas, em algumas foi necessário adicionar areia natural seca para garantir a uniformidade da consistência. Isto porque as pastas foram produzidas com as mesmas relações água/cimento equivalente dos concretos e, portanto, diferem-se entre si. Esta adição de areia influencia diretamente nos valores de massa residual, haja vista que o ponto de fusão da maior parte dos constituintes da areia possui é acima dos  $900^\circ\text{C}$ , que foi o limite de temperatura

praticado neste ensaio. Sendo assim, se faz necessária a correção dos valores de perda de massa através da equação 22.

$$FC_{\text{areia}} = \frac{Mc + Ma}{Mc} \quad (22)$$

Onde:

$FC_{\text{areia}}$ : fator de correção de perda de massa devido à adição de areia;

Mc: massa de material aglomerante;

Ma: massa adicionada de areia

Tabela 38 - Perdas de massa corrigidas para a base não voláteis – termogravimetria

Cura	Pasta		Perda de massa (%)							Resíduo (%)	FC areia	
			Água			Hidróxido de cálcio		Carbonato de Cálcio				
	P	Tipo	Livre	Hidratos	Total	H <sub>2</sub> O	Ca(OH) <sub>2</sub>	CO <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>			
Cura topo (RCT)	35cv0	ref	2,57	5,09	7,66	2,38	9,79	2,24	5,10	100,0	2,28	
		b	2,40	5,18	7,58	2,39	9,81	1,50	3,41	100,0	2,28	
	35cv15	ref	2,34	5,19	7,53	2,14	8,79	1,30	2,95	100,0	1,94	
		b	2,51	5,44	7,94	1,93	7,95	1,12	2,55	100,0	1,94	
	35cv30	ref	2,52	5,47	7,99	2,34	9,61	2,33	5,28	100,0	1,68	
		b	2,58	5,93	8,52	2,31	9,50	3,05	6,92	100,0	1,68	
	45cv0	ref	6,52	10,78	17,30	5,30	21,78	3,08	7,00	100,0	1,00	
		b	5,37	11,09	16,46	5,26	21,62	3,10	7,05	100,0	1,00	
	45cv15	ref	5,44	9,83	15,27	4,83	19,84	2,31	5,26	100,0	1,00	
		b	5,16	9,96	15,11	4,31	17,73	2,20	4,99	100,0	1,00	
	45cv30	ref	5,11	8,45	13,56	3,93	16,14	2,00	4,55	100,0	1,00	
		b	5,83	9,03	14,86	3,72	15,29	2,41	5,47	100,0	1,00	
	Cura centro (RCC)	35cv0	ref	1,95	4,47	6,40	2,19	9,01	1,24	2,83	100,0	2,28
			b	2,17	4,71	6,87	2,21	9,09	1,37	3,12	100,0	2,28
35cv15		ref	1,76	4,56	6,30	1,83	7,52	2,00	4,54	100,0	1,94	
		b	1,64	4,99	6,60	1,78	7,30	0,91	2,06	100,0	1,94	
35cv30		ref	1,97	4,67	6,63	2,12	8,74	1,69	3,83	100,0	1,68	
		b	2,28	5,39	7,66	1,80	7,41	1,13	2,56	100,0	1,68	
45cv0		ref	3,33	11,07	14,77	5,41	22,26	3,15	7,15	100,0	1,00	
		b	3,70	11,94	16,09	5,57	22,89	2,81	6,38	100,0	1,00	
45cv15		ref	3,45	10,17	13,94	4,63	19,05	2,81	6,39	100,0	1,00	
		b	3,34	10,45	14,09	4,34	17,83	2,36	5,36	100,0	1,00	
45cv30		ref	3,85	8,71	12,85	4,04	16,59	2,28	5,19	100,0	1,00	
		b	3,66	9,35	13,27	3,44	14,14	1,98	4,50	100,0	1,00	



Tabela 39 - Perdas de massa corrigidas para adição de areia – termogravimetria

Cura	Pasta		Perda de massa (%)						
			Água			Hidróxido de cálcio		Carbonato de Cálcio	
	P	Tipo	Livre	Hidratos	Total	H <sub>2</sub> O	Ca(OH) <sub>2</sub>	CO <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>
Cura topo (RCT)	35cv0	ref	5,86	11,61	17,46	5,43	22,31	5,11	11,62
		b	5,47	11,81	17,28	5,44	22,36	3,42	7,78
	35cv15	ref	4,54	10,06	14,60	4,15	17,06	2,52	5,72
		b	4,87	10,55	15,41	3,75	15,43	2,17	4,94
	35cv30	ref	4,22	9,17	13,40	3,92	16,10	3,90	8,86
		b	4,33	9,94	14,27	3,87	15,92	5,11	11,60
	45cv0	ref	6,52	10,78	17,30	5,30	21,78	3,08	7,00
		b	5,37	11,09	16,46	5,26	21,62	3,10	7,05
	45cv15	ref	5,44	9,83	15,27	4,83	19,84	2,31	5,26
		b	5,16	9,96	15,11	4,31	17,73	2,20	4,99
	45cv30	ref	5,11	8,45	13,56	3,93	16,14	2,00	4,55
		b	5,83	9,03	14,86	3,72	15,29	2,41	5,47
Cura Centro (RCC)	35cv0	ref	4,44	10,19	14,58	5,00	20,54	2,83	6,44
		b	4,94	10,73	15,65	5,04	20,70	3,13	7,11
	35cv15	ref	3,41	8,84	12,22	3,55	14,59	3,87	8,80
		b	3,18	9,68	12,81	3,45	14,17	1,76	4,00
	35cv30	ref	3,29	7,83	11,11	3,56	14,64	2,83	6,42
		b	3,82	9,03	12,83	3,02	12,41	1,89	4,29
	45cv0	ref	3,33	11,07	14,77	5,41	22,26	3,15	7,15
		b	3,70	11,94	16,09	5,57	22,89	2,81	6,38
	45cv15	ref	3,45	10,17	13,94	4,63	19,05	2,81	6,39
		b	3,34	10,45	14,09	4,34	17,83	2,36	5,36
	45cv30	ref	3,85	8,71	12,85	4,04	16,59	2,28	5,19
		b	3,66	9,35	13,27	3,44	14,14	1,98	4,50

Para a correta análise da perda de massa associada aos hidratos formados e ao teor de hidróxido de cálcio é necessário ajustar os valores em função da massa total de cimento para aquelas misturas com cinza volante (equação 23).

$$FC_{cv} = \frac{100}{100 - \%CV} \quad (23)$$

Onde:

FC<sub>cv</sub>: fator de correção para massa total de cimento;

%CV: teor de substituição de cimento por cinza volante (%).

Sendo assim, os resultados das misturas com 15% de cinza volante receberam um fator de correção de 1,1765, enquanto que nas misturas com 30% de cinza volante o fator de correção foi de 1,4286. A

tabela 24, no capítulo 4, apresenta os teores de água quimicamente combinada (hidratos) e de hidróxido de cálcio finais.