



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RICARDO JUNCKES

**INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CINZA VOLANTE NA
ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DE CONCRETOS
APLICADOS EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO**

**Florianópolis, SC
2015**

RICARDO JUNCKES

**INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CINZA VOLANTE NA
ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DE CONCRETOS
APLICADOS EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.
Área de concentração: Construção civil.

Orientador: Prof. Luiz Roberto Prudêncio Junior, Dr.

Florianópolis, SC
2015

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

Junckes, Ricardo

Influência da adição de cinza volante na elevação de temperatura de concretos aplicados em blocos de fundação / Ricardo Junckes ; orientador, Luiz Roberto Prudêncio Júnior - Florianópolis, SC, 2015.
162 p.

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

Inclui referências

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

Ricardo Junckes

**INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE CINZA VOLANTE NA
ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DE CONCRETOS
APLICADOS EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO**

Essa Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de Mestre, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 27 de novembro de 2015.

Prof. Dr. Glicério Trichês
Coordenador do Curso

Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Junior
Orientador - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

Banca examinadora:

Prof^a Dr^a Janaíde Cavalcante Rocha
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

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

Prof. Dr. Claudio de Souza Kazmierczak
Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Dedico este trabalho à minha
Esposa Jerusa e ao meu Filho
Gabriel com todo amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

À minha Esposa Jerusa pelo apoio e incentivo. Obrigado por estar sempre ao meu lado.

Ao Professor Dr. Luiz Roberto Prudêncio Júnior, pela confiança e amizade, além dos valiosos ensinamentos compartilhados durante a orientação deste trabalho.

Aos Professores Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto e Dr^a Ângela do Valle, por apoiarem meu ingresso no Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil.

À banca examinadora de qualificação e defesa: Professora Dr^a Janaíde Cavalcante Rocha, Professor Dr. Philippe Jean Paul Gleize e Professor Dr. Cláudio de Souza Kazmierczak, obrigado por aceitarem participar da avaliação deste trabalho e por suas sugestões e contribuições.

Aos colegas do GTec: Paula, Lucas, Eduardo, Paulo, Adriano, Ronaldo, Rudiele, obrigado pelo companheirismo e auxílio na realização de diversas atividades.

À Empresa Concremohr pelo apoio a esta pesquisa, pelo patrocínio para aquisição de materiais e equipamentos e pelo fornecimento de agregados, cinza volante e cimento utilizados neste trabalho.

À Empresa Engemix pelo fornecimento de materiais.

A todos que contribuíram de forma direta ou indireta para a realização e conclusão deste trabalho.

Muito obrigado!

RESUMO

Atualmente a estrutura de grandes edifícios tem requerido a construção de grandes blocos em concreto armado para o coroamento de suas fundações. Esses blocos, devido ao calor gerado pelo processo de hidratação do cimento, aliado ao seu grande volume e às características térmicas do concreto, são submetidos a elevadas temperaturas em seu interior, muitas vezes acima de 70 °C. A utilização de cinza volante, quando aplicada em substituição parcial do cimento Portland, é tida como uma solução que pode minimizar o processo de elevação de temperatura. Contudo, como as resistências características desses blocos são geralmente especificadas para idades de 28 dias, e a ação pozolânica das cinzas volantes é lenta, geralmente o consumo de aglomerante das misturas é mais elevado do que quando se utiliza somente cimento Portland, pondo em dúvida a eficácia do uso das cinzas volantes para a redução da temperatura máxima a ser alcançada neste tipo de estrutura, que ocorre poucos dias após a concretagem. Assim sendo, o presente trabalho tem o objetivo de avaliar o efeito da substituição parcial de cimento Portland por cinza volante sobre a elevação de temperatura do concreto submetido a uma elevação adiabática de temperatura, durante sua cura nas idades iniciais e sobre a sua resistência à compressão, para diferentes tipos de cura. Para isso, foi desenvolvido um calorímetro adiabático com dimensões compatíveis para este estudo. Os concretos testados foram produzidos com resistência característica à compressão a 28 dias de 35 MPa, 45 MPa e 55 MPa, sob cura em temperatura de 23 °C, e todos receberam substituições de cimento por cinza volante nas seguintes porcentagens: 0% (referência), 15%, 30% e 45%. Sua elevação de temperatura foi monitorada durante as primeiras 72 horas após a mistura, e a resistência à compressão do concreto foi avaliada aos 28 dias de idade para diferentes temperaturas de cura. Além disso, a influência da cinza volante sobre o consumo de hidróxido de cálcio foi quantificada por ensaios de termogravimetria, em pastas preparadas com as mesmas proporções das utilizadas nos concretos testados. Os resultados demonstraram que a utilização de cinza volante em concretos submetidos à elevação autógena de temperatura não levou a uma redução significativa no coeficiente de elevação adiabática de temperatura, se comparada com as misturas de referência, e que cura a elevadas temperaturas nas idades iniciais traz prejuízos para a resistência à compressão aos 28 dias de idade.

Palavras-chave: bloco de fundação, elevação de temperatura, cinza volante.

ABSTRACT

Large reinforced concrete pile caps have been generally used in foundations of tall building. These pile caps, due to the heat generated by cement hydration process, coupled with its large volume and thermal characteristics of the concrete, are subjected to high temperatures, often above 70 °C, leading to crack formation. The use of fly ash as partial replacement of the Portland cement is one the solutions adopted to reduce this temperature rise. However, since the compressive strength of these structural elements are generally specified for 28 days and pozzolanic activity of fly ash is slow, typically the amount of binder used in these mixtures is higher than those of using exclusively Portland cement. This fact jeopardizes the efficacy of fly ash to reduce the maximum temperature achieved in this type of structure, which occurs a few days after concrete placement. Therefore, this study aims at evaluating the effect of partial replacement of Portland cement by fly ash on temperature rise of concrete subjected to adiabatic conditions during its curing at early ages and on the compressive strength for different types of curing. The experimental tests were carried out in an adiabatic calorimeter specially designed for this study. The concrete mixtures were produced with characteristic compressive strength of 35 MPa, 45 MPa and 55 MPa at 28 days. The cement replacement by fly ash where: 0% (reference), 15%, 30% and 45%. The temperature rise was monitored during the first 72 hours after mixing and the compression strength of concrete was assessed at 28 days for different curing conditions. In addition, the influence of fly ash on the calcium hydroxide consumption was measured by thermogravimetric tests in pastes prepared with the same proportions as those used in the concrete previously tested. The results obtained demonstrated that the replacement of cement by fly ash in concrete subjected to the autogenous temperature increase did not reduce the adiabatic temperature rise coefficient. Moreover, high temperature curing during early ages decreases the compressive strength of concrete mixtures after 28 days.

Keywords: pile caps, temperature rise, fly ash.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Calorímetro adiabático – corte esquemático.....	29
Figura 2 – Elevação de temperatura bloco pilar 19 – Ponte Mista sobre o Rio Orinoco.....	31
Figura 3 – Representação esquemática da evolução do calor de hidratação.....	36
Figura 4 – Elevação de temperatura de concretos com diferentes tipos de cimento.....	39
Figura 5 – Curva TGA/DrTGA típica de pasta de cimento Portland. ...	54
Figura 6 – Microscopia eletrônica de varredura da cinza volante.....	57
Figura 7 – Perfil de elevação de temperatura de concretos.....	59
Figura 8 – Perfil de elevação de temperatura de concreto com altos teores de cinza volante.....	61
Figura 9 – Fluxograma do programa experimental.....	72
Figura 10 – Distribuição granulométrica da cinza volante.....	79
Figura 11 – Ensaio de determinação da consistência do concreto.....	83
Figura 12 – Procedimentos do ensaio Índice de desempenho com cimento Portland.....	84
Figura 13 – Corpos de prova - Índice de desempenho com cimento Portland.....	85
Figura 14 – Procedimentos do ensaio de Chapelle modificado.....	86
Figura 15 – Calorímetro adiabático – esquema de montagem.....	87
Figura 16 – Calorímetro adiabático.....	88
Figura 17 – Preparação para início do ensaio de elevação de temperatura.....	88
Figura 18 – Curva de arrefecimento da água no interior do tanque de banho.....	89
Figura 19 – Corpos de prova de concreto - ensaio de resistência à compressão.....	92
Figura 20 – Ensaio de resistência à compressão.....	93
Figura 21 – Preparação das pastas de cimento para o ensaio de termogravimetria.....	94
Figura 22 – Interrupção do processo de hidratação das pastas de cimento.....	95
Figura 23 – Preparação da amostra para o ensaio de termogravimetria.....	96
Figura 24 – Analisador térmico – ensaio de termogravimetria.....	98
Figura 25 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 0% de cinza volante.....	102
Figura 26 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 15% de cinza volante.....	103

Figura 27 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 30% de cinza volante.	104
Figura 28 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 45% de cinza volante.	105
Figura 29 – Curva de dosagem – f_{cj} x relação a/c.	107
Figura 30 - Curva de dosagem – relação a/c x m.	107
Figura 31 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 35 MPa.	113
Figura 32 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 45 MPa.	115
Figura 33 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 55 MPa.	116
Figura 34 – Coeficiente de elevação de temperatura.	122
Figura 35 – Resistência à compressão aos 28 dias de idade.	127
Figura 36 – Resistência à compressão aos seis dias de idade.	130
Figura 37 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-45.	131
Figura 38 – Comparação do teor de água livre nas pastas de cimento com a relação a/c.	133
Figura 39 – Perda de massa de água associada a hidratos.	134
Figura 40 – Teor de hidróxido de cálcio remanescente.	135
Figura 41 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-35.	153
Figura 42 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-35.	154
Figura 43 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-35.	154
Figura 44 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-35.	155
Figura 45 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-45.	155
Figura 46 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-45.	156
Figura 47 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-45.	156
Figura 48 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-45.	157
Figura 49 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-55.	157
Figura 50 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-55.	158
Figura 51 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-55.	158
Figura 52 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-55.	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de cimento Portland.....	33
Tabela 2 – Calor de hidratação dos compostos puros do cimento Portland.....	38
Tabela 3 – Resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade.....	64
Tabela 4 – Resultados da caracterização química do cimento.....	74
Tabela 5 – Resultados da caracterização física e mecânica do cimento.....	75
Tabela 6 – Caracterização agregado miúdo - areia natural.....	76
Tabela 7 – Caracterização agregado miúdo - areia industrial.....	76
Tabela 8 – Caracterização agregado graúdo - zona granulométrica 4,75/9,5.....	77
Tabela 9 – Caracterização agregado graúdo - zona granulométrica 9,5/25.....	78
Tabela 10 – Dados granulométricos percentuais da cinza volante.....	79
Tabela 11 – Características físico-químicas do aditivo Mira Set 48.....	80
Tabela 12 – Valores de resistência à compressão de dosagem.....	81
Tabela 13 – Capacidade calorífica do calorímetro.....	90
Tabela 14 – Característica das pastas produzidas para o ensaio de termogravimetria.....	94
Tabela 15 – Parâmetros dos concretos produzidos com os traços auxiliares.....	100
Tabela 16 – Coeficientes das curvas de dosagem.....	101
Tabela 17 – Impacto financeiro da utilização de cinza volante.....	109
Tabela 18 – Quantidade de materiais por m ³ dos concretos testados.....	110
Tabela 19 – Composição das argamassas – Índice de desempenho com cimento Portland.....	111
Tabela 20 – Índice de desempenho com cimento Portland.....	112
Tabela 21 – Atividade pozolânica da cinza volante – método de Chapelle modificado.....	112
Tabela 22 – Coeficiente de elevação de temperatura.....	118
Tabela 23 – Tempo necessário para o início da elevação de temperatura.....	122
Tabela 24 – Resistência à compressão aos 28 dias de idade.....	125
Tabela 25 – Teste ANOVA valores médios de resistência para o tipo de cura 2.....	126
Tabela 26 – Resistência à compressão aos seis dias de idade.....	129
Tabela 27 – Perda de massa das pastas por termogravimetria.....	132
Tabela 28 – Perda de massa em função da massa total de cimento Portland.....	133

Tabela 29 – Perda de massa das pastas aos 28 dias de idade - termogravimetria.....	160
Tabela 30 – Perdas de massa corrigidas para a base de não voláteis - termogravimetria.....	161
Tabela 31 – Perdas de massa corrigidas para adição de areia - termogravimetria.....	162

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A – Óxido de alumina
a/c – Relação água – materiais cimentícios
ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI – American Concrete Institute
 Al_2O_3 – Óxido de alumina
 Al^{+3} – Íon alumínio
ANOVA – Análise de variância
ASTM – American Society For Testting And Materials
C – Óxido de cálcio
 C_2S – Silicato dicálcico
 C_3S – Silicato tricálcico
 C_3A – Aluminato tricálcico
 C_4AF – Ferroaluminato tetracálcico
 Ca^{+2} – Íon cálcio
C-A-H – Aluminato de cálcio hidratado
CaO – Óxido de cálcio
 $Ca(OH)_2$ – Hidróxido de cálcio
CASAN – Companhia Catarinense de Águas e Saneamento
CH – Hidróxido de cálcio
 CO_2 – Dióxido de carbono
CPI – Cimento Portland Comum
CPII-E – Cimento Portland Composto com Escória
CPII-Z – Cimento Portland Composto com Pozolana
CPII-F – Cimento Portland Composto com Fíler
CPIII – Cimento Portland de Alto-Forno
CPIV – Cimento Portland Pozolânico
CPV-ARI – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
C-S-H – Silicato de cálcio hidratado
 CSH_2 – Gesso
DrTGA – Curva de análise termogravimétrica derivada
EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
F – Óxido de ferro
 F_{cj} – Resistência à compressão de dosagem
 F_{ck} – Resistência à compressão característica
 Fe_2O_3 – Óxido de ferro
GTec – Grupo de Tecnologia em Materiais e Componentes à Base de Cimento Portland
H – Água

H₂O – Água

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

K⁺ – Íon potássio

K₂O – Óxido de potássio

LEMA – Laboratório de Energia e Meio Ambiente

LMCC – Laboratório de Materiais de Construção Civil

M – Óxido de magnésio

MgO – Óxido de magnésio

NBR – Norma Brasileira

Na⁺ – Íon sódio

Na₂O – Óxido de sódio

Nanotec – Laboratório de nanotecnologia

OH⁻ – Hidroxila

S – Óxido de sílica

Ŝ – Anidro Sulfúrico

S-A-C-H – Sílico-aluminato de cálcio hidratado

SiO₂ – Óxido de Sílica

SO₃ – Anidro sulfúrico

SO₄⁻² – Íon sulfato

TGA – Curva de análise termogravimétrica

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVOS.....	24
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	<i>24</i>
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	<i>25</i>
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	25
2	ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO	27
2.1	ASPECTOS GERAIS	27
2.2	CALORÍMETRO.....	27
2.2.1	<i>Calorímetro semiadiabático.....</i>	<i>28</i>
2.2.2	<i>Calorímetro adiabático.....</i>	<i>28</i>
2.3	BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	30
2.4	CIMENTO PORTLAND	32
2.4.1	<i>Tipos de cimento Portland</i>	<i>33</i>
2.4.2	<i>Processo de hidratação.....</i>	<i>35</i>
2.4.3	<i>Calor de hidratação do cimento.....</i>	<i>37</i>
2.5	CARACTERÍSTICAS TÉRMICAS DO CONCRETO.....	40
2.5.1	<i>Calor específico do concreto.....</i>	<i>41</i>
2.5.2	<i>Condutividade térmica do concreto</i>	<i>42</i>
2.5.3	<i>Difusividade térmica do concreto</i>	<i>43</i>
2.6	EFEITOS DA ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA	44
2.6.1	<i>Fissuras térmicas</i>	<i>44</i>
2.6.2	<i>Etringita tardia.....</i>	<i>46</i>
3	MATERIAIS POZOLÂNICOS.....	49
3.1	ATIVIDADE POZOLÂNICA	50
3.1.1	<i>Avaliação da atividade pozolânica</i>	<i>52</i>
3.1.1.1	<i>Chapelle modificado.....</i>	<i>52</i>
3.1.1.2	<i>Termogravimetria.....</i>	<i>53</i>
3.1.1.3	<i>Ensaio mecânicos para determinação da atividade pozolânica.....</i>	<i>55</i>
3.2	CINZA VOLANTE	56
3.2.1	<i>Atividade pozolânica da cinza volante.....</i>	<i>58</i>
3.2.2	<i>Influência da cinza volante no calor de hidratação.....</i>	<i>59</i>
3.2.3	<i>Influência da cinza volante na resistência à compressão ...</i>	<i>63</i>
3.2.4	<i>Influência da temperatura de cura na resistência à compressão.....</i>	<i>65</i>
3.2.5	<i>Estrutura dos compostos hidratados.....</i>	<i>67</i>
3.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	68

4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	71
4.1	VARIÁVEIS PRESENTES NO ESTUDO.....	71
4.2	ESTRUTURA DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	72
4.3	MATERIAIS	74
4.3.1	<i>Cimento Portland</i>	74
4.3.2	<i>Água de amassamento</i>	75
4.3.3	<i>Agregado miúdo</i>	75
4.3.4	<i>Agregado graúdo</i>	76
4.3.5	<i>Cinza volante</i>	78
4.3.6	<i>Aditivos</i>	79
4.4	METODOLOGIA	80
4.4.1	<i>Método de dosagem</i>	80
4.4.2	<i>Preparação dos concretos</i>	82
4.4.3	<i>Índice de desempenho com cimento Portland</i>	83
4.4.4	<i>Chapelle modificado</i>	85
4.4.5	<i>Avaliação da elevação adiabática de temperatura</i>	86
4.4.5.1	Eficiência de contenção de calor do calorímetro	89
4.4.5.2	Capacidade calorífica do calorímetro	90
4.4.5.3	Sistema de aquecimento do calorímetro	90
4.4.6	<i>Efeito do tipo de cura na resistência à compressão</i>	91
4.4.7	<i>Termogravimetria</i>	93
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	99
5.1	CURVA DE DOSAGEM	99
5.2	ÍNDICE DE DESEMPENHO COM CIMENTO PORTLAND.....	111
5.3	CHAPELLE MODIFICADO	112
5.4	ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DE TEMPERATURA.....	113
5.5	EFEITO DO TIPO DE CURA NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	124
5.6	ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA	130
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
6.1	CONCLUSÕES	137
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	139
7	REFERÊNCIAS	141
	APÊNDICES	153
	APÊNDICE A: CURVAS TERMOGRAVIMÉTRICAS DAS PASTAS DE CIMENTO E CINZA VOLANTE.	153
	APÊNDICE B: TERMOGRAVIMETRIA DAS PASTAS DE CIMENTO PORTLAND CONTENDO SUBSTITUIÇÕES DE CINZA VOLANTE – PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO.....	159

1 INTRODUÇÃO

A elevação de temperatura, que ocorre em grandes volumes de concreto, é resultante da alta liberação de calor gerado durante o processo de hidratação do cimento. De acordo com Mehta e Monteiro (1994), quando um cimento é hidratado, os compostos reagem com a água para atingir estados estáveis de baixa energia, e o processo é acompanhado pela liberação de energia na forma de calor. Esse efeito é potencializado pelas características térmicas do concreto, como baixo calor específico, baixa difusividade e baixa condutividade térmica.

Em estruturas de barragens, em que se utiliza grande volume de concreto, a elevação de temperatura é uma preocupação antiga. Durante a construção da Barragem de Hoover, no rio Colorado, nos Estados Unidos da América, no ano de 1935, alguns cuidados em relação a esse problema já foram adotados, como a utilização de cimento com baixo calor de hidratação e a aplicação de um sistema de pós-refrigeração do concreto, pela circulação de água gelada através de tubos embutidos na estrutura.

Grandes pontes em concreto armado, devido às cargas a serem transmitidas para a fundação, exigem a construção de grandes blocos de fundação que, pelas suas características volumétricas, necessitam de monitoramento e medidas para controle da elevação de temperatura. Como exemplo, pode-se citar a construção da Ponte Juscelino Kubistchek em Brasília, no Distrito Federal, inaugurada em 15 de dezembro de 2002, com volume de concretagem de 2.415,0 m³ para cada bloco de fundação.

Com o desenvolvimento de concretos de alta resistência e do elevado consumo de materiais cimentícios, decorrente da execução de edifícios cada vez mais altos, que necessitam de grandes blocos de fundação, passaram a ser observadas elevações de temperatura no interior destes blocos, alcançando patamares elevados, sendo necessário aplicar medidas para o controle e monitoramento da temperatura. Um exemplo marcante desse fato foi a concretagem do bloco de fundação do Edifício Infinity Coast, na cidade de Balneário Camboriú, Santa Catarina, monitorada pela equipe técnica do GTec/UFSC. Os registros indicaram que a temperatura no interior desse bloco atingiu o valor de 79,4 °C (SALUM, *et al.*, 2014). Portanto, a elevação de temperatura deixou de ser um problema apenas relacionado à construção de grandes obras de infraestrutura, como barragens e pontes, e passou a ser uma preocupação recorrente em obras de construção de edifícios.

Essa elevação de temperatura pode ocasionar efeitos indesejáveis se nenhuma medida for aplicada para seu controle, devido ao pico de temperatura atingido e também ao gradiente de temperatura entre o interior da peça e suas faces expostas ao ambiente.

As fissuras de origem térmica estão entre os principais efeitos indesejados. O calor, gerado pela hidratação do cimento no interior de grandes volumes de concreto, é transferido, por condução, do núcleo para as superfícies da peça, de onde ele é dissipado para o meio ambiente. Devido a essa transferência de calor, surgem gradientes de temperatura que introduzem tensões de tração e de compressão no concreto. Esse diferencial de tensões pode ocasionar fissuras no concreto (ARAÚJO, 2013).

Outro processo danoso, desencadeado pela elevação de temperatura, é a formação de etringita tardia, que ocorre nas fases iniciais de hidratação do cimento, submetidas a elevadas temperaturas, acima de 70 °C. Basicamente, esse processo consiste na decomposição da etringita e sua recristalização na matriz endurecida, e induz uma expansão na pasta de cimento que pode levar à fissuração do concreto (TAYLOR; FAMY; SCRIVENER, 2001).

A evolução da temperatura no interior de peças com grande volume de concreto, de acordo com Gambale *et al.* (2004), só pode ser obtida com exatidão através do conhecimento da curva de elevação adiabática da temperatura do concreto, medida em um calorímetro adiabático.

O calorímetro adiabático é um equipamento capaz de medir e simular a elevação adiabática da temperatura de materiais, como o concreto. Para que tal medição seja precisa, é necessário que um determinado volume de concreto seja colocado em um ambiente especial, em que não haja troca de calor entre o corpo de prova de concreto com o meio ambiente. Nos calorímetros adiabáticos, considera-se que a perda de calor para o meio é desprezível e, assim, o corpo de prova pode ser considerado isolado, e a evolução da sua temperatura é toda atribuída ao calor de hidratação.

A NBR 12819/2012 prescreve o método pelo qual deve ser executado o ensaio para a determinação da elevação adiabática da temperatura do concreto e argamassa, contendo especificações do calorímetro.

A maioria dos estudos, como o realizado por Nili e Salehi (2010), entretanto, tem feito uso de calorímetro semiadiabático para medir a elevação de temperatura do concreto. Porém, os resultados fornecidos por esse tipo de equipamento apresentam uma precisão limitada, uma

vez que o calor gerado é utilizado parcialmente para elevar a temperatura no concreto, e outra parte significativa é perdida para o ambiente ao seu redor.

Os blocos de fundação com grandes dimensões geralmente possuem suas faces isoladas pelo solo ou rocha, e somente a face superior fica exposta para trocas térmicas com o ambiente. Quanto maior for a altura do bloco, maior será o tempo para dissipação do calor gerado pelo concreto para o ambiente. A concretagem de blocos, nessa situação, pode ocasionar uma elevação de temperatura em seu interior, quando o consumo de cimento das misturas é elevado, e medidas para reduzir a temperatura de lançamento do concreto não são tomadas.

Dentre as alternativas existentes para o controle da elevação de temperatura, destaca-se o uso de adições pozolânicas, em especial a cinza volante, em substituição ao cimento Portland. Pastas de cimento, argamassas e concretos produzidos com adições pozolânicas apresentam, como característica, menor calor de hidratação (MASSAZZA, 1993).

No Brasil, a cinza volante é uma adição tradicionalmente incorporada à produção de cimento durante o processo de moagem, para a fabricação do cimento Portland composto (CPII-Z), cimento Portland pozolânico (CPIV) e cimento Portland resistente a sulfatos (CPV ARI-RS).

As cinzas volantes são também eficazes para inibir a formação de etringita tardia, mesmo em concretos submetidos a elevadas temperaturas, da ordem de 95 °C. Contudo, ainda não existe uma certeza de qual é a taxa mínima de substituição de cimento Portland por cinza volante para evitar a ocorrência desse fenômeno, que pode variar entre 15% e 35%, uma vez que a eficiência no combate à formação da etringita tardia depende das características da cinza utilizada (RAMLOCHAN *et al.*, 2003).

As cinzas volantes — que são formadas, em sua maioria, pelos elementos silício, alumínio, ferro, cálcio e magnésio — influenciam na elevação de temperatura, quando incorporadas ao concreto. Isso ocorre basicamente por dois mecanismos: a existência da reação pozolânica, que é mais lenta em comparação à reação de hidratação do cimento e, por consequência, apresenta menor taxa de liberação de calor; e o efeito da diluição, que ocorre com a substituição dos principais compostos do cimento, em especial o C_3S e C_3A , cuja reação de hidratação é fortemente exotérmica, por pozolanas, diminuindo a geração de calor.

A taxa de reação pozolânica, entretanto, é diretamente influenciada pela temperatura. Quanto maior a temperatura, maior a taxa

de reação (MASSAZZA, 2003). Por isso, é importante observar que a geração de calor, durante a reação dos materiais pozolânicos, aumenta com o aumento da temperatura, ou seja, a taxa de geração de calor é maior com uma temperatura mais elevada para uma mesma idade (XUA *et al.*, 2010).

A substituição de parte do cimento Portland por cinza volante, portanto, pode apresentar um efeito distinto ao esperado, no que diz respeito à curva de elevação de temperatura de concretos aplicados em blocos de fundação com grandes volumes. Isso pode ser atribuído, possivelmente, às altas temperaturas desenvolvidas no interior dessas peças, pois podem acelerar a reação pozolânica.

Para a avaliação do real efeito da adição de cinza volante sobre a elevação de temperatura de concretos aplicados em blocos de fundação, foi desenvolvido um calorímetro adiabático, com base no modelo proposto por Gambale *et al.* (2004), utilizado para a avaliação de concretos aplicados em barragens. Esse novo calorímetro teve suas dimensões adaptadas à necessidade deste estudo, que fez uso de concretos com agregados de dimensões características máximas de 25 mm, semelhantes aos utilizados em blocos de fundação.

Também se deve lembrar que, durante a fase de projeto de grandes blocos de fundação, mesmo com o uso de concreto com substituição de cimento Portland por cinza volante, os projetistas geralmente especificam o valor da resistência característica à compressão para a idade de 28 dias, sem considerar o ganho de resistência que a cinza volante proporciona ao concreto em idades mais avançadas. Nesse caso, a presença da cinza volante prejudica a resistência do material nessa idade, fazendo com que seja empregado maior consumo de aglomerante.

Outro aspecto pouco abordado durante a elaboração do projeto de grandes blocos de fundação é o efeito da elevação de temperatura, no interior destas peças, sobre a resistência à compressão do concreto, que pode acarretar ganhos ou perdas nos valores de resistência, dependendo da idade e do pico de temperatura.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar a contribuição do uso de cinza volante em substituição parcial do cimento na elevação

adiabática de temperatura de concretos com elevados consumos de aglomerante, quando o fck do concreto é fixado para a idade de 28 dias.

1.1.2 Objetivos específicos

Desenvolver e construir um calorímetro adiabático, bem como avaliar sua eficiência para experimentos com calor, através da determinação da sua capacidade calorífica e da sua contenção de calor, em ensaios realizados com água.

Avaliar a influência da substituição do cimento Portland por cinza volante, em diversos teores (0% referência, 15%, 30% e 45%), sobre a elevação de temperatura de misturas de concreto com diferentes resistências características (35 MPa, 45 MPa e 55 MPa), em ensaios realizados com o calorímetro adiabático desenvolvido.

Efetuar análises a respeito da influência da temperatura sobre o desenvolvimento da resistência à compressão do concreto, submetido ao processo de elevação de temperatura semelhante ao que ocorre no interior de grandes volumes de concreto.

Caracterizar a cinza volante utilizada, pelos ensaios de granulometria a laser, índice de desempenho com cimento Portland, Chapelle modificado e termogravimetria, permitindo, assim, efetuar comparações com pesquisas e trabalhos já realizados.

1.2 Estrutura do trabalho

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos, detalhados a seguir:

No primeiro capítulo, tem-se a introdução, objetivo geral, objetivos específicos e, por fim, a estrutura do trabalho.

O segundo e o terceiro capítulos compõem a revisão bibliográfica. No segundo capítulo são abordados aspectos gerais sobre a elevação de temperatura, sendo que no terceiro capítulo tem-se um enfoque nas adições pozolânicas, com destaque para a cinza volante.

No quarto capítulo, está apresentado o programa experimental, com a descrição das variáveis envolvidas no estudo, a especificação dos materiais, metodologia e ensaios desenvolvidos.

No quinto capítulo, estão apresentados os resultados obtidos, com as respectivas análises e discussões.

Por fim, no sexto capítulo, estão expostas as considerações finais desta pesquisa, assim como sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

2 ELEVACÃO DE TEMPERATURA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO

2.1 Aspectos gerais

A elevação de temperatura, que ocorre em grandes volumes de concreto, é resultante da grande liberação de calor que ocorre durante o processo de hidratação do cimento, aliado às características térmicas do concreto, tais como o calor específico, a difusividade térmica e a condutividade térmica.

Em obras de construção de barragens, que necessitam de grande volume de concretagem, a elevação de temperatura é uma preocupação antiga, que demanda estudos para seu controle e redução dos efeitos negativos à estrutura como o surgimento de fissuras de origem térmica e a formação de etringita tardia.

Recentemente, com o aumento das aplicações do concreto de alta resistência, com elevado consumo de aglomerantes, da ordem de 400 kg/m³ a 600 kg/m³ de concreto, esses estudos têm se mostrado necessários para garantir a viabilidade de empreendimentos nos centros urbanos, frente a exigências de durabilidade preconizadas nos códigos nacionais e internacionais (ERN e HELENE, 2003).

A geração de calor no interior de um bloco de concreto proporciona gradiente de temperatura em relação aos bordos externos. Se o concreto não puder se movimentar livremente, induzirá o surgimento de tensões de tração que geram fissuração, se for ultrapassada a resistência à tração do concreto, comprometendo, assim, a estabilidade e estanqueidade da estrutura (INOUE, 1986).

Quando a temperatura interna em uma massa de concreto, durante a hidratação inicial do cimento, atingir cerca de 70 °C, esta elevação de temperatura pode contribuir para a formação de etringita tardia, um processo complexo que envolve a formação da etringita em material cimentício já endurecido (TAYLOR; FAMY; SCRIVENER, 2001; RAMLOCHAM *et al.*, 2003).

2.2 Calorímetro

Calorímetro é um instrumento utilizado para medir o calor envolvido numa mudança de estado de um sistema, onde podem estar relacionadas às mudanças de fase, de temperatura, de pressão, de volume, de composição química ou qualquer outra propriedade

associada com trocas de calor. Sua concepção e construção podem ser de formas diferenciadas e diversificadas (PATIAS, 2014).

Nos estudos térmicos de elevação de temperatura proveniente do calor gerado pelo processo de hidratação do cimento Portland em pastas, argamassas e concretos, são utilizados calorímetros semiadiabáticos e calorímetros adiabáticos, sendo o uso do primeiro tipo mais recorrente em pesquisas.

2.2.1 Calorímetro semiadiabático

O calorímetro semiadiabático é um equipamento que possui níveis inferiores de isolamento térmico, em comparação aos calorímetros adiabáticos, permitindo que haja grandes trocas térmicas entre a mostra e o ambiente. De acordo com Azenha (2004), o ensaio semiadiabático é menos dispendioso e laborioso do que o adiabático, embora menos rigoroso devido às considerações feitas na compensação numérica do calor perdido para o exterior.

2.2.2 Calorímetro adiabático

O calorímetro adiabático é um equipamento que permite mensurar o comportamento térmico de uma amostra (pasta de cimento, argamassa e concreto) em condições supostamente adiabáticas, ou seja, sem ganhos nem perdas para o ambiente exterior. Na maioria dos casos, esses ganhos ou perdas são pequenos ao ponto de serem considerados desprezíveis.

Segundo Gambale *et al.* (2004), o estudo da evolução da temperatura nas estruturas massivas de concreto, decorrente do calor liberado pela reação exotérmica resultante da hidratação do cimento, só é possível através do conhecimento da elevação adiabática da temperatura do concreto. Esse calor, embora possa ser medido por ensaios com o próprio cimento na pasta pura ou em argamassa, só pode ser conhecido com exatidão através da curva de elevação adiabática da temperatura do concreto, medida em um calorímetro adiabático.

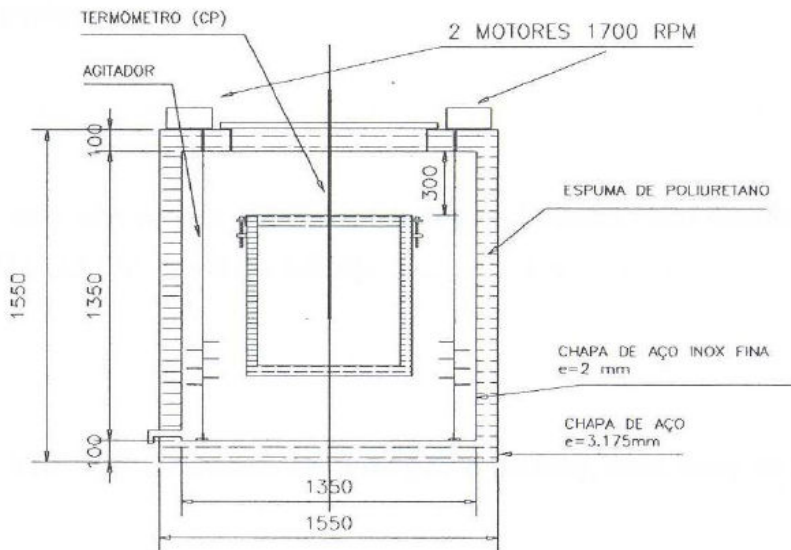
Conforme explica Azenha (2004), os ensaios de elevação adiabática de temperatura podem ser efetuados sobre pastas de cimento. Porém, para a previsão do calor gerado por uma dada mistura de concreto, é realmente necessário ensaiar amostras deste material, uma vez que os ensaios de pastas de cimento apenas fornecem um ponto de partida para estimar a geração de calor da mistura de concreto (conhecidas as proporções da mistura e as características térmicas dos

agregados). Essas estimativas podem conduzir a valores com pouca precisão, uma vez que a presença dos agregados pode alterar a própria cinética das reações de hidratação do cimento Portland.

O método de ensaio para determinação da elevação adiabática de temperatura do concreto está estabelecido pela NBR 12819/2012. Esta norma especifica que o calorímetro deve ser constituído por duas câmaras, uma interna e outra externa, com paredes revestidas com material isolante. A câmara externa deve conter ar ou água em seu interior e possuir dispositivo de controle de temperatura para a faixa de 5 °C a 70 °C. O molde do corpo de prova deve possuir volume mínimo de 180 litros e dimensões compatíveis com a dimensão máxima característica do agregado. Durante a realização do ensaio, a leitura do valor da temperatura deve ser efetuada em intervalos de uma hora nas primeiras 24 horas e em intervalos de três horas até o fim do ensaio.

Gambale *et al.* (2004) desenvolveram e testaram um novo calorímetro adiabático para o laboratório de concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A, cujo modelo está apresentado na Figura 1. Esse calorímetro adiabático possui uma câmara de ensaio composta por tanques de banho e de corpo de prova, sistema de refrigeração, sistema de aquecimento, agitadores, termômetros e sistema de controle.

Figura 1 – Calorímetro adiabático – corte esquemático.



Fonte: Gambale *et al.* (2004).

O tanque de banho consiste de um recipiente cilíndrico metálico, capacidade volumétrica de 2000 litros, paredes duplas com espessura de 100 mm, entre as quais há material isolante térmico. O tanque do corpo de prova também possui parede dupla cilíndrica metálica, cujo espaço é preenchido com material isolante. Neste tanque são colocados aproximadamente 200 litros do concreto a ser ensaiado.

2.3 Blocos de fundação

Bloco de fundação é o elemento responsável pela transferência das cargas provenientes dos pilares e vigas de baldrame para a fundação profunda (estacas e tubulões). Suas dimensões variam basicamente com os esforços transferidos, com as características do solo e com a solução de estacas adotada.

Segundo a NBR 6118/2007, blocos de fundação são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis, por critério análogo ao definido para as sapatas.

As construções modernas têm exigido cuidados especiais no dimensionamento de grandes blocos de fundação. Nesses blocos, o calor desenvolvido pela hidratação do cimento tem dificuldade em se dissipar para o exterior devido às suas grandes dimensões e, principalmente, porque o concreto possui características térmicas que possibilitam lentos movimentos de calor. Por apresentar esse comportamento, grandes blocos de fundação podem ser denominados de estrutura de concreto massa.

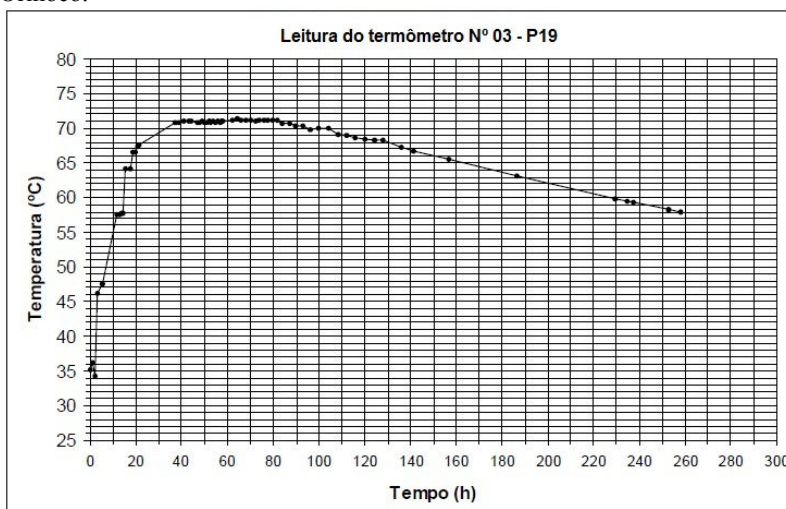
De acordo com o American Concrete Institute (ACI 116R/2000), concreto massa é definido como o concreto de uma estrutura de grande volume, por exemplo: viga, pilar, estaca, barragem. Seu volume é de tal grandeza que requer meios especiais para combater a geração de calor e posterior mudança de volume.

Os blocos de fundação da Ponte Juscelino Kubistchek em Brasília, no Distrito Federal, inaugurada em 15 de dezembro de 2002, são exemplos de uma estrutura em concreto massa. Esses blocos de fundação medem 23,00 x 30,00 x 3,50 metros. Para a concretagem desses blocos, foi necessário adotar pré-refrigeração, com substituição de parte da água por gelo em escamas, e pós-refrigeração (ABCEN, 2003).

Durante a construção da Ponte Mista sobre o rio Orinoco, concluída em 2006, localizada a 25 km de Ciudad Guayana, no Estado de Bolívar, território leste da Venezuela, foi monitorada a elevação de

temperatura dos blocos de fundação. Para o registro das temperaturas na estrutura, utilizou-se termômetros digitais, compostos por um indicador de leituras e sensores elétricos devidamente calibrados. A medição realizada no centro do bloco do pilar 19, com dimensões de 17,00 x 10,50 x 4,00 metros, como pode ser visto na Figura 2, apontou que, 40 horas após a concretagem, a temperatura máxima atingiu 71 °C. O concreto utilizado possuía resistência característica à compressão de 25 MPa e consumo de cimento Portland de 230 kg/m³ e de sílica ativa de 45 kg/m³. A temperatura desse concreto fresco variou entre 32 °C e 34 °C, sendo que o tempo total para a concretagem foi de 24 horas, com um volume total de concreto lançado da ordem de 586 m³.

Figura 2 – Elevação de temperatura bloco pilar 19 – Ponte Mista sobre o Rio Orinoco.



Fonte: Construtora Odebrecht (2003).

A necessidade de monitoramento e acompanhamento da elevação de temperatura em estruturas de concreto massa não é apenas uma realidade de grandes obras de infraestrutura, uma vez que já faz parte do processo construtivo de grandes edifícios que possuem, em sua estrutura, peças com grande volume, como os blocos de fundação.

Durante a construção do Edifício BCP em Barueri, São Paulo, no ano de 2009, foi concretado um bloco de fundação com volume de 2.500 m³. Utilizou-se concreto autoadensável, com resistência à compressão de 70 MPa, sendo que, após o estudo de dosagem e cálculo

térmico, adotou-se a pré-refrigeração com gelo, para minimizar os efeitos térmicos.

A concretagem do bloco de fundação do Edifício Infinity Coast, localizado em Balneário Camboriú, Santa Catarina, durou cinco dias, utilizando um volume de 5.300 m^3 de concreto, com resistências variando entre 30 MPa e 45 MPa. Foram aplicados três diferentes traços de concreto. O cimento utilizado foi o cimento Portland Pozolânico (CP IV) com consumo entre 380 kg/m^3 e 420 kg/m^3 de concreto. O monitoramento, efetuado pela equipe de técnicos do GTec/UFSC, apontou que a temperatura máxima no interior desse bloco atingiu $79,4 \text{ }^\circ\text{C}$ (SALUM *et al.*, 2014).

2.4 Cimento Portland

O cimento, na acepção geral da palavra, pode ser considerado todo material, com propriedades adesivas e coesivas, capaz de unir fragmentos de minerais entre si, de modo a formar um todo compacto (NEVILLE, 1997).

Segundo a ASTM C 150, o cimento Portland é um aglomerante hidráulico produzido pela moagem do clínquer, constituído essencialmente por silicatos de cálcio hidráulicos e uma pequena quantidade de uma ou mais formas de sulfato de cálcio.

De forma simplificada, o processo de fabricação do cimento Portland consiste essencialmente em moer a matéria prima (materiais calcários e argilosos), misturá-la intimamente nas proporções adequadas e calcinar essa mistura em um grande forno rotativo até uma temperatura em torno de $1.450 \text{ }^\circ\text{C}$. Nessa temperatura, o material sofre uma fusão, formando o clínquer, que, em seguida, é resfriado e moído até transformar-se um pó bem fino, recebendo a adição de gipsita (NEVILLE, 1997).

Para Taylor (1997), é constituído basicamente dos compostos cal (CaO), sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3), que são abreviados na química do cimento, respectivamente, como C, S, A, F. Na constituição do cimento, também são encontrados o anidrido sulfúrico (SO_3), água (H_2O) óxido de magnésio (MgO), abreviados por \dot{S} , H e M, além dos álcalis Na_2O e K_2O . Esses compostos apresentam-se sob a forma básica de quatro fases minerais, a saber: silicato tricálcico (C_3S), silicato dicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e ferro aluminato tetracálcico (C_4AF), com adição ($\leq 5\%$) de gesso ($\text{C}\dot{S}\text{H}_2$). Esta constituição diz respeito ao cimento Portland puro, sem adições (escória de alto-forno, pozolana e filler).

2.4.1 Tipos de cimento Portland

As normas brasileiras, conforme apresentado na Tabela 1, classificam os cimentos Portland em diferentes tipos.

Tabela 1 – Tipos de cimento Portland.

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Clínquer + Gesso	Escória de Alto Forno (E)	Material Pozolânico (Z)	Material Carbonático (F)	Norma Brasileira
Comum	CP I	100	-	-	-	NBR 5732
	CP I-S	95-99	1-5			
Composto	CP II-E	56-94	6-34	-	0-10	NBR 11578
	CP II-Z	76-94	-	6-14	0-10	
	CP II-F	90-94	-	-	0-10	
Alto-Forno	CP III	25-65	35-70	-	0-5	NBR 5735
Pozolânico	CP IV	45-85	-	15-50	0-5	NBR 5736
Alta resistência inicial	CP V ARI	95-100	-	-	0-5	NBR 5733

Fonte: Adaptado de ABNT (1991).

De acordo com a NBR 5732/1991, o cimento Portland comum é o aglomerante obtido pela moagem do clínquer, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulico. Essa norma permite, durante a moagem do clínquer, a adição de uma porcentagem ($\leq 5\%$) de sulfato de cálcio.

A redução de custos na produção, provavelmente, foi a razão original para o desenvolvimento do cimento Portland composto. Porém, com o desenvolvimento da tecnologia do concreto, verificam-se vantagens adicionais no uso de cimentos compostos, comparando-se ao cimento comum, além da economia de energia (GALVÃO, 2003). A pozolana, a escória de alto-forno e os materiais carbonáticos são materiais adicionados ao cimento durante sua moagem, em porcentagens determinadas pela NBR 11578/1991, para obtenção dos cimentos compostos.

O cimento Portland de alto-forno é constituído pela mistura de cimento com escória granulada de alto-forno. Neville (1997) define a escória como um resíduo da produção do ferro gusa, obtendo-se cerca de 300 kg de escória por tonelada deste tipo de ferro. Quimicamente, a escória é uma mistura de cal, sílica e alumina, ou seja, os mesmos óxidos que compõem o cimento, mas não nas mesmas proporções.

O cimento Portland pozolânico é obtido através da mistura de cimento com materiais pozolânicos. A cinza volante é o material pozolânico artificial mais comumente utilizado. As características e especificações desse tipo de cimento são orientadas pela NBR 5736/1991.

Segundo a NBR 5733/1991, o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI) deve apresentar o mínimo de resistência: de 11 MPa a um dia de idade, 24 MPa aos três dias de idade e 34 MPa aos sete dias de idade. O aumento da resistência inicial desse tipo de cimento é obtido pela maior proporção de C_3S na sua mistura e por uma moagem mais fina do clínquer durante o processo de fabricação.

Além dos tipos de cimento Portland apresentados na Tabela 1, as normas brasileiras especificam outros tipos de cimento Portland com características especiais tais como o cimento Portland resistente a sulfatos (RS), cimento Portland branco (CPB), cimento Portland de baixo calor de hidratação (BC) e cimento Portland destinado a cimentação de poços petrolíferos (CPP).

O cimento Portland resistente a sulfatos é especificado pela NBR 5737/1992 onde é definido como aglomerante hidráulico que atenda a condição de resistência a sulfatos, obtido pela moagem de clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio.

De acordo com a NBR 12989/1993, o cimento Portland branco é um aglomerante hidráulico constituído de clínquer Portland branco, uma ou mais formas de sulfato de cálcio e adições de materiais carbonáticos. Já o clínquer Portland branco é constituído em sua maior parte por silicatos e aluminatos de cálcio com propriedades hidráulicas e com teores limitados de óxidos corantes que garantem a brancura exigida.

Os cimentos Portland de baixo calor de hidratação, de acordo com a NBR 13116/1994, são aqueles que despendem calor de hidratação de até 260 J/g aos três dias e até 300 J/g aos sete dias. Este tipo de cimento tem a propriedade de retardar o desprendimento de calor em peças de grande massa de concreto, evitando o aparecimento de fissuras de origem térmica, devido ao calor desenvolvido durante a hidratação do cimento.

O cimento destinado para cimentação de poços petrolíferos é regulamentado pela NBR 9831/2008, onde especifica que na sua composição não se observam outros componentes além do clínquer e do gesso para retardar o tempo de pega. No processo de fabricação do cimento para poços petrolíferos são tomadas precauções para garantir que o produto conserve as propriedades reológicas necessárias nas

condições de pressão e temperatura elevadas presentes a grandes profundidades, durante a aplicação nos poços petrolíferos.

2.4.2 Processo de hidratação

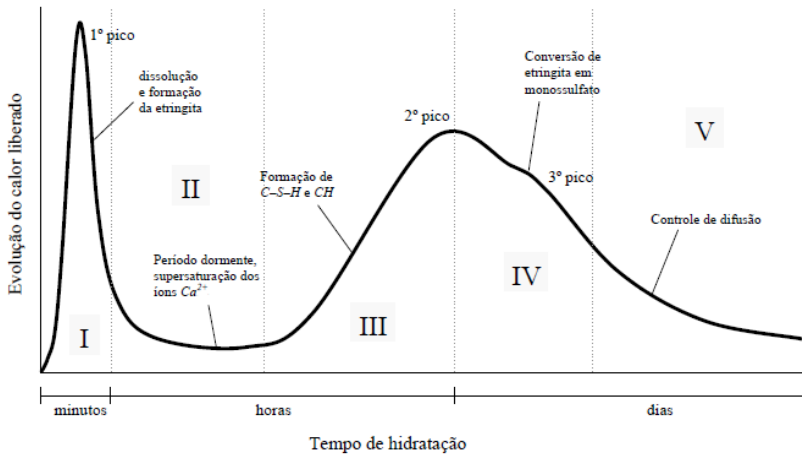
Na área química, hidratação significa uma reação entre um composto anidro e água, gerando um novo composto, que consiste em um hidrato. Na química de cimento, a hidratação é uma reação de um cimento não hidratado, ou de seus constituintes, com água, produzindo mudanças químicas e físico-mecânicas, tendo como consequência a pega e solidificação da pasta de cimento formada (HEWLETT, 2001).

Para explicação do mecanismo de hidratação do cimento Portland, foram propostos dois mecanismos, sendo a hidratação por dissolução-precipitação e o processo topoquímico, ou hidratação no estado sólido do cimento.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), a hidratação por dissolução-precipitação envolve a dissolução de compostos anidros em seus constituintes iônicos, formação de hidratos na solução e, devido à sua baixa solubilidade, uma eventual precipitação de hidratos provenientes da solução supersaturada. Contudo, no processo topoquímico, as reações ocorrem diretamente na superfície dos componentes do cimento anidro, sem entrarem em solução. Nos estágios iniciais de hidratação do cimento, o mecanismo de dissolução-precipitação é dominante. Porém, em estágios posteriores, quando a mobilidade iônica na solução se torna restrita, passa a ser o mecanismo topoquímico.

O processo de hidratação do cimento é acompanhado por uma grande liberação de energia na forma de calor, ou seja, a reação é exotérmica. Esse processo exotérmico de hidratação em relação ao tempo pode ser subdividido em cinco estágios, como mostrado na Figura 3, sendo: Estágio I - Período de Pré-Indução; Estágio II - Período de Indução; Estágio III - Período de Aceleração; Estágio IV - Período de Desaceleração; Estágio V - Período de Difusão.

Figura 3 – Representação esquemática da evolução do calor de hidratação.



Fonte: Adaptado de Young *et al.* (1998).

Nos primeiros instantes, período de pré-indução, o cimento começa a ser dissolvido na água, formando uma suspensão de íons. Dentre esses íons, o Al^{+3} reage instantaneamente com o gesso e a água do sistema, o que gera uma intensa liberação de calor. Em segundos, os álcalis se dissolvem completamente, liberando os íons K^+ , Na^+ e SO_4^{-2} . O sulfato de cálcio dissolve-se até a saturação, liberando os íons Ca^{+2} e os íons SO_4^{-2} adicionais. Nessa etapa, o C_3S se dissolve, com precipitação de uma camada de C-S-H sobre a superfície da partícula de cimento. Assim, como a razão CaO/SiO_2 do hidrato produzido é menor do que a razão no C_3S , ocorre aumento na concentração dos íons Ca^{+2} e OH^- na fase líquida (YOUNG *et al.*, 1998).

Segundo Hewlett (2001), a rápida hidratação inicial parece ser reduzida pela deposição de uma camada de produtos hidratados na superfície do cimento, formando uma barreira entre o material não hidratado e a solução, o que causa aumento na concentração dos íons dissolvidos na fase líquida, em contato com o material não hidratado.

O período de indução, também chamado de período de dormência, é caracterizado pela redução significativa da taxa de hidratação por um período de algumas horas, quando a taxa de liberação de calor cai drasticamente. A concentração de SO_4^{-2} permanece constante uma vez que a fração consumida para a formação de etringita é repostada pela dissolução de teores adicionais de sulfato de cálcio (HEWLETT, 2001). Nesse período, a fase C-S-H precipita lentamente,

enquanto que a concentração de hidróxido de cálcio na fase líquida continua a aumentar. A precipitação do hidróxido de cálcio tem início quando a supersaturação crítica é atingida. Nesse momento, a hidratação volta a ocorrer em taxas significativas, marcando o final do período de indução (NELSON e GUILLOT, 2006).

O período de aceleração é marcado pela concentração crítica de íons e a conseqüente retomada das vigorosas reações, em que principalmente os íons Ca^{+2} estão envolvidos na formação e precipitação do C-S-H e do CH. A taxa máxima de reação acontece nessa fase, promovendo uma forte liberação de calor, que dá origem ao segundo pico exotérmico.

Nesse período, a hidratação é novamente acelerada e controlada pela nucleação e crescimento dos produtos de reação. A taxa de hidratação do C_3S aumenta, e o segundo estágio de C-S-H é formado. Ocorre também significativa hidratação do C_2S . O hidróxido de cálcio cristalino precipita-se, e a concentração do íon Ca^{+2} na fase líquida começa a se reduzir. O sulfato de cálcio é totalmente dissolvido, e a concentração de íons SO_4^{-2} na fase líquida diminui gradualmente, em função da formação de etringita e da adsorção de SO_4^{-2} na superfície da fase C-S-H formada (HEWLETT, 2001).

Após o segundo pico exotérmico, ocorre a conversão da etringita em monossulfato, pela sua reação com os íons Al^{+3} não reagidos, consolidando o período de desaceleração. Os íons Al^{+3} remanescentes reagem formando novos hidratos, que, juntamente com os hidratos precipitados dos íons Ca^{+2} , formam uma proteção em torno do grão de cimento, impedindo o contato da água livre com a sua parte não hidratada. Inicia-se, assim, o último estágio, o período de difusão (MAEKAWA; CHAUBE; KISHI, 1999).

2.4.3 Calor de hidratação do cimento

Os compostos do cimento Portland são produtos de reações à alta temperatura, que não estão em equilíbrio. Por isso, estão em um elevado estado de energia. Quando um cimento é hidratado, os compostos reagem com a água para atingir estados estáveis de baixa energia, e o processo é acompanhado pela liberação de energia na forma de calor (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O calor de hidratação é a quantidade de calor, em Joules, por grama de cimento não hidratado, que se desprende até a hidratação completa a uma temperatura estabelecida, chegando a liberar a energia de até 500 J/g de cimento (NEVILLE, 1997). A determinação do calor

de hidratação do cimento pode ser realizada através dos procedimentos descritos nas normas NBR 8809/2013 (determinação do calor de hidratação a partir do calor de dissolução) e NBR 12006/1990 (determinação do calor de hidratação pelo método da garrafa de Langavant).

Para os cimentos Portland de uso corrente, observa-se que cerca de metade do calor total se desprende entre um dia e três dias, cerca de 3/4 até os sete dias e até 91% do total em seis meses. O valor real do calor de hidratação depende da composição química do cimento, sendo quase igual à soma dos calores de hidratação dos compostos quando hidratados isoladamente (NEVILLE, 1997).

Tabela 2 – Calor de hidratação dos compostos puros do cimento Portland.

Composto	Calor de hidratação (J/g)
C ₃ S	502
C ₂ S	260
C ₃ A	867
C ₄ AF	419

Fonte: Neville (1997).

É consenso que concretos de cimentos com altos teores de C₃S e C₃A terão alta resistência inicial, somada a uma grande liberação de calor durante a sua hidratação. Por outro lado, um concreto com alto teor de C₂S irá promover uma baixa resistência inicial, alta resistência ao longo prazo e, ainda, baixa liberação de calor (FARIAS, 2004).

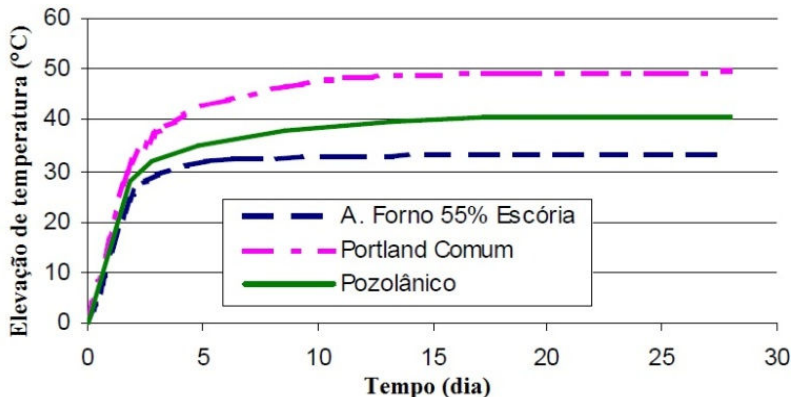
Carvalho (2002) explica que a reatividade dos compostos do cimento (C₃S, C₂S, C₃A e C₄AF) com a água são variáveis. Por isso, a alteração da proporção entre esses compostos é um dos fatores que permitem modificar as características de desenvolvimento de resistência e liberação de calor de hidratação dos cimentos.

A taxa e magnitude da geração de calor do concreto, de acordo com Ern e Helene (2003), dependem da quantidade de clínquer, adições, composição, finura do cimento e temperatura durante a hidratação. Resumidamente, cada tipo de cimento, em virtude de todas essas características, apresentará uma curva característica de elevação de temperatura.

A elevação adiabática de temperatura de concretos com diferentes tipos de cimento é apresentada na Figura 4. Para os concretos produzidos com cimento Portland comum, cimento Portland pozolânico

e cimento Portland de alto-forno, o consumo de cimento foi de 315 kg/m³, 315 kg/m³ e 318 kg/m³, respectivamente.

Figura 4 – Elevação de temperatura de concretos com diferentes tipos de cimento.



Fonte: Adaptado de Ern e Helene (2003).

Pode-se observar na Figura 4 que o cimento Portland comum atingiu a maior temperatura durante o processo de elevação adiabática. Esse tipo de cimento é o mais puro, na sua fabricação admite-se no máximo 5% de adições minerais. O cimento Portland pozolânico atingiu valor inferior em comparação ao cimento Portland comum, cerca de 10 °C. Contudo, deve-se destacar que este tipo de cimento pode receber adição de até 50% de material pozolânico (neste caso a porcentagem não está especificada). As reações pozolânicas são lentas em determinadas condições e sofrem grande influência das propriedades físicas (granulometria e área específica) e químicas (teor de fases ativas) da pozolana, podendo contribuir ou não para a redução na elevação de temperatura dos concretos.

Apesar de as escórias de alto-forno possuírem propriedades hidráulicas, tais reações são muito lentas. Em muitos casos, é necessário o uso de ativadores e catalisadores para acelerá-las. Possivelmente, por isso a curva de elevação de temperatura do cimento Portland de alto-forno com 55% de escória alcançou o menor valor de temperatura no ensaio de elevação adiabática apresentada na Figura 4.

A elevação de temperatura está diretamente relacionada ao consumo de cimento Portland do concreto. Para cada acréscimo de um quilograma de cimento Portland no consumo do concreto, ocorre um

aumento de temperatura da ordem de 0,120 °C na massa de concreto, em uma situação adiabática (NEVILLE, 1997).

De acordo com Thomas (2013), em grandes volumes de concretagem, em que o calor de hidratação do cimento dissipa-se muito lentamente, a temperatura interna sobe significativamente a uma taxa de 0,120 °C a 0,140 °C, para cada quilograma de cimento consumido. E destaca ainda que isso pode resultar em temperaturas internas com picos elevados da ordem de 80 °C, em alguns casos.

Para a análise da elevação de temperatura, a quantidade total de calor gerado não é o fator primordial, e sim a velocidade com que este calor é gerado. Quanto menor for essa velocidade, maior será a dissipação do calor e menor será a elevação de temperatura.

Segundo Neville (1997), a finura do cimento tem influência sobre a velocidade de desprendimento de calor, de modo que um aumento da finura acelera as reações de hidratação e, portanto, o desprendimento de calor. É razoável supor-se que a velocidade de hidratação inicial de cada composto é proporcional à área específica de cada composto. A velocidade de desprendimento de calor pode ser determinada em um calorímetro adiabático.

A reação de hidratação do cimento é uma reação química exotérmica e termoativada. Para um dado volume de concreto, a reação se desenvolve tão mais rapidamente quanto maior for a temperatura deste volume. Isso quer dizer que, ao mesmo tempo em que os campos térmicos da massa de concreto são alterados pela evolução da reação, a própria cinética dessa reação é alterada em função da temperatura da massa de concreto aquecida (FARIAS, 2004).

A elevação de temperatura proporcionada pela reação de hidratação do cimento pode ser medida por um calorímetro adiabático, equipamento este capaz de medir e simular a elevação adiabática da temperatura do concreto, durante o processo de hidratação do cimento. Esse equipamento é programado para ter a mesma temperatura inicial do concreto fresco. À medida que se processam as reações de hidratação do cimento, o corpo de prova começa a aquecer-se. O calorímetro deverá se aquecer na mesma velocidade do corpo de prova, de maneira a não haver troca de calor entre corpo de prova de concreto e o ambiente.

2.5 Características térmicas do concreto

As características térmicas do concreto são importantes para a ocorrência do processo de elevação de temperatura no interior de grandes volumes de concreto. O calor específico relaciona a quantidade

de calor necessária para se elevar a temperatura de uma determinada massa de concreto. Já a condutividade e a difusividade térmicas são fundamentais para o desenvolvimento de gradientes de temperatura.

2.5.1 Calor específico do concreto

De acordo com a NBR 12817/2012, que estabelece o método de ensaio para determinação do calor específico do concreto endurecido, o calor específico é definido como a quantidade de calor requerida para elevar em um grau a temperatura de uma massa unitária de material, expressa em Joules por grama vezes grau Celcius ($J/g \cdot ^\circ C$).

Para Neville (1997), o calor específico representa a capacidade térmica do concreto, sendo consideravelmente aumentado com o aumento do teor de umidade, com o aumento da temperatura e com a diminuição da massa específica do concreto. Os valores para os concretos encontram-se no intervalo de $840 J/kg \cdot ^\circ C$ a $1.170 J/kg \cdot ^\circ C$, enquanto que o calor específico da água é de $4.180 J/kg \cdot ^\circ C$.

Os principais fatores que influenciam o calor específico do concreto, de acordo com Andrade *et al.* (1997), são:

- Temperatura: o calor específico aumenta com a temperatura;
- Grau de Saturação: o calor específico aumenta consideravelmente devido ao acréscimo de umidade, atingindo um valor máximo para o concreto saturado;
- Volume de agregado graúdo: o calor específico diminui com o aumento do volume de agregado graúdo;
- Natureza mineralógica do agregado: o calor específico é pouco alterado pela natureza mineralógica do agregado utilizado na produção do concreto;
- Densidade: o calor específico do concreto aumenta com a diminuição da densidade do concreto.

Os materiais minerais utilizados em substituição ao cimento influenciam no calor específico do concreto, pois apresentam valores individuais diferentes de calor específico. O estudo desenvolvido por Krishnaiah e Singh (2006) para a determinação das propriedades térmicas de adições minerais, em especial sílica ativa, escória de alto-forno e cinza volante, demonstrou que estes materiais têm valores de calor específico diferentes. Os valores observados nesse estudo são, em média, $720 J/kg \cdot ^\circ C$ para a cinza volante, $630 J/kg \cdot ^\circ C$ para a escória e $870 J/kg \cdot ^\circ C$ para a sílica ativa.

Quando o concreto endurece em condições adiabáticas, ocorrem dois efeitos que podem alterar o calor específico. O primeiro diz respeito à transformação do cimento e das pozolanas em produtos de hidratação, que conduzem a uma diminuição do calor específico, essencialmente por causa da diminuição da quantidade de água livre. No segundo efeito, a elevação de temperatura, por si só, cria um aumento significativo do calor específico, geralmente acima de 10%, entre 10 °C e 80 °C (FARIA, 2004).

O estudo das propriedades térmicas do concreto convencional na presença de materiais minerais, que foi desenvolvido por Liduário (2006), obteve o valor de 1.067 J/kg.K, como resultado para o calor específico de concretos com 20% de substituição de cimento por pozolana de argila calcinada e com 20% de saturação a uma temperatura de 20 °C. Contudo, para a temperatura de 60 °C, o valor foi de 1.172 J/kg.K. Ou seja, a elevação da temperatura de 20 °C para 60 °C ocasionou um aumento em torno de 10% no valor do calor específico do concreto estudado.

2.5.2 Condutividade térmica do concreto

A condutividade térmica descreve o transporte de energia na forma de calor através de um corpo, como resultado do gradiente de temperatura, de acordo com a segunda lei da termodinâmica: calor sempre flui na direção de menor temperatura. A condutividade térmica é medida em Joules por segundo por metro quadrado de área de um corpo, para gradiente de temperatura de um grau Celsius por metro de espessura desse corpo.

Mehta e Monteiro (1994) explicam que a condutividade térmica fornece o fluxo de calor transmitido através de uma área unitária de um material sob gradiente de temperatura unitário. No material concreto, a condutividade térmica é influenciada pelas características mineralógicas do agregado, pelo conteúdo de umidade, pela massa específica e temperatura do concreto.

A condutividade térmica pode ser entendida como a capacidade de o concreto conduzir calor, definida como a velocidade de fluxo de calor através de uma espessura unitária, por uma área unitária, entre as faces justapostas de dois materiais submetidos a diferentes temperaturas unitárias.

Para a NBR 12820/2012, a condutividade térmica do concreto é definida como a propriedade de um material, determinada pelo quociente entre o fluxo de calor em regime permanente, por unidade de

área do material, na direção perpendicular a esta área, e o gradiente de temperatura na direção do fluxo. Considera, ainda, que o fluxo de calor é a quantidade de energia térmica (calor) recebida ou cedida por um sistema por unidade de tempo. Essa mesma norma prescreve o método para determinação da condutividade térmica em concretos endurecidos.

Para o concreto comum, a condutividade térmica depende da composição e quanto o concreto se encontra saturado, pois o grau de saturação do concreto é um fator importante, uma vez que a condutividade do ar é menor do que a da água. Seu valor está compreendido entre 1,4 J/(m².s.°C/m) e 3,6 J/(m².s.°C/m) para o concreto (NEVILLE, 1997).

2.5.3 Difusividade térmica do concreto

Conforme a NBR 12818/2012, a difusividade térmica é um índice que permite avaliar a capacidade de um material em difundir ou dispersar calor em todas as direções de um maciço, e ela indica a facilidade com que tal material é capaz de sofrer variações de temperatura.

Segundo a ACI 122-R02/2002, uma alta difusividade térmica indica que a transferência de calor através de um material será rápida, e a quantidade de armazenamento será pequena. Materiais com alta difusividade térmica respondem rapidamente a alterações na temperatura, ao passo que materiais com baixa difusividade térmica apresentam uma taxa mais lenta de transferência de calor e uma maior quantidade de armazenamento, respondendo lentamente a uma diferença de temperatura imposta.

O valor da difusividade térmica pode ser obtido pelo ensaio preconizado pela NBR 12818/2012 ou calculado a partir dos valores obtidos por ensaios para a condutividade térmica, para o calor específico e para a densidade do concreto, conforme a Equação 1.

$$\delta = k / \gamma.C \quad (1)$$

Onde:

- δ é a difusividade térmica (m²/s ou m²/h);
- k é a condutividade térmica (J/[m².s.°C/m]);
- γ é a densidade (kg/m³);
- C é o calor específico (J/kg.°C).

Como o calor específico e a elevação adiabática de temperatura, a difusividade é uma propriedade térmica muito importante para os cálculos térmicos. É através dessa propriedade que se obtém qual é o

tempo desenvolvido para a dissipação do calor em uma determinada massa de concreto (LIDUÁRIO, 2006).

O intervalo de valores típicos de difusividade de concretos comuns está entre $0,002 \text{ m}^2/\text{h}$ e $0,006 \text{ m}^2/\text{h}$, dependendo do tipo de agregado usado. Os tipos seguintes de rochas estão relacionados em ordem crescente de difusividade: basalto, calcário e quartzito (NEVILLE, 1997).

Liduário (2006), em seu estudo das propriedades térmicas do concreto convencional na presença de materiais minerais, obteve o valor de $0,095 \text{ m}^2/\text{dia}$ ($0,0039 \text{ m}^2/\text{h}$) para a difusividade térmica do concreto de referência (sem substituição de cimento por pozolana de argila calcinada), e o valor de $0,094 \text{ m}^2/\text{dia}$ ($0,0039 \text{ m}^2/\text{h}$) para o concreto com substituição de cimento por 20% de pozolana de argila calcinada. Os valores são praticamente iguais e, segundo o autor da pesquisa, isso pode ser atribuído à pozolana, que tem área específica, analisada pelo método de BET, próxima do cimento, não contribuindo efetivamente para a diminuição da difusividade térmica.

2.6 Efeitos da elevação de temperatura

A concretagem de grandes peças de concreto armado, como blocos de fundação de grandes edifícios, é seguida de uma elevação de temperatura da massa de concreto, devido a fatores como: calor de hidratação do cimento, propriedades térmicas do concreto e grandezas dimensionais da peça. Essa elevação de temperatura poderá ocasionar efeitos indesejáveis, tais como a formação de etringita tardia e o surgimento de fissuras térmicas, devido ao pico de temperatura atingido e também ao gradiente de temperatura entre o interior da peça e suas faces expostas ao ambiente.

2.6.1 Fissuras térmicas

O calor, que é gerado pela hidratação do cimento no interior de grandes volumes de concreto, é transferido por condução, do núcleo para as superfícies da peça, de onde ele é dissipado para o meio ambiente. Devido a essa transferência de calor, surgem gradientes de temperatura que introduzem tensões de tração e de compressão no concreto. Uma vez que a superfície se resfria mais rapidamente ela tende a se encurtar, enquanto o concreto do interior do elemento está na fase de aquecimento. Desse modo, o núcleo da peça introduz esforços de tração no concreto das camadas superficiais. Essas tensões de tração

podem causar fissuras no concreto, o que compromete sua durabilidade (ARAÚJO, 2013).

Para Gambale *et al.* (2004), as variações volumétricas ou as tensões térmicas sofridas pelo concreto, por diferenciais de temperatura, podem induzi-lo à fissuração, se elas ultrapassarem a sua capacidade de deformação ou a sua resistência à tração, quando do seu resfriamento.

Mehta e Monteiro (1994) explicam que, para materiais com baixa resistência à tração como o concreto, a deformação de contração por resfriamento é mais importante do que a expansão devida ao calor gerado pela hidratação do cimento. Isto porque, dependendo do módulo de deformação, do grau de restrição e da relaxação da tensão devida à fluência, as tensões de tração resultantes podem ser grandes o suficiente para causar fissuração.

As fissuras de retração de origem térmica estão associadas à liberação de calor das reações de hidratação do cimento que são exotérmicas. Estas fissuras ocorrem nas primeiras idades do concreto durante o processo de resfriamento do mesmo. O resfriamento provoca a contração da peça que, quando restringida, leva à fissuração.

Segundo Inoue (1986), se uma peça de concreto tem uma tendência uniforme a contrair, mas é restringida em sua base ou em uma lateral, a fissuração iniciará na base ou lateral restringida onde a restrição for maior e progride para cima ou exterior até um ponto onde a tensão é insuficiente para continuar a fissura.

Ern e Helene (2003) relatam que as fissuras em concreto não são apenas um fator de enfraquecimento da estrutura de concreto armado que afetará sua habilidade de suportar cargas, mas também a durabilidade e a aparência. A durabilidade pode ser afetada, de maneira negativa, pelo ingresso de água, proveniente do meio externo, nas fissuras e, conseqüentemente, acelerar a lixiviação dos produtos solúveis do concreto, com posterior corrosão da armadura. Elementos nocivos tais como o gás carbônico e os cloretos, podem ingressar mais rapidamente no interior da estrutura através das fissuras, desencadeando processos danosos como a carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras.

Para minimizar o problema, pode ser necessária a associação de um conjunto de medidas, tais como: redução do consumo de cimento, emprego de cimentos pozolânicos, concretagem em camadas de menor altura, pré-refrigeração e/ou pós-refrigeração do concreto, proteção do concreto para evitar um resfriamento muito rápido das superfícies, cura prolongada para retardar a retração, dentre outros (ARAÚJO, 2013).

De acordo com o American Concrete Institute (ACI 207.4R/-93), no interior da maioria das estruturas de concreto com dimensão mínima maior que 0,6 metros, pode se encontrar a uma temperatura maior que do ar do ambiente no qual está inserida. Na interface entre o concreto e a forma, a temperatura será um pouco mais baixa que a do interior, mas ainda mais alta que a do ar ambiente.

A análise térmica, apresentada por Araújo (2013), para concretagem de um bloco de fundação com dimensões da base de 1,4 x 1,4 metros e altura de 0,7 metros, com consumo de cimento Portland de 350 kg/m³ de concreto, obteve como resultado para diferença máxima de temperatura entre o núcleo e o topo do bloco o valor de 13,8 °C.

Klemczak (2014), em estudo comparativo de modelos básicos para modelagem de tensões de origem térmica em concreto massa, efetuou a modelagem da concretagem de um bloco de fundação com as dimensões da base de 10,0 x 10,0 metros e altura de 3,0 metros. O concreto teve um consumo de cimento de 350 kg/m³, sendo que tanto a temperatura ambiente quanto a de cura foi de 20 °C. A modelagem apontou que a temperatura no centro do bloco atingiria 59 °C, enquanto que no topo e na base não passaria de 40 °C. Um fato relatado pelo autor é que a temperatura do topo do bloco diminui mais rapidamente em relação à da base do bloco, comportamento este justificado pela existência do solo em contato com a base do bloco.

Ao estudar as patologias prematuras nos blocos de fundação de um edifício residencial em construção na cidade de João Pessoa, Arnaud (2010) constatou a presença de fissuras no bloco, que se propagam através da matriz de cimento e contornam o agregado. O concreto foi dosado em uma central de produção de concretos, com resistência característica de projeto de 40 MPa e consumo de cimento de 460 kg/m³ de concreto. O cimento utilizado foi do tipo CII-F32, com finura *Blaine* de 400 m²/kg. Com base nas informações obtidas, a autora concluiu que, devido ao elevado consumo de cimento e ao volume do bloco, possivelmente são fissuras induzidas por tensões de origem térmica.

2.6.2 Etringita tardia

A formação de etringita tardia é um ataque interno por sulfatos, causado pela decomposição, induzida termicamente, da etringita formada durante a hidratação inicial do cimento a uma temperatura elevada (acima de 70 °C) e a sua recristalização na matriz endurecida. Essa reação é um fenômeno físico-químico e induz uma expansão na

pasta de cimento que pode levar à fissuração do concreto (TAYLOR; FAMY; SCRIVENER, 2001).

Para Ramlochan *et al.* (2003), o mecanismo de expansão, pela formação de etringita tardia, não foi inteiramente explicado, mas é consenso na literatura que três fatores são essenciais para promover a expansão: utilização de um cimento que possua um potencial para o comportamento expansivo quando curado a altas temperaturas; exposição a elevadas temperaturas (acima de 70 °C) durante a cura, por um período suficiente; exposição à umidade.

De acordo com os pesquisadores Taylor, Famy e Scrivener (2001), a formação da etringita tardia é um processo complexo, envolvendo a formação da etringita em material cimentício já endurecido, sem que nenhum sulfato provenha do meio externo. Esses autores relatam que tal patologia tem sido observada em alguns casos de deterioração de concretos, que foram curados termicamente a temperaturas próximas ou superiores a 70 °C.

Expansões deletérias, devido à formação de etringita tardia, também ocorrem em elementos de concreto que não sofreram cura térmica, mas cuja temperatura interna, promovida por calor de hidratação, aumenta significativamente. Hobbs (1999) relacionou vários casos ocorridos no Reino Unido em que as elevadas temperaturas (aproximadamente 80 °C) foram causadas pelo alto consumo de cimento (acima de 450 kg/m³) e as grandes dimensões dos elementos. O efeito combinado dessas temperaturas com os altos teores de álcalis presentes nos concretos propiciaram a formação da etringita tardia.

Thomas *et al.* (2008), ao investigarem as causas da deterioração dos pilares de pontes de rodovias na América do Norte, moldados *in loco*, constataram que a formação da etringita tardia foi a principal responsável pelas expansões deletérias. Devido às grandes dimensões das seções transversais desses elementos, a temperatura desenvolvida por calor de hidratação excedeu a 70 °C.

A formação de etringita tardia em concreto tem sido responsável pela deterioração prematura de mais de 50 estruturas na França. Geralmente é encontrada em elementos de grande escala ou elementos pré-moldados. Devido à complexidade deste fenômeno, ele nunca diz respeito a toda a estrutura (PAVOINE; BRUNETAUD; DIVET, 2012).

Um estudo sobre a formação da etringita tardia em concreto, por calor de hidratação do cimento, foi efetuado por Melo (2010). Nesse trabalho, foram produzidos concretos com cimento Portland pozolânico com consumos de 350 kg/m³ e 450 kg/m³ de concreto, sendo que esses mesmos concretos, submetidos ao ensaio de elevação adiabática de

temperatura, atingiram o pico de 61,7 °C e 70,5 °C, respectivamente. Para a autora, os resultados mostraram que o aumento da temperatura interna do concreto, acima de 60 °C, por calor de hidratação do cimento, propiciou a formação da etringita tardia, constatada pela presença de etringita neoformada durante as análises microestruturais realizadas por microscopia eletrônica de varredura (MEV) e difração de raios X (DRX).

Ramlochan, Thomas e Hooton (2004), ao pesquisarem a influência da utilização de pozolanas e escória de alto-forno sobre a expansão de argamassas curadas a elevadas temperaturas, concluíram que estes materiais são eficazes no controle de expansões deletérias causadas pela formação de etringita tardia. Contudo, perceberam que a formação de etringita tardia, em argamassas preparadas com a substituição de cimento Portland por pozolanas ou escória, não é eliminada, mas apenas reduzida. Com isso, verificaram que quantidades significativas de etringita tardia podem se formar sem causar expansão. A explicação sugerida por esses autores é que a etringita tardia que se forma quando o concreto já está na temperatura ambiente, após passar por elevadas temperaturas e curado com umidade suficiente, é depositada nos grandes vazios ou em regiões porosas da pasta, sem causar expansão.

3 MATERIAIS POZOLÂNICOS

Originalmente, o termo pozolana era atribuído aos materiais naturais de origem vulcânica, com propriedades similares aos da cidade italiana de Pozzuoli, que reagem com a cal em presença de água, à temperatura ambiente. Com o decorrer do tempo, a definição foi estendida a outros materiais que, embora de origens diversas, apresentam comportamento semelhante (MASSAZZA, 2003).

Para Mehta e Monteiro (1994), uma pozolana é definida como um material que possui, em sua composição, silicatos ou sílico-aluminatos amorfos, com nenhuma ou pouca atividade aglomerante, mas que, quando em contato com a água e em temperatura ambiente, reagem com o hidróxido de cálcio, formando componentes com propriedades cimentantes.

Pozolanas são todos os aluminossilicatos reativos naturais, predominantemente na forma vítrea, que se solubilizam em meio alcalino e reagem em solução com os íons Ca^{+2} , levando à precipitação de silicatos de cálcio hidratados. O principal produto dessa reação é o silicato de cálcio hidratado, mas também podem ser formados aluminatos e sílico-aluminatos, em função da composição química das pozolanas (SILVA, 2010).

Devido à atividade dos materiais pozolânicos com o hidróxido de cálcio, ocorre melhora na durabilidade da matriz cimentícia frente ao ataque por espécies químicas ácidas, devido à substituição do hidróxido de cálcio, que é solúvel em água, por silicatos de cálcio hidratados, evitando assim possíveis problemas de lixiviação. As pozolanas podem ser empregadas com o intuito de reduzir o consumo de clínquer. Quando utilizadas com cimento Portland, baixam o calor de hidratação, minimizando possíveis problemas de fissuração (MASSAZZA, 1993).

Aïtcin (2000) cita que a maioria das pozolanas tem uma característica em comum: elas contêm alguma forma de sílica vítrea reativa que, na presença de água, pode combinar-se com o hidróxido de cálcio (CH), à temperatura ambiente, para formar silicato de cálcio hidratado secundário (C-S-H). Conforme o mesmo autor, a hidratação do cimento Portland libera uma grande quantidade de hidróxido de cálcio em virtude da hidratação do C_3S e C_2S , que pouco contribui para a resistência da pasta de cimento hidratada e pode ser responsável por problemas de durabilidade, uma vez que pode ser carregada facilmente pela água.

A classificação mais comumente aceita diz respeito à origem das pozolanas. Portanto, a primeira subdivisão é entre materiais naturais e

artificiais. Os materiais naturais não necessitam de qualquer outro tratamento para além de moagem. As pozolanas artificiais resultam de modificações químicas e/ou estruturais de materiais que originalmente não têm nenhuma ou apenas uma fraca propriedade pozolânica, como os resíduos de certos métodos de produção ou produtos fabricados a partir de matérias-primas selecionadas (MASSAZZA, 2003).

Os materiais pozolânicos são classificados pela norma NBR 12653/2014 em três classes, abaixo apresentadas:

- Classe N: pozolanas naturais e artificiais, contemplando as argilas calcinadas em que inclui o metacaulim;
- Classe C: cinza volante e materiais resultantes da combustão do carvão mineral;
- Classe E: aqueles materiais que não se enquadram na classe N ou C.

Quando se substitui parte de cimento Portland por cinza volante, cinza de casca de arroz, metacaulim, sílica ativa, entre outros, cada uma destas adições pozolânicas atua de modo distinto, de acordo com sua granulometria e atividade química ou física, em relação às suas interações com a pasta de cimento Portland.

3.1 Atividade pozolânica

Entende-se por atividade pozolânica a capacidade que uma determinada pozolana tem em reagir com o hidróxido de cálcio, isto é, quanto maior o valor do hidróxido de cálcio consumido pela pozolana, maior a sua atividade (MASSAZZA, 1993).

O hidróxido de cálcio (CH), necessário à reação pozolânica, é gerado juntamente com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), através das reações de hidratação do silicato tricálcico (C_3S) e silicato dicálcico (C_2S), presentes no cimento Portland. A pozolana, quando introduzida em uma matriz cimentícia, reage com o hidróxido de cálcio formado na hidratação do cimento e gera produtos resistentes de hidratação, como o silicato de cálcio hidratado, aluminato de cálcio hidratado (C-A-H) e/ou o sílico-aluminato de cálcio hidratado (C-S-A-H).

De acordo com Neville (1997), a sílica que compõe a pozolana deve estar no estado amorfo, isto é, vítreo, pois, quando cristalina, sua reatividade é muito baixa. O teor de sílica vítrea pode ser determinado por espectroscopia por difração de raios X.

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.

A avaliação da taxa de reação pozolânica está vinculada à taxa de consumo do hidróxido de cálcio e à taxa de formação de hidratos, em função da relação hidróxido de cálcio/pozolana. De maneira geral, quanto maior a disponibilidade de hidróxido de cálcio, maior será a quantidade de hidratos e, conseqüentemente, maior o consumo de portlandita (BIERNACKI; WILLIAMS; STUTZMAN, 2001).

Para Massazza (2003), há um consenso geral de que a quantidade total de hidróxido de cálcio combinado depende dos seguintes fatores, essencialmente:

- Natureza das fases ativas da pozolana: a reação pozolânica é influenciada pela qualidade das fases ativas (sílica e alumina) presentes na pozolana;
- Porcentagem de fases ativas: maior será a atividade pozolânica quanto maior for o teor de fases ativas e quanto menor for o teor de inertes ou fases cristalinas (quartzo, mulita, magnetita);
- Conteúdo de SiO_2 da pozolana; quanto maior o conteúdo de SiO_2 na pozolana maior será sua atividade. Esse teor pode variar de 45% a 95%, dependendo do tipo de pozolana;
- Relação hidróxido de cálcio/pozolana da mistura: dentro de certos limites o incremento nesta relação aumenta o teor de hidróxido de cálcio combinado;
- Período de cura da mistura: a quantidade total de hidróxido de cálcio combinado depende do período de cura, mas sua taxa de combinação varia muito de uma pozolana para outra;
- Área específica da pozolana: em curto prazo, a atividade pozolânica é dependente da área específica das partículas. A taxa de reação dos materiais pozolânicos é declaradamente proporcional ao quadrado da área específica;
- Teor de água da mistura: quanto maior for o teor de água da mistura maior será a taxa de combinação do hidróxido de cálcio;
- Temperatura: a taxa de reação pozolânica aumenta com o aumento da temperatura.

A reação pozolânica apresenta três aspectos principais. Em primeiro, a reação é lenta e, portanto, as taxas de liberação de calor e de desenvolvimento da resistência, conseqüentemente, serão lentas. Em segundo, a reação consome hidróxido de cálcio, ao invés de produzi-lo,

o que representa uma contribuição importante para a durabilidade da pasta endurecida de cimento frente a meios ácidos. Por último, estudos sobre a distribuição do tamanho dos poros dos cimentos hidratados mostraram que os produtos da reação são bastante eficientes no preenchimento dos espaços capilares grandes, melhorando assim a resistência e diminuindo a permeabilidade do sistema (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

3.1.1 Avaliação da atividade pozolânica

O termo atividade pozolânica inclui dois parâmetros, ou seja, a quantidade máxima de hidróxido de cálcio que uma pozolana pode se combinar e a taxa em que ocorre tal combinação. Ambos os fatores dependem da natureza da pozolana e, mais precisamente, sobre a qualidade e quantidade de suas fases ativas (MASSAZZA, 1993).

De acordo com Cook (1986), apud Rodrigues (2004), a atividade pozolânica pode ser classificada em termos de propriedades químicas, físicas e mecânicas, sendo observado que os resultados dos diferentes métodos têm pouca correlação. Quimicamente, as pozolanas podem ser classificadas através da determinação da cal consumida. Já a classificação física se dá através de ensaios de difração de raios X, em que é possível determinar as fases cristalinas da sílica, bem como através de termogravimetria, que permite calcular a quantidade de cal na mistura. Os métodos mecânicos expressam a atividade pozolânica em termos da resistência à compressão, embora seja bem estabelecido que o consumo de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ não tem relação direta com a resistência.

A variedade de métodos de ensaios para quantificar a reação pozolânica demonstra a grande dificuldade que o meio acadêmico tem de encontrar uma metodologia que sirva para todos os tipos de pozolanas (RÊGO, 2004). Essa dificuldade pode ser atribuída, segundo Massazza (1993), à heterogeneidade dos materiais pozolânicos utilizados, bem como a fenômenos complexos que ocorrem durante a hidratação, sendo estes alguns dos fatores que justificam a incapacidade de modelar a atividade pozolânica, sendo possível apenas identificar tendências gerais de comportamento.

3.1.1.1 *Chapelle modificado*

O ensaio de Chapelle modificado é um método químico para avaliação da atividade pozolânica de um determinado material. Os

procedimentos para realização desse ensaio são normatizados pela NBR 15895/2010.

Santos (2006) explica que, nesse método, a pozolanicidade de um material é determinada pela quantidade de cal fixada pela pozolana, por meio da comparação de uma mistura de pozolana com óxido de cálcio, e outra sem pozolana. As misturas são mantidas à ebulição (90 °C), durante 16 horas, em equipamento padronizado para o ensaio. Em seguida, é determinada a quantidade de óxido de cálcio que não reagiu. O resultado é expresso em mg de hidróxido de cálcio por grama de material pozolânico, sendo que quanto maior o consumo de hidróxido de cálcio, maior a pozolanicidade do material.

3.1.1.2 *Termogravimetria*

Termogravimetria é uma técnica de análise térmica que examina a perda de massa de uma amostra em função do incremento da temperatura. Como diferentes compostos químicos sofrem transformações em diferentes temperaturas características, conhecendo-se aproximadamente a composição química do material é possível quantificar a presença de fases pela perda de massa a uma determinada temperatura.

Para Taylor (1997), a termogravimetria é a técnica em que a mudança da massa de uma substância é medida em função da temperatura, enquanto esta é submetida a uma programação controlada. No entanto, nem todos os eventos provocados pela elevação da temperatura trazem uma mudança na massa, como a fusão, a cristalização ou a transição vítrea. Mas existem importantes exceções, como os fenômenos de dessorção, absorção, sublimação, vaporização, oxidação, redução e decomposição.

Conhecendo a temperatura em que ocorre um determinado evento químico, é possível, através de cálculo estequiométrico, utilizar dados de perda de massa e estimar a quantidade de um determinado composto químico na amostra a ser analisada. A temperatura em que ocorre o início do desprendimento da água do hidróxido de cálcio situa-se em 370 °C, sendo praticamente decomposto na temperatura de 580 °C com total perda de água de sua estrutura química (TAYLOR, 1997).

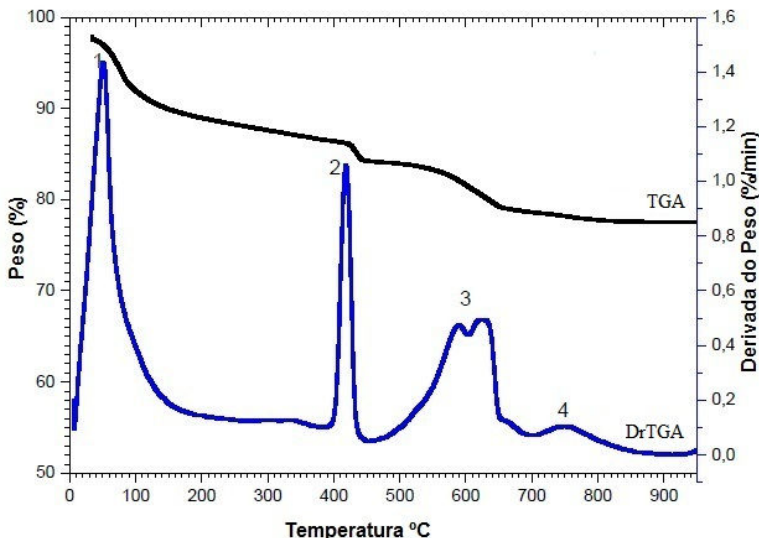
A representação do resultado é feito através de uma curva termogravimétrica (TGA), em que o peso é representado no eixo das ordenadas, com valores decrescentes de cima para baixo, e a temperatura ou o tempo é representado no eixo das abscissas, com valores crescentes da esquerda para a direita.

A curva termogravimétrica derivada (DrTGA) fornece a primeira derivada da curva termogravimétrica, em função do tempo ou da temperatura. Portanto, uma mudança na inclinação da curva TGA é refletida com um pico na DrTGA. Dessa forma, é facilitada a leitura dos eventos relacionados com a desidratação, a desidroxilação e a descarbonatação, ocorridos numa pasta de cimento hidratado (ALARCON-RUIZ *et al.*, 2005).

No gráfico de DrTGA, apresentado na Figura 5, típico de uma pasta de cimento Portland hidratada, submetida ao ensaio de TGA/DrTGA, quatro picos bem característicos podem ser observados. Conforme descreve Ramachandran *et al.* (2002), esses quatro picos são:

- Pico 1: Perda de água não combinada;
- Pico 2: Desidroxilação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$;
- Pico 3: Descarbonatação associada à decomposição da vaterita e aragonita;
- Pico 4: Descarbonatação associada à decomposição da calcita.

Figura 5 – Curva TGA/DrTGA típica de pasta de cimento Portland.



Fonte: Ramachandran *et al.* (2002).

Os principais produtos de hidratação do cimento podem ser determinados por TGA/DrTGA, 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 Ca(OH)_2 em $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ é caracterizada por uma perda de massa entre a faixa de temperatura de 425 °C a 550 °C.

3.1.1.3 Ensaios mecânicos para determinação da atividade pozolânica

A atividade pozolânica de um material pode ser avaliada através de propriedades mecânicas, como a resistência à compressão. No Brasil, existem duas normas que estabelecem as diretrizes para execução desses ensaios.

A NBR 5751/2012 define o método de ensaio para determinação da atividade pozolânica com a cal. Esse ensaio é uma medida direta do grau de pozolanicidade, através da determinação da resistência à compressão simples, conforme a NBR 7215/1996, de corpos de prova de argamassas preparadas com o material em estudo: cal, areia e água. São moldados três corpos de prova, e sua cura é realizada nos próprios moldes, que devem ser mantidos vedados para garantir a umidade. Essa cura ocorre em duas etapas: nas primeiras 24 horas, os moldes são mantidos à temperatura de 23 ± 2 °C e, em seguida, por seis dias, a 55 ± 2 °C. Após esse prazo, os corpos de prova são resfriados a uma temperatura de 23 ± 2 °C e ensaiados à compressão. A pozolanicidade é dada pela média de resistência à compressão, em MPa, dos três exemplares.

A NBR 5752/2014 define o método de ensaio para determinação do índice de desempenho com cimento Portland. Esta norma consiste em uma atualização da antiga NBR 5752/2012. Nesta atualização, segundo Sebastiany (2014), o método para fixação da trabalhabilidade das argamassas foi modificado. Na versão anterior, a trabalhabilidade da argamassa com adição pozolânica era corrigida pela adição de água suplementar, o que afetava negativamente a resistência das argamassas preparadas. Contudo, a nova versão prevê que a consistência seja ajustada com a utilização de aditivo plastificante, mantendo-se constante a relação água/aglomerante.

Esse ensaio consiste na execução de duas argamassas, sendo a primeira com traço 1:3 (em massa) de cimento e areia normal, utilizando-se uma quantidade pré-determinada de água, e mede-se o índice de consistência obtido; na segunda, substitui-se 25% da massa de cimento, utilizado na primeira argamassa, por pozolana, acrescentando-se a mesma quantidade de água da primeira argamassa, sendo que a seguir mede-se o índice de consistência obtido e, caso haja diferença nos

valores de consistência obtidos, este pode ser corrigido com o uso de aditivo plastificante. São moldados de quatro a seis corpos de prova para cada argamassa. Os corpos de prova são curados de acordo com as especificações contidas na NBR 7215/1996, e ensaiados à compressão axial na idade de 28 dias. O índice de desempenho com cimento Portland é a razão entre a resistência à compressão axial média da argamassa com pozolana e a resistência à compressão axial média da argamassa de controle, em MPa, expressa em valor percentual, aos 28 dias, sendo que a norma NBR 12653/2012 exige valores iguais ou superiores a 75%.

3.2 Cinza volante

A combustão do carvão pulverizado, geralmente para a produção de energia elétrica, ocorre em altas temperaturas, entre 1.200 °C e 1.600 °C, num ambiente gasoso oxidante, sendo o tempo de permanência das partículas em chama oxidante, em média, de dois segundos, condição suficiente para a fusão total ou parcial da matéria mineral. Nesse processo, formam-se dois tipos de cinzas: cinza pesada e cinza volante (SILVA *et al.*, 1999). As cinzas volantes são as cinzas de granulometria mais fina, arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas pelos precipitadores eletrostáticos ou filtros de manga. As cinzas pesadas são formadas pelo material fundido que se deposita e se aglomera no fundo das fornalhas.

A cinza volante, segundo Neville (1997), é obtida por precipitação mecânica ou eletrostática dos gases de exaustão de estações alimentadas por carvão. É a pozolana artificial mais comum. As partículas de cinza volante são esféricas e têm uma finura elevada, pois a grande maioria das partículas tem um diâmetro entre 1 µm e 100 µm e área específica *Blaine* normalmente entre 250 m²/kg e 600 m²/kg. Entretanto, para Massazza (2003), a faixa de variação desses valores é maior, indicando que os valores do diâmetro das partículas variam entre 1 µm e 150 µm e área específica *Blaine* entre 200 m²/kg e 800 m²/kg.

O Brasil produz aproximadamente 1,4 milhões de toneladas de cinza volante por ano somente nas termoeletricas de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Esse volume é, em boa parte, incorporado na fabricação do cimento e de componentes do cimento amianto (SILVA, 2010).

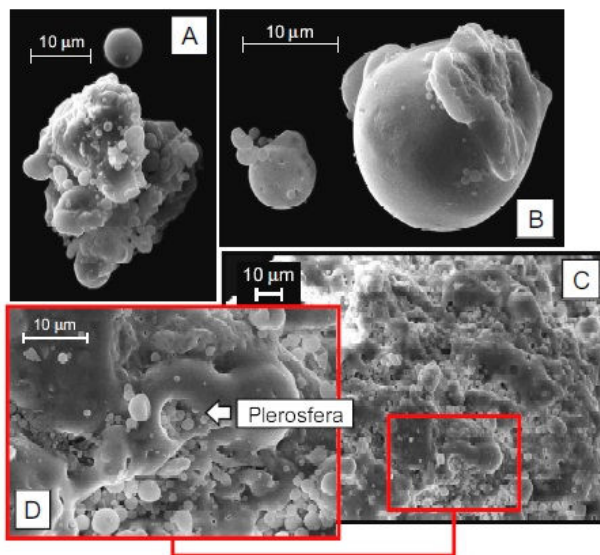
Mais de 85% das cinzas volantes são formadas pelos elementos silício, alumínio, ferro, cálcio e magnésio (MEHTA e MONTEIRO,

1994). Os valores de sua massa específica estão compreendidos entre o intervalo de $1,90 \text{ kg/dm}^3$ a $2,40 \text{ kg/dm}^3$.

A ação da temperatura, devido à queima do carvão, faz com que as cinzas (compostas de argilas, materiais silicosos e aluminosos) adquiram propriedades pozolânicas. Devido às suas características mineralógicas e granulométricas peculiares, a cinza volante geralmente não necessita passar por nenhum processo de beneficiamento antes de ser utilizada como substituição mineral.

As partículas de cinza volante, geralmente, possuem a forma esférica com superfície lisa. Entretanto, uma parcela considerável das partículas pode apresentar formas irregulares com superfície rugosa. Filho (2008) explica que esse tipo de partícula aumenta consideravelmente a área exposta do grão quando comparada a uma partícula esférica de superfície lisa e de volume/diâmetro equivalente.

Figura 6 – Microscopia eletrônica de varredura da cinza volante.



Fonte: Filho (2008).

Com base nas diferenças significativas de composição mineralógica e propriedades, as cinzas volantes podem ser divididas em duas categorias, que diferem entre si principalmente quanto ao teor de cálcio. A cinza da primeira categoria, contendo menos do que 10% de CaO total, geralmente é um produto de combustão de antracito e carvões

betuminosos. A cinza da segunda categoria, contendo normalmente de 15% a 30% de CaO, geralmente é um produto de combustão do lignito ou de carvões sub-betuminosos. Essa variedade de cinza é mais reativa, pois contém a maior parte do cálcio na forma de compostos cristalinos reativos (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A cinza volante, de acordo com Ondova, Stevulova e Estokova (2012), tem sido utilizada em muitas aplicações há vários anos, em todo o mundo. De modo geral, atualmente na indústria de concreto, a porcentagem de cinzas volantes utilizadas como substituição ao cimento em concretos varia normalmente de 15% a 25%, embora possa ir até 30% a 35% em algumas aplicações. O uso das cinzas volantes irá melhorar alguns aspectos do desempenho do concreto, desde que ele esteja devidamente dosado.

A substituição de cimento por cinza volante, no concreto, afeta diversos aspectos das suas propriedades. Como parte dos materiais componentes do concreto, a cinza volante age, em parte, como um agregado fino e, parte, como um componente reativo, devido às reações pozolânicas. Isso influencia as propriedades reológicas do concreto no estado fresco, na elevação de temperatura, na resistência, porosidade, na durabilidade no estado endurecido e no custo e consumo energético do produto final (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

3.2.1 Atividade pozolânica da cinza volante

A cinza volante e o hidróxido de cálcio, quando misturados em meio aquoso, resultam na rápida dissociação iônica do hidróxido de cálcio, provendo íons cálcio e hidroxila para a solução. Os íons cálcio, positivos, são rapidamente adsorvidos pela superfície das partículas da cinza volante (MASSAZZA, 2003).

Segundo Filho (2008), quando finamente moída, a fase vítrea da cinza volante, na presença de umidade, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio, à temperatura ambiente, formando compostos com propriedades cimentantes. O teor da fase vítrea, bem como outros fatores intervenientes na cinética de reação da cinza volante, ainda é pouco explorado.

A pozolanicidade das cinzas volantes está intimamente relacionada com o teor de SiO₂, visto ser a sílica amorfa que se combina com a cal livre e a água, dando origem à formação de quantidades suplementares de C-S-H. O teor da fase vítrea e de óxido de cálcio na cinza volante são fatores determinantes da sua reatividade. A composição da fase vítrea também é importante, pois o aumento do teor

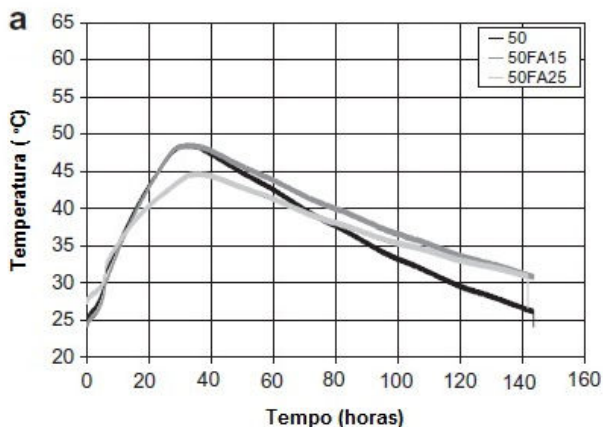
do óxido de ferro (Fe_2O_3) diminui a reatividade. As fases cristalinas, como a mulita, quartzo, hematita e magnetita, são inertes.

3.2.2 Influência da cinza volante no calor de hidratação

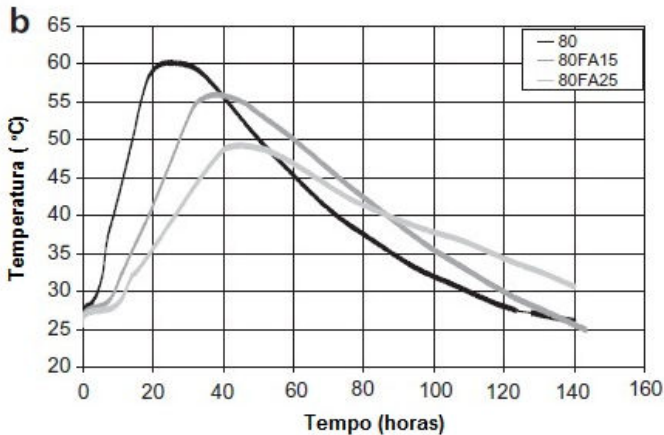
Pastas de cimento, argamassas e concretos produzidos com materiais pozolânicos apresentam como característica menor calor de hidratação (MASSAZZA, 1993). Isso ocorre devido a dois principais efeitos: a reação pozolânica e o efeito de diluição. No primeiro, a reação é lenta. Portanto, as taxas de liberação de calor e de desenvolvimento da resistência, conseqüentemente, serão lentas (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Além disso, a contribuição das cinzas volantes para o calor de hidratação foi estimada em aproximadamente 15% a 30% da obtida com igual massa de cimento. No segundo, o efeito da diluição ocorre com a substituição dos principais compostos do cimento, em especial o C_3S , por pozolanas, diminuindo a geração de calor (MOSTAFA e BROWN, 2005).

O estudo realizado por Nili e Salehi (2010) sobre os efeitos de materiais pozolânicos na evolução do calor de hidratação de concretos com resistência à compressão de 50 MPa e 80 MPa, com consumo de cimento de 385 kg/m^3 e 540 kg/m^3 de concreto, respectivamente, apresentou o perfil de elevação de temperatura, conforme Figura 7. Isso para os concretos de referência e com a substituição de 15% e 25% de cimento por cinza volante, utilizando um calorímetro semiadiabático.

Figura 7 – Perfil de elevação de temperatura de concretos.



a) Concreto Fck 50 MPa.



b) Concreto Fck 80 MPa.

LEGENDA: 50-Concreto Fck 50 MPa; 50FA15-Concreto Fck 50 MPa com substituição de 15% de cinza volante; 50FA25-Concreto Fck 50 MPa com substituição de 25% de cinza volante; 80-Concreto Fck 80 MPa; 80FA15-Concreto Fck 80 MPa com substituição de 15% de cinza volante; 80FA25-Concreto Fck 80 MPa com substituição de 25% de cinza volante.

Fonte: Nili e Salehi (2010).

Para as misturas de concreto com resistência de 50 MPa, o acréscimo de 15% de cinzas volantes não provocou alterações no pico de elevação de temperatura. Um aumento no teor de cinzas volantes, para 25%, proporcionou uma redução de 4 °C no pico de elevação de temperatura.

Nas misturas de concreto com resistência de 80 MPa os efeitos da adição de cinza volante foram maiores, havendo uma redução no pico de elevação de temperatura de 5 °C e 11,5 °C para adição de 15% e 25% de cinza volante, respectivamente. Nessas misturas também se observa um atraso na elevação de temperatura, e a adição de 15% e 25% de cinzas volantes resultou em atrasos significativos de 13 e 20 horas, respectivamente, para atingir o pico de elevação de temperatura.

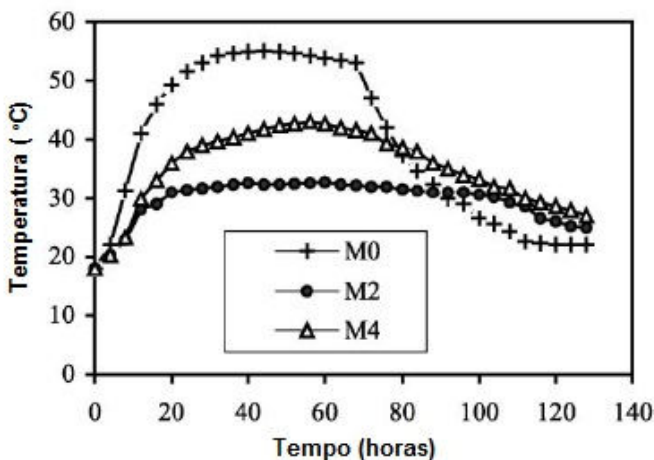
Os resultados da medição da evolução de temperatura realizada por Atis (2002), em um calorímetro semiadiabático, utilizando altos teores de substituição em peso de cimento por cinzas volantes, estão apresentados na Figura 8. Pode-se observar que o concreto de controle (M0), sem a adição de cinza volante, atingiu o maior pico de temperatura, aproximadamente 55 °C. A mistura com a substituição de 50% de cinza volante (M4) apresentou um pico de temperatura de 42 °C.

Por fim, a mistura contendo adição de 70% de cinza volante (M2) apresentou o menor pico de temperatura, cerca de 30 °C.

Os resultados obtidos evidenciam que a substituição de parte do cimento Portland por cinza volante resulta em uma redução do aumento de temperatura, devido ao calor de hidratação. Isso se atribuiu à diluição do cimento Portland e ao fato de a reação da cinza volante com o hidróxido de cálcio ser mais lenta em comparação à reação de hidratação do cimento (ATIS, 2002).

A redução na elevação de temperatura devido ao calor de hidratação, para misturas com altos teores de adição de cinza volante, também pode ser atribuída ao fato de que a cinza volante age, em parte, como um agregado fino (MEHTA e MONTEIRO, 1994), ou como material inerte, exercendo a função de material de enchimento (FILHO, 2008). Portanto, não reagindo e, conseqüentemente, não contribuindo para a geração de calor.

Figura 8 – Perfil de elevação de temperatura de concreto com altos teores de cinza volante.



LEGENDA: M0-Concreto de controle sem substituição de cinza volante; M2-Concreto com substituição de 70% de cinza volante; M4-Concreto com substituição de 50% de cinza volante.

Fonte: Atis (2002).

A utilização de cinza volante como material substituto ao cimento na produção de concreto, notadamente, diminui o pico de elevação de temperatura e também a taxa de geração de calor da mistura (NILI e

SALEHI, 2010). Entretanto, é importante ressaltar que esse comportamento se refere a medições de elevação de temperatura realizadas em calorímetros semiadiabáticos, que permitem grande troca de calor das amostras com o ambiente durante a realização do ensaio.

A geração de calor da reação pozolânica da cinza volante aumenta com o aumento da temperatura, ou seja, a taxa de geração de calor é maior com uma temperatura mais elevada no mesmo ponto de tempo (XUA *et al.*, 2010).

Para Massazza (2003), a taxa de reação pozolânica aumenta com a temperatura. A análise da influência sobre a cinza volante, através de ensaio de medição do hidróxido de cálcio fixado, mostrou que nas idades iniciais, até seis dias, a temperaturas de até 60 °C, a quantidade de hidróxido de cálcio fixado aumenta expressivamente, indicando a aceleração da reação pozolânica.

Hanehara *et al.* (2001) avaliaram os efeitos da temperatura de cura sobre a reação pozolânica de cinzas volantes em pastas de cimento. O teor de cinza volante que reagiu na mistura foi determinado a partir do resíduo insolúvel e da quantidade de Al_2O_3 dissolvido. Os resultados obtidos evidenciaram que a reação pozolânica é muito dependente da temperatura de cura. Ou seja, quanto mais elevada for essa temperatura, maior será a taxa de reação das cinzas volantes.

A cinética da reação da cinza volante é afetada pelo acréscimo de temperatura, provocando uma antecipação e aceleração das reações pozolânicas. Narmluk e Nawa (2011) estudaram a reação pozolânica em pastas de cimento contendo substituições de 25% e 50% de cinza volante, quando observaram que, em temperatura de 20 °C, a taxa de reação pozolânica apresentou aumento significativo a partir de 336 horas após a mistura, ao passo que para a temperatura de 50 °C este aumento foi constatado 12 horas após a mistura.

Resultados semelhantes são observados no trabalho de Deschner *et al.* (2013), em que a reação pozolânica em pastas de cimento Portland contendo substituição de 50% de cinza volante, submetidas a diferentes temperaturas de cura, foi indicada através do início do consumo de portlandita. Para a temperatura de 7 °C, o consumo iniciou após 90 dias; a 23 °C após sete dias; a 50 °C, após 16 horas; a 80 °C, antes de 16 horas. Todos esses períodos considerados após a mistura.

Em estudos realizados por Langan, Weng e Ward (2002) para a medição da taxa de liberação de calor, utilizando um calorímetro de condução, os autores observaram que a cinza volante, aplicada como substituição ao cimento, retarda a hidratação do cimento, principalmente no período de dormência. Na presença de cinza volante, ocorre uma

redução do íon Ca^{+2} , uma vez que este íon é adsorvido na superfície das partículas de cinza volante. O decréscimo do íon Ca^{+2} ocorre nas primeiras horas e atrasa a formação do silicato de cálcio hidratado e hidróxido de cálcio, retardando o processo de hidratação.

Narmluk e Nawa (2011) observaram comportamento semelhante ao analisar o grau de hidratação de pastas de cimento contendo substituições de cinza volante em diferentes temperaturas de cura (20 °C, 35 °C e 50 °C). Para todas as temperaturas, a cinza volante aumentou o período de dormência, retardando o início da hidratação das pastas.

3.2.3 Influência da cinza volante na resistência à compressão

A resistência de um material à compressão é definida como a capacidade de este resistir à tensão sem ruptura. A ruptura é, algumas vezes, identificada com o aparecimento de fissuras. De qualquer modo, deve ser lembrado que, ao contrário da maioria dos materiais estruturais, o concreto contém microfissuras antes mesmo de ser submetido a tensões externas. Por isso, no concreto, a resistência à compressão está relacionada com a tensão requerida para causar a fratura (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Em alguns casos, a resistência à compressão é considerada como a propriedade mais importante do concreto, embora, em muitos casos, outras características, como a durabilidade e a permeabilidade, sejam, de fato, mais importantes. A resistência à compressão dá uma ideia geral da qualidade do concreto, pois está ligada diretamente com a estrutura da pasta de cimento hidratado.

Os resultados obtidos, de resistência à compressão de concretos contendo cinza volante, dependem do teor e qualidade da cinza utilizada. Geralmente, para a idade de 28 dias, costumam apresentar resistências iguais ou inferiores a concretos contendo apenas cimento Portland. Entretanto, para idades superiores aos 28 dias, apresentam resistências iguais ou superiores a concretos contendo apenas cimento Portland, desde que haja presença suficiente de hidróxido de cálcio e umidade para a continuidade das reações pozolânicas.

De acordo com Massazza (2003), a cinza volante começa a reagir com certo atraso com o hidróxido de cálcio produzido pela hidratação do clínquer. Portanto, pelo menos inicialmente, ela comporta-se como um material inerte ao diluir o cimento Portland com o qual foi misturado. A substituição parcial de cimento por cinza volante geralmente reduz a velocidade inicial de endurecimento do cimento,

mas, em maior idade, a situação se inverte, e os cimentos contendo pozolana podem alcançar ou até mesmo ultrapassar a resistência dos cimentos sem substituições.

Devido ao fato de a reação pozolânica ser lenta, mas prolongada, verifica-se uma recuperação dos níveis de resistência nos concretos com cinzas volantes, ao longo do tempo, caso estes sejam curados devidamente, uma vez que a reação pozolânica só ocorre na presença de água.

A adição de cinza volante pode proporcionar diferentes efeitos sobre a resistência dos concretos. Em experimentos realizados por Nili e Salehi (2010), no ensaio de resistência à compressão, aos sete dias de idade, para o concreto de referência com consumo de cimento de 385 kg/m³ (sem utilização de cinza volante) e com substituições de 15% e 25% de cinza volante, os valores obtidos foram de 37,7 MPa, 37,5 MPa e 30,7 MPa, respectivamente. Os autores destacam a importância dos resultados, pois demonstram que valores baixos de substituição, da ordem de 15%, pouco afetam a resistência à compressão dos concretos.

Na pesquisa desenvolvida por Ondova, Stevulova e Estokova (2012), entretanto, a substituição de 15% de cimento por cinza volante afetou significativamente os valores de resistência à compressão, aos 28 dias de idade, apresentados na Tabela 3, para as três misturas avaliadas, atingindo decréscimos da ordem de 37% em comparação com a mistura de referência. O concreto de referência teve um consumo de cimento da ordem de 410 kg/m³ de concreto, e todas as misturas foram produzidas à temperatura ambiente, entre 20 °C e 22 °C.

Tabela 3 – Resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade.

Período de cura - 28 dias	Misturas											
	Experimento 1				Experimento 2				Experimento 3			
	RC	5%	10%	15%	RC	5%	10%	15%	RC	5%	10%	15%
	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
RC (MPa)	42,5	34,5	35,5	31,0	48,4	44,2	42,4	37,2	52,0	46,0	42,0	41,9
RF (MPa)	4,3	4,4	4,0	4,0	6,9	6,6	6,2	5,6	4,7	4,4	4,2	4,2

Fonte: Ondova; Stevulova; Estokova (2012).

Massazza (2003) explica que o comportamento real de um concreto contendo adições de cinza volante depende tanto do tipo de cimento Portland, quanto das características individuais da cinza volante. Por isso, o conteúdo ideal de adição dessa pozolana deve ser

selecionado tendo em conta as propriedades dos componentes individuais e as propriedades que têm de ser melhoradas no concreto.

3.2.4 Influência da temperatura de cura na resistência à compressão

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), para o concreto curado em condições úmidas, a influência da temperatura sobre a resistência depende da história de tempo-temperatura do lançamento e cura. Na faixa de temperaturas de 4 °C a 46 °C, quando o concreto é lançado e curado numa temperatura específica e constante, é geralmente observado que, até os 28 dias de idade, quanto maior a temperatura, mais rápida é a hidratação do cimento e o ganho de resistência resultante. Porém, acima desse intervalo, quanto maior a temperatura de lançamento e cura, menor será a resistência final.

Em ensaios com concretos mantidos em água a diversas temperaturas, durante 28 dias, em seguida a 23 °C, constatou-se que temperaturas mais altas resultam em resistências mais altas nos primeiros dias, após a moldagem. Porém, depois de uma ou duas semanas, a situação mudava radicalmente. Os corpos de prova curados a temperaturas entre 4 °C e 23 °C, até 28 dias, mostraram uma resistência maior do que aqueles curados entre 32 °C e 49 °C. Entre os últimos, quanto maior a temperatura, maior a perda de resistência (NEVILLE, 1997).

No que se refere ao desenvolvimento da resistência, Kanda, Sakamoto e Suzuki (1992) observaram que, aos sete dias de idade, a resistência obtida é tanto maior quanto maior for a temperatura. Entretanto, aos 28 dias de idade, há uma inversão dos valores. A menor temperatura na cura conduz a uma resistência final maior do que o concreto curado a temperaturas elevadas, concluindo que a temperatura afeta a resistência última do material.

Sobre a influência da temperatura na resistência do concreto, Neville (1997) destaca que uma elevação da temperatura acelera as reações químicas de hidratação, favorecendo as resistências iniciais do concreto. Uma temperatura mais alta, durante e depois do contato inicial entre a água e o cimento, reduz a extensão do período de latência, de modo que a estrutura total da pasta de cimento hidratada se define mais cedo. Embora aumente as resistências logo nas primeiras idades, uma temperatura mais alta pode prejudicar a resistência após os sete dias de idade.

Deschener *et al.* (2013) analisaram o desenvolvimento da resistência à compressão em pastas de cimento contendo substituição de

50% de cimento por cinza volante, submetidas a diferentes temperaturas de cura. Entre as temperaturas de cura de 7 °C a 40 °C, a resistência à compressão mostrou uma correlação positiva com a temperatura ao longo de todo o tempo de hidratação. Entretanto, entre 50 °C e 80 °C, a resistência à compressão foi maior nas idades iniciais. Depois, no entanto, a taxa de aumento de resistência passa ser inferior, e sua resistência final, aos 28 dias, foi menor em comparação à resistência obtida em temperaturas inferiores.

Paya *et al.* (2000), em sua pesquisa sobre a influência do grau de moagem de cinzas volantes sobre o desenvolvimento da resistência à compressão de argamassas de cimento, curadas a diferentes temperaturas, aplicou temperaturas de cura de 20 °C, 40 °C, 60 °C e 80 °C a argamassas com substituição de 30% de cimento por cinza volante. Os maiores valores de resistência foram obtidos para as amostras curadas a 40 °C, e os menores foram obtidos para as amostras curadas a 80 °C.

Conforme expõe Neville (1997), a hidratação inicial rápida, que aumenta a resistência inicial, aparentemente forma produtos com uma estrutura fisicamente mais pobre, provavelmente mais porosa, de modo que uma fração dos poros permanecerá sempre não preenchida. Segue a regra da relação gel/espaco, e isso resulta uma resistência menor em idades mais avançadas, se comparada com a de uma pasta de cimento menos porosa, embora se hidratando mais lentamente, na qual eventualmente seja alcançada uma relação gel/espaco alta.

Durante o estágio inicial das reações de hidratação, a temperatura afeta não somente a taxa de hidratação, mas também as características e posicionamento dos produtos destas reações. Se a velocidade inicial de hidratação for alta, não há tempo suficiente para a difusão dos produtos para posições mais distantes das partículas de cimento e para uma precipitação uniforme nos espaços intersticiais, como o que ocorre a temperaturas inferiores (VERBECK e HELMUTH, 1968).

A própria distribuição não uniforme dos produtos de hidratação, por si mesma, prejudica a resistência porque a relação gel/espaco nos interstícios é menor do que a que se obteria com um mesmo grau de hidratação: as áreas mais fracas, localizadas em alguns pontos, reduzem a resistência da pasta de cimento hidratada, de modo geral (NEVILLE, 1997).

A partir de estudos microscópicos, Mehta e Monteiro (1994) ressaltam que muitos pesquisadores concluíram que, para curas a baixas temperaturas, uma microestrutura relativamente mais uniforme da pasta

de cimento hidratada, principalmente quanto à distribuição do tamanho dos poros, explicaria a maior resistência.

Deve ser aqui enfatizado que, na maioria dos estudos citados anteriormente, não houve uma preocupação com a marcha de temperatura utilizada na cura dos corpos de prova, e que isto pode ter afetado os resultados obtidos.

3.2.5 Estrutura dos compostos hidratados

A aplicação da cinza volante à composição do material cimentício resulta em alterações na cinética de hidratação do cimento. Isso é atribuído ao fato de que a cinza volante, segundo Filho (2008), pode funcionar:

- Como aglomerante hidráulico, em condições propícias para que a fase vítrea seja solubilizada e sofra interação com o hidróxido de cálcio na formação de hidratos;
- Como material inerte, exercendo a função de material de enchimento (efeito filler);
- Como ponto preferencial de nucleação na formação dos compostos hidratados, contribuindo para a aceleração da hidratação do cimento, aumentando o calor máximo liberado no mesmo período de reação.

A evolução da hidratação do sistema cimentício pozolânico abrange dois mecanismos: a hidratação do cimento e a reação, por atividade pozolânica, da cinza volante com a portlandita, subproduto da reação de hidratação da alita (C_3S) e da belita (C_2S). Esses mecanismos apresentam diferentes taxas de reação e sofrem influência recíproca, ou seja, a cinética de hidratação é afetada pela reação da cinza volante e vice-versa (MASSAZZA, 2003).

Segundo Taylor (1997), na reação pozolânica, os vários íons da pozolana são dissolvidos pelo alto valor de pH, ocasionado pela hidrólise do hidróxido de cálcio. Os íons Ca^{+2} reagem com os íons dissolvidos da pozolana, formando silicatos de cálcio e aluminatos de cálcio hidratados. Enquanto os aluminatos de cálcio hidratados precipitam na solução dos poros, os silicatos de cálcio hidratados precipitam sobre as partículas da pozolana, que, após um determinado tempo, tornam-se totalmente cobertas com os produtos hidratados.

A reação entre a pozolana e o hidróxido de cálcio produz, basicamente, os mesmos compostos que são formados na hidratação dos constituintes do clínquer, bem como do cimento Portland, não afetando

a natureza das fases dos constituintes, influenciando apenas na quantidade de cada produto formado.

A sílica amorfa, que é o principal constituinte das pozolanas, reage principalmente com o hidróxido de cálcio formado na hidratação dos silicatos de cálcio do clínquer ou do cimento Portland. Quando se usa cinza volante ou pozolanas naturais como adição mineral, a composição do C-S-H não é muito diferente daquele formado na hidratação do cimento Portland, apesar de apresentar relação cálcio/sílica (CaO/SiO_2) ligeiramente menor (SILVA, 2010).

Quando adicionada a um cimento portland, a cinza volante reage com o hidróxido de cálcio formado durante a hidratação de silicatos de cálcio do clínquer. Como resultado dessa reação, o conteúdo final de portlandita, em pastas feitas com cimentos contendo cinza volante, é sempre menor do que a encontrada em pastas de cimento sem cinza volante (MASSAZZA, 1993).

3.3 Considerações finais

A cinza volante, ao ser aplicada em concretos como substituto parcial do cimento, proporciona uma redução na geração de calor, devido aos diversos fatores já citados, como o fato de a reação pozolânica ser lenta a baixas temperaturas (temperatura ambiente), o efeito da diluição do cimento, parte da cinza volante poder funcionar como agregado miúdo, entre outros. Contudo, esses efeitos se referem a situações em que a produção e cura do concreto, que faz uso de substituição de cimento por cinza volante, não sofrem com o processo de elevação de temperatura.

A taxa de reação pozolânica é fortemente influenciada pelo acréscimo de temperatura: quanto maior a temperatura, maior a taxa de reação. Isso acarreta maior consumo de hidróxido de cálcio, maior liberação de calor por parte da cinza volante e influencia o processo de hidratação do próprio cimento.

Atualmente, não são raros os casos na construção civil em que edifícios robustos necessitam de um grande bloco de fundação para sua sustentação. Nesses blocos, que possuem grande volume de concretagem, ocorre uma elevação de temperatura que pode atingir o patamar dos 70 °C ou mais. Isso altera a dinâmica do comportamento das reações da cinza volante, o que traz efeitos ao próprio processo de elevação de temperatura e na resistência à compressão do concreto.

Pode-se, portanto, teorizar que a real influência da utilização de cinza volante no controle da elevação de temperatura em peças de

concreto que possuem grande volume, como os blocos de fundação, pode ser conhecida somente através de experimentos que reproduzam a situação que ocorre em campo. Nesse caso, ensaios em concreto com a utilização de um calorímetro adiabático para medir a elevação de temperatura.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi elaborado visando atingir os objetivos propostos neste trabalho. Para isso, foi desenvolvida uma metodologia experimental para avaliação da influência da adição de cinza volante sobre a elevação de temperatura de concretos utilizados em grandes blocos de fundação, incluindo o desenvolvimento e construção de um calorímetro adiabático.

Para efetuar a análise de todas as variáveis envolvidas neste estudo e permitir as avaliações propostas nos objetivos específicos, fizeram parte do programa experimental as seguintes etapas:

- Caracterização dos materiais utilizados nesta pesquisa e preparação dos diagramas de dosagem utilizando a metodologia EPUSP/IPT;
- Determinação do índice de desempenho com cimento Portland da cinza volante utilizada neste estudo, pelo método proposto pela NBR 5752/2014;
- Avaliação da atividade pozolânica da cinza volante pelo método de Chapelle modificado;
- Realização de ensaios de resistência à compressão axial, para todas as misturas de concreto, submetidas a três diferentes procedimentos de cura;
- Análise da quantidade de hidróxido de cálcio remanescente, em pastas de cimento Portland contendo substituições de cinza volante, através do ensaio de termogravimetria.

Todos os ensaios foram desenvolvidos no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), localizado no Bloco B do Departamento de Engenharia Civil da UFSC.

4.1 Variáveis presentes no estudo

As variáveis independentes, presentes neste estudo, são relacionadas a seguir:

- Classe de resistência característica à compressão aos 28 dias de idade: 35 MPa, 45 MPa e 55 MPa;
- Teor de substituição de cimento por cinza volante: 0% (referência), 15%, 30% e 45%.

A classe de resistência à compressão do concreto influencia diretamente no perfil de elevação de temperatura do concreto, como constatado por Nili e Salehi (2010). Isso ocorre principalmente pela

variação do consumo de cimento — quanto maior a classe de resistência, maior o consumo de cimento e, por consequência, maior geração de calor durante sua hidratação.

A influência da adição de cinza volante nas propriedades do concreto depende dos teores empregados nas misturas. Desse modo, com base na revisão de literatura, foram escolhidos teores normalmente utilizados em substituições ao cimento.

A avaliação das variáveis dependentes ocorreu em ensaios desenvolvidos em pastas, argamassas e concretos com cimento Portland. Essas variáveis são relacionadas a seguir:

- Ensaios em concreto: Elevação adiabática de temperatura e resistência à compressão axial aos 28 dias de idade;
- Ensaio em argamassa: Índice de desempenho com cimento Portland;
- Ensaio em pasta: Teor de hidróxido de cálcio remanescente.

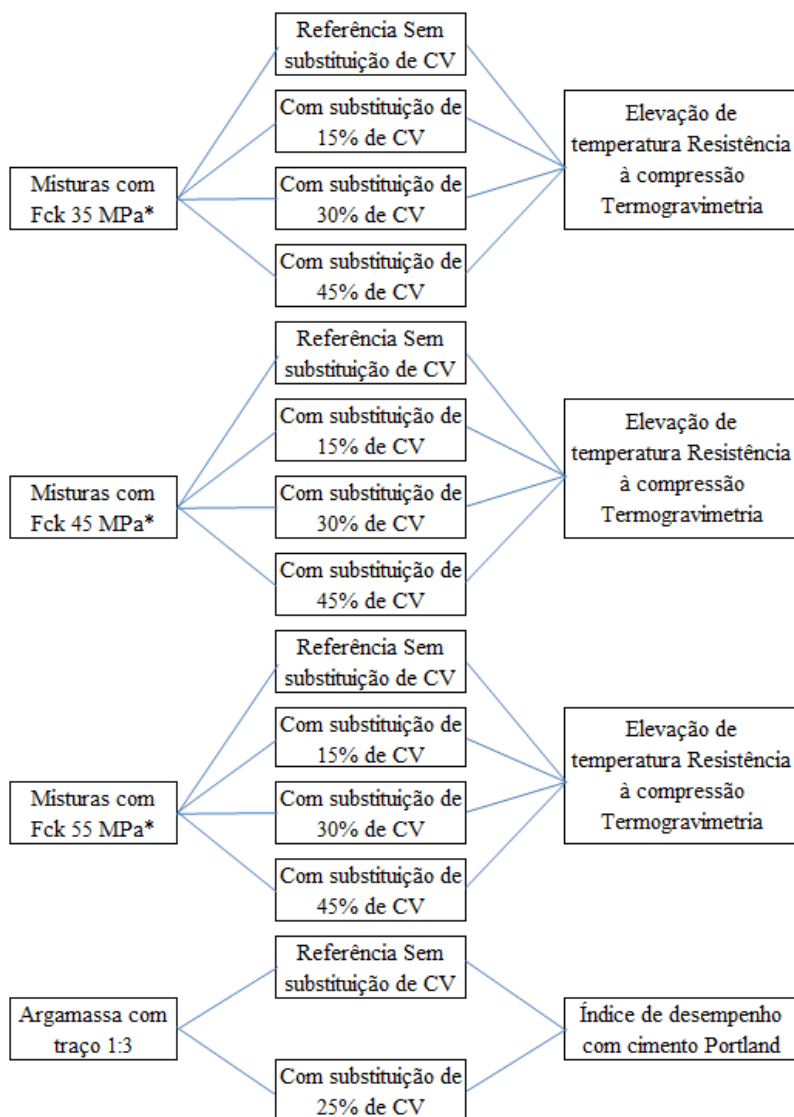
4.2 Estrutura do programa experimental

Para análise das variáveis dependentes envolvidas neste estudo, foram produzidas 26 misturas, de acordo com o fluxograma da Figura 9.

O total de 26 misturas está dividido por tipo de mistura, sendo: 12 misturas em concreto para avaliação da elevação adiabática de temperatura e resistência à compressão axial; duas misturas em argamassa para determinação do índice de desempenho com cimento Portland; por fim, 12 misturas em pasta de cimento para determinação do teor de hidróxido de cálcio remanescente.

Anteriormente à produção das misturas, realizou-se a caracterização de todos os materiais empregados (cimento Portland, agregados graúdo e miúdo, cinza volante e aditivo polifuncional) e o estudo de dosagem para determinação dos traços produzidos.

Figura 9 – Fluxograma do programa experimental.



*Obs.: Misturas produzidas em concreto e em pasta de cimento.

4.3 Materiais

A escolha dos materiais utilizados neste estudo foi baseada, principalmente, em dois critérios. Em primeiro lugar, foram escolhidos materiais que apresentem características físico-químicas que permitam sua aplicação aos objetivos deste estudo. Posteriormente, foi verificada a disponibilidade comercial para sua aquisição.

4.3.1 Cimento Portland

O cimento utilizado nos traços de concreto, argamassas e pastas foi o CPV-ARI, cujas características são determinadas pela NBR 5733/1991. Esse cimento foi escolhido por se tratar de um aglomerante de alto desempenho, com menor teor de adições e elevado teor de silicatos cálcicos, o que permite que a adição mineral preponderante, não inerte, seja a cinza volante.

Para a caracterização do cimento, foram utilizadas informações fornecidas pelo fabricante, que estão apresentadas nas Tabelas 4 e 5. As informações são: área específica, finura, tempos de pega e ensaios de resistência à compressão, de acordo com as seguintes normas:

- NBR NM 76/1998: Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine);
- NBR 11579/2012: Cimento Portland - Determinação do índice de finura por meio da peneira # 75 mm (nº 200);
- NBR NM 65/2003: Cimento Portland - Determinação do tempo de pega;
- NBR 7215/1996: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão.

Tabela 4 – Resultados da caracterização química do cimento.

Característica	Teores (%)		
	Perda ao fogo	MgO	SO ₃
Limite Norma	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 3,5
Valor	3,49	5,55	2,95

Tabela 5 – Resultados da caracterização física e mecânica do cimento.

Característica	Finura #200	Blaine (cm ² /g)	Tempo de pega (min.)		Resistência à compressão (MPa)		
			Início	Fim	1 Dia	3 Dias	7 Dias
Limite Norma	≤ 6,0	≥ 3000,0	≥ 60,0	≤ 600,0	≥ 11,0	≥ 24,0	≥ 34,0
Valor	0,0	4.876,0	206,6	242,0	23,8	34,7	40,1

Todos os resultados obtidos pelo fabricante para o cimento utilizado estão de acordo com as exigências da NBR 5733/1991.

O cimento Portland utilizado foi adquirido em duas etapas, uma vez que não havia espaço físico suficiente no LMCC para estocar este material, nem mesmo recipientes adequados caso fosse adquirido em uma única etapa. Com isso, a produção das curvas de dosagem utilizou o cimento adquirido na primeira etapa. Já os concretos utilizados para os ensaios de elevação de temperatura e resistência à compressão foram confeccionados com o cimento da segunda partida. Deve-se ressaltar que ambos os cimentos são do mesmo tipo e marca comercial.

4.3.2 Água de amassamento

A água de amassamento, utilizada na confecção dos concretos, argamassas e pastas, foi a disponível nas dependências do LMCC-UFSC, sendo proveniente da rede de abastecimento da Companhia Catarinense de Águas e Saneamento (CASAN).

4.3.3 Agregado miúdo

Como agregados miúdos, foram escolhidas duas areias. A primeira, natural, proveniente do município de Araquari, SC. A segunda, industrial, proveniente do município de Botuverá, SC. Estes agregados foram selecionados por serem os mais utilizados atualmente para a produção de concreto usinado na região da Grande Florianópolis.

A caracterização desses agregados foi efetuada mediante a realização dos procedimentos especificados nas normas abaixo listadas, para determinação do módulo de finura, faixa granulométrica e massa específica, sendo que os resultados obtidos estão demonstrados nas Tabelas 6 e 7:

- NBR NM 52/2009: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente;

- NBR NM 248/2003: Agregados - Determinação da composição granulométrica;
- NBR 7211/2005: Agregados para concreto - Especificação.

Tabela 6 – Caracterização agregado miúdo - areia natural.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
19,0	0,0	0%	0%
9,5	0,0	0%	0%
4,8	0,0	0%	0%
2,4	0,0	0%	0%
1,2	10,5	2%	2%
0,6	83,8	14%	16%
0,3	131,9	22%	38%
0,15	295,9	49%	87%
Fundo	79,8	13%	100%
Total	601,9	100%	-
Módulo de finura		1,42	
Massa específica (g/cm³)		2,64	

Tabela 7 – Caracterização agregado miúdo - areia industrial.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
19,0	0,0	0%	0%
9,5	0,0	0%	0%
4,8	0,0	0%	0%
2,4	86,8	14%	14%
1,2	176,4	29%	44%
0,6	110,3	18%	62%
0,3	71,0	12%	74%
0,15	59,6	10%	84%
Fundo	96,9	16%	100%
Total	601,0	100%	-
Módulo de finura		2,78	
Massa específica (g/cm³)		2,69	

4.3.4 Agregado graúdo

Foi selecionado um agregado graúdo britado, de composição mineralógica granítica, proveniente da cidade de Gaspar, SC.

A caracterização desse agregado foi efetuada mediante a realização dos procedimentos especificados nas normas abaixo listadas,

para determinação do diâmetro máximo característico, diâmetro mínimo característico, faixa granulométrica e massa específica:

- NBR NM 53/2009: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água;
- NBR NM 248/2003: Agregados - Determinação da composição granulométrica;
- NBR 7211/2009: Agregados para concreto - Especificação.

O agregado graúdo utilizado possui duas faixas granulométricas distintas. Segundo a NBR 7211/2009, elas estão classificadas como zona granulométrica 4,75/9,5 e zona granulométrica 9,5/25.

Tabela 8 – Caracterização agregado graúdo - zona granulométrica 4,75/9,5.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
19,0	0,0	0%	0%
12,5	12,6	1%	1%
9,5	227,6	27%	28%
6,3	428,9	50%	79%
4,8	143,1	17%	96%
2,4	30,7	4%	99%
1,2	0,0	0%	99%
0,6	0,0	0%	99%
0,3	0,0	0%	99%
0,15	1,6	0%	99%
Fundo	5,2	1%	100%
Total	849,7	100%	-
Diâmetro máximo		12,5	
Diâmetro mínimo		4,8	
Massa específica (g/cm³)		2,62	

Tabela 9 – Caracterização agregado graúdo - zona granulométrica 9,5/25.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
19,0	109,4	11%	11%
12,5	746,3	75%	85%
9,5	128,3	13%	98%
6,3	11,4	1%	99%
4,8	0,0	0%	99%
2,4	0,0	0%	99%
1,2	0,0	0%	99%
0,6	0,0	0%	99%
0,3	0,0	0%	99%
0,15	1,2	0%	100%
Fundo	4,5	0%	100%
Total	1.001,1	100%	-
Diâmetro máximo		25,0	
Diâmetro mínimo		9,5	
Massa específica (g/cm³)		2,64	

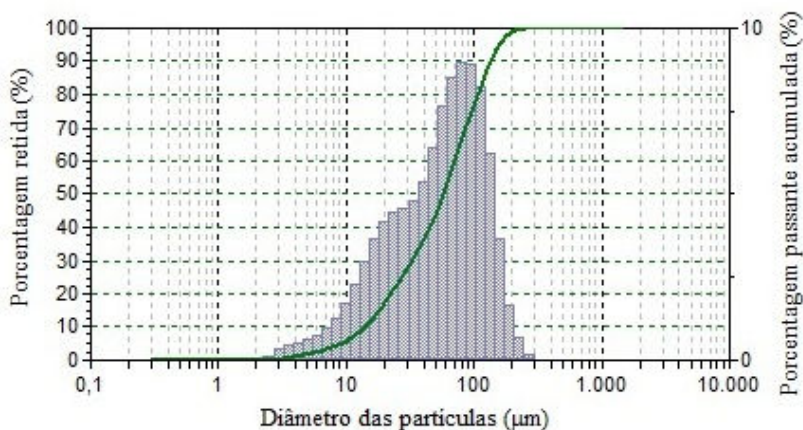
4.3.5 Cinza volante

A cinza volante selecionada foi proveniente da queima do carvão mineral na usina termelétrica Presidente Médici, localizada na cidade de Candiota, RS, sendo doada pela empresa Concremohr para desenvolvimento desta pesquisa.

A análise da distribuição granulométrica da cinza volante foi realizada através do ensaio de granulometria a laser, com o equipamento Microtec 53500, pelo processo de via seca, no laboratório de nanotecnologia (Nanotec) do Departamento de Engenharia Civil da UFSC.

O gráfico da Figura 10 apresenta a distribuição granulométrica da cinza volante, em que se observa que a grande maioria dos grãos possui diâmetro entre 10 μm e 150 μm , encontrando-se dentro da faixa proposta por Massazza (2003).

Figura 10 – Distribuição granulométrica da cinza volante.



Os dados granulométricos percentuais da cinza volante estão expostos na Tabela 10. O valor do diâmetro a 90% (D_{90}) foi de 132,10 μm , dentro da faixa de valores obtidos por Recena (2011), que oscilaram entre 41,49 μm a 170,67 μm , ao analisar três cinzas volantes de diferentes procedências. A caracterização da cinza utilizada por Filho (2008) apresentou o valor de 163,20 μm para o diâmetro a 90%.

Tabela 10 – Dados granulométricos percentuais da cinza volante.

Material	Distribuição acumulada (mm)			
	D_{10}	D_{50}	D_{90}	D_{max}
Cinza volante	13,92	58,28	132,10	209,30

Segundo Recena (2011), as cinzas volantes podem apresentar diferentes características para diferentes origens ou, até mesmo, para a mesma fonte, principalmente no que diz respeito à forma do grão, refletindo na sua distribuição granulométrica. Isso está diretamente relacionado com o tipo de carvão utilizado e com o regime de queima desse mineral.

4.3.6 Aditivos

Neste trabalho, tanto nos estudos em concreto quanto em pasta, foi empregado o aditivo plastificante polifuncional redutor de água Mira Set 48, produzido pela empresa Grace Brasil Ltda. Segundo o

fabricante, a base química desse aditivo é composta por lignosulfonato e naftaleno sulfonato, e está classificado como tipo P, de acordo com a NBR 11768/2011.

Para caracterização física e química desse aditivo, foram adotadas as informações técnicas fornecidas pelo fabricante, apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Características físico-químicas do aditivo Mira Set 48.

Propriedade	Característica
Aspecto	Líquido
Cor	Marrom escuro
pH	8,0 ± 1,0
Massa específica	1,21 ± 0,02 g/cm ³
Teor de sólidos	31,2 a 34,4 %

4.4 Metodologia

A seguir, descreve-se a metodologia para a dosagem e produção dos concretos, argamassas e pastas de cimento Portland, contendo diferentes teores de substituição de cinza volante, bem como os procedimentos de execução dos ensaios para avaliar as variáveis de interesse deste estudo.

4.4.1 Método de dosagem

Os diagramas de dosagem foram construídos utilizando-se a metodologia EPUSP/IPT. Tal método constitui-se numa atualização e generalização feita na Escola Politécnica da USP, a partir do método desenvolvido inicialmente no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT).

O método estabelece, como resultado final, um diagrama de dosagem em forma de gráfico sobre três quadrantes, em que são representadas “leis de comportamento” expressas pelas correlações apresentadas a seguir:

- Lei de Abrams: a resistência do concreto é função da relação água/materiais cimentícios;
- Lei de Lyse: a consistência do concreto, medida pelo abatimento do tronco de cone, é função da relação agregados secos/materiais cimentícios (m), da relação água/materiais cimentícios (a/c) e é independente do traço seco (1:a:b);

- Teor ideal de argamassa seca: existe um teor ideal de argamassa seca “ α ” que é independente do traço (ou resistência requerida);
- Lei de Prizskulnik & Kirilos: o consumo de cimento de um concreto correlaciona-se com o valor do traço seco “ m ” através de uma curva.

A classe de consistência adotada foi a Classe S100, com intervalo do valor de abatimento entre 100 mm e 160 mm, conforme a NBR 7212/2012. A consistência foi determinada pelo método do abatimento do tronco de cone prescrito pela NBR NM 67/1998.

A substituição do cimento Portland por cinza volante foi efetuada em volume, e a alteração no valor da consistência do concreto, medido pelo método do tronco de cone, foi corrigida pela dosagem do aditivo plastificante.

Os valores de f_{cj} foram obtidos através da Equação 2, de acordo com a NBR 12655/2006, e estão apresentados na Tabela 12. Sua aplicação no diagrama de dosagem resultou na obtenção de quatro traços de concreto. Tendo em vista que este estudo utilizou três valores de f_{cj} , o total obtido foi de 12 traços distintos para produção dos concretos.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (2)$$

Onde:

- f_{cj} é a resistência à compressão de dosagem, neste caso aos 28 dias, em MPa;
- f_{ck} é a resistência à compressão característica, neste caso aos 28 dias, em MPa;
- S_d é o desvio-padrão de dosagem, neste caso aos 28 dias, em MPa.

A condição de preparo do concreto adotada foi a condição A, conforme a NBR 1255/2006, em que o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados. Para essa condição de preparo, o valor de S_d é fixado em 4,0 MPa.

Tabela 12 – Valores de resistência à compressão de dosagem.

Fck (MPa)	Sd (MPa)	1,65 . Sd (MPa)	Fcj (MPa)
35,0	4,0	6,6	41,6
45,0	4,0	6,6	51,6
55,0	4,0	6,6	61,6

4.4.2 Preparação dos concretos

O equipamento utilizado para produção dos concretos foi uma betoneira de eixo inclinado com capacidade da cuba de 120 litros.

Para cada mistura, foi previamente realizado ensaio de determinação do teor de umidade dos agregados miúdos. Uma vez que a relação a/c foi considerada para os materiais secos, efetuou-se a compensação em função do teor de umidade encontrado, quando foi aumentada a quantidade de agregado e diminuída a quantidade de água. Após, todos os materiais eram pesados e mantidos em recipientes plásticos.

Com o objetivo de evitar perdas do teor de argamassa do concreto para as paredes da betoneira, esta foi imprimada com argamassa com o mesmo traço do concreto a ser produzido. Em seguida, esse material foi descartado.

Produziu-se o concreto adicionando os materiais na betoneira, na seguinte ordem:

- 70% da água de amassamento;
- 100% do agregado graúdo;
- 100% dos aglomerantes (cimento e cinza);
- 100% do agregado miúdo;
- 100% do aditivo plastificante;
- Restante da água⁽¹⁾.

Nota (1): No caso dos concretos produzidos para a construção das curvas de dosagem, a água restante era adicionada até se obter a consistência pré-estabelecida, através de um controle visual expedito. Para os concretos produzidos com fck definido, a água restante era inteiramente adicionada, uma vez que sua quantidade foi previamente calculada através das curvas de dosagem.

Realizou-se, então, a determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, de acordo com os procedimentos descritos na norma NBR NM 67/1998, ilustrado pela Figura 11.

Figura 11 – Ensaio de determinação da consistência do concreto.



Em seguida, os corpos de prova foram moldados, cujos procedimentos estão descritos mais adiante.

4.4.3 Índice de desempenho com cimento Portland

Grande parte dos ensaios para avaliação da atividade pozolânica concentra-se na verificação do desenvolvimento de resistências mecânicas ao longo do tempo. Isso se dá por ser um método de fácil execução e com custo relativamente baixo, se comparado com os métodos diretos.

A avaliação da atividade pozolânica foi realizada através da adaptação do ensaio prescrito na NBR 5752/2014 – Índice de desempenho com cimento Portland. O propósito dessa adaptação foi utilizar os materiais deste estudo, permitindo, assim, realizar correlações com os demais ensaios desenvolvidos. As principais adaptações foram:

- Substituição da areia normal pela areia natural;
- Substituição do cimento Portland CP-II F pelo cimento Portland CP-V ARI;
- Utilização do aditivo plastificante polifuncional redutor de água;
- Substituição da condição de cura especificada na NBR 7215/1996 pelo seguinte procedimento: os corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e mantidos em câmara úmida com temperatura de 38 ± 2 °C, até a idade de ruptura.

Os procedimentos de execução do ensaio seguiram as especificações da NBR 5752/2014, relatados no item 3.1.1.3 deste estudo e ilustrados pelas Figuras 12a a 12d.

Foram moldados quatro corpos de prova cilíndricos para cada argamassa, estes com cinco centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura, conforme os preceitos da NBR 5738/2003.

Figura 12 – Procedimentos do ensaio Índice de desempenho com cimento Portland.



a) Pesagem dos materiais.



b) Mistura na argamassadeira.



c) Moldagem da argamassa na mesa de abatimento.



d) Medida do índice de consistência.

Os corpos de prova foram curados conforme procedimento especificado pela NBR 5752/2014, ou seja, desmoldados após 24 horas e mantidos em câmara úmida com temperatura de 38 ± 2 °C.

Figura 13 – Corpos de prova - Índice de desempenho com cimento Portland.



A determinação da resistência à compressão seguiu os procedimentos da norma NBR 5739/2007. Todas as amostras foram ensaiadas aos 28 dias de idade, e o equipamento utilizado foi uma prensa marca Shimadzu, modelo UH-A.

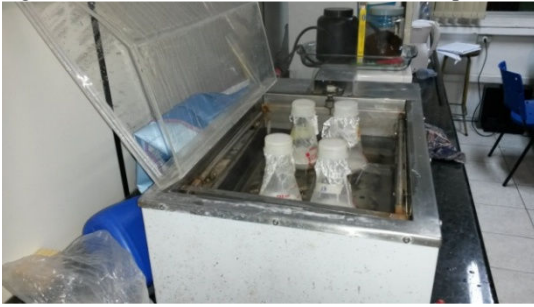
4.4.4 Chappelle modificado

Foi aplicado o método de Chappelle modificado para a determinação da atividade pozolânica, de duas amostras de cinza volante do mesmo lote, por meio da determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado. O resultado é expresso em miligramas de hidróxido de cálcio fixado por grama de pozolana ensaiada.

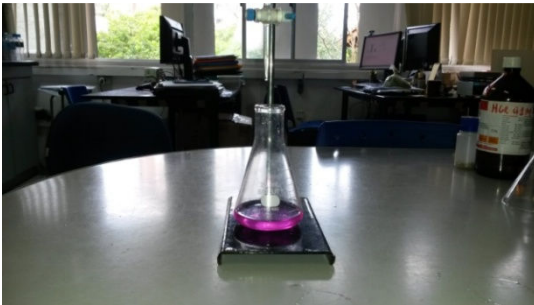
Esse ensaio está normatizado pela NBR-15985/10, e as principais etapas realizadas estão descritas abaixo e ilustradas pela Figura 14:

- Preparou-se uma solução contendo dois gramas de CaO puro, proveniente da calcinação do CaCO_3 , juntamente com um grama de cinza volante;
- A solução foi mantida em um banho-maria na temperatura de $90\text{ }^\circ\text{C}$, com agitação mecânica por 16 horas;
- Após o resfriamento da solução a temperatura ambiente, foi acrescida solução de sacarose, seguida de agitação manual por 15 minutos;
- Realizou-se a filtragem da solução e adicionou-se fenolftaleína como indicador;
- Efetuou-se a titulação da solução com ácido HCL 0,1 N.

Figura 14 – Procedimentos do ensaio de Chapelle modificado.



a) Amostras em banho-maria.



b) Titulação da solução.

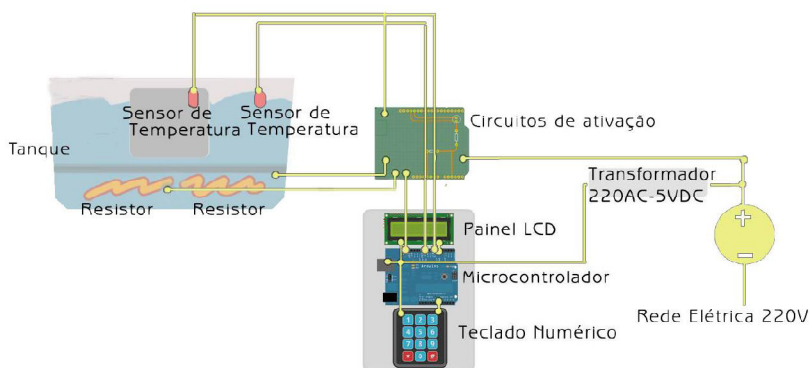
4.4.5 Avaliação da elevação adiabática de temperatura

A elevação de temperatura foi avaliada através de um calorímetro adiabático. Esse equipamento é capaz de medir e simular a elevação adiabática da temperatura do concreto, sendo programado para ter a mesma temperatura inicial do concreto fresco. À medida que se processam as reações de hidratação do cimento, o corpo de prova começa a aquecer-se, e o calorímetro deverá se aquecer na mesma velocidade do corpo de prova, de maneira a não haver troca de calor entre corpo de prova de concreto e o ambiente.

O calorímetro utilizado foi desenvolvido junto ao GTec, baseado no modelo proposto por Gambale *et al.* (2004), utilizado para a avaliação de concretos aplicados em barragens. Esse novo calorímetro teve suas dimensões adaptadas à necessidade deste estudo, que avaliou concretos com agregados com dimensões características máximas de 25 mm, semelhante aos utilizados em blocos de fundação.

O equipamento é composto por dois tanques metálicos com paredes de aço. O primeiro tanque, com dimensões internas de 50,0 x 70,0 x 35,0 cm, denominado tanque de banho, possui suas paredes revestidas com placas de poliestireno expandido, um material isolante. No seu interior, foram instaladas quatro resistências, com potência de 5.200 watts cada, para o aquecimento da água. O segundo tanque, com dimensões internas de 20,0 x 20,0 x 20,0 cm, possui suas paredes revestidas com placas de poliestireno expandido. Esse tanque foi preenchido com volume de 4,1 litros de concreto a ser ensaiado e, em seguida, imerso no tanque de banho.

Figura 15 – Calorímetro adiabático – esquema de montagem.



A diferença máxima de temperatura entre o tanque de banho e o volume de concreto é de 1,0 °C. As temperaturas são medidas por sensores de temperatura, estando um no interior do tanque de banho fixo próximo ao centro da maior parede lateral e outro no volume de concreto fixo no centro do corpo de prova. O sistema de controle efetua a comparação entre as temperaturas medidas. Sempre que a temperatura no interior do volume de concreto estiver 1,0 °C maior que a temperatura da água do tanque de banho, é enviado comando para o circuito de ativação acionar as resistências, aquecendo a água no tanque de banho.

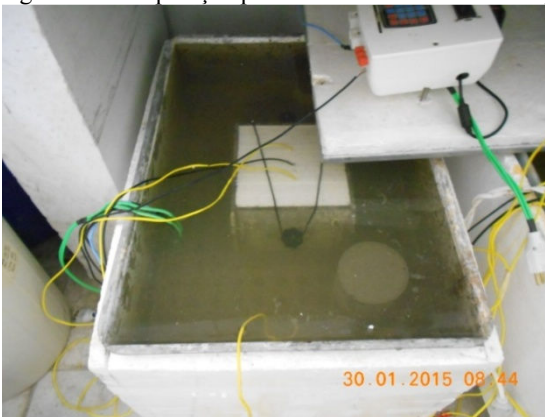
Figura 16 – Calorímetro adiabático.



O registro dos dados de temperatura do concreto ensaiado foi feito com um aquisitor de dados Datalogger Agilent 34970A. O equipamento foi programado para registrar os valores de temperatura a cada 15 minutos. Nele foram conectados termopares do tipo K.

As misturas de concreto foram submetidas ao ensaio de elevação de temperatura por um período de 72 horas. Esse tempo foi suficiente para que ocorresse a estabilização da curva de elevação da temperatura, pois, a partir deste ponto, os ganhos de temperatura se processavam de forma lenta.

Figura 17 – Preparação para início do ensaio de elevação de temperatura.

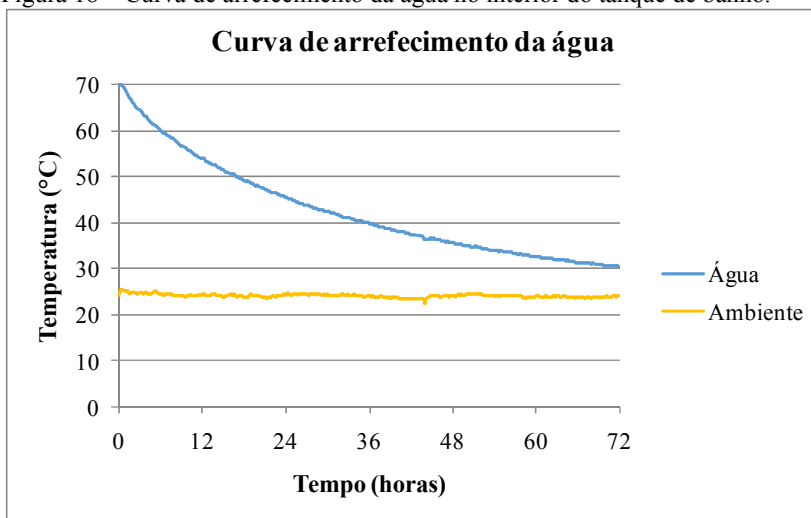


4.4.5.1 Eficiência de contenção de calor do calorímetro

Foi determinada a eficiência de contenção de calor do tanque de banho através da obtenção da curva de arrefecimento da água contida em seu interior.

No tanque de banho, foi adicionado um volume indeterminado de água previamente aquecida a uma temperatura inicial de 70,3 °C, preenchendo-o quase em sua totalidade. Tampou-se o tanque e, então, iniciou-se a leitura da temperatura com registro a cada 15 minutos, durante 72 horas, obtendo-se a curva de arrefecimento apresentada na Figura 18.

Figura 18 – Curva de arrefecimento da água no interior do tanque de banho.



Após a duração de 72 horas, a temperatura final registrada foi de 30,3 °C. A taxa média de decréscimo da temperatura foi de 0,56 °C/hora, com picos de 1,71 °C/hora, nas primeiras seis horas, devido à existência de maior gradiente térmico entre a água no interior do tanque e o ambiente.

Essa perda de temperatura para o ambiente, apesar de significativa, foi compensada pelo sistema de aquecimento interno do tanque, que considerou este fato como um dos fatores para seu dimensionamento.

4.4.5.2 Capacidade calorífica do calorímetro

Quando dois ou mais corpos cedem ou absorvem quantidades iguais de calor, a variação de temperatura por eles sofrida é, em geral, diferente uma da outra. Essa relação dá origem ao conceito de capacidade calorífica de um corpo.

A capacidade calorífica ou térmica pode ser definida como sendo a quantidade de energia absorvida por um corpo para que sua temperatura aumente em um grau.

Na maioria dos sistemas, a capacidade calorífica não é constante, sendo influenciada pelas variáveis de temperatura, pressão e volume do sistema termodinâmico. Por isso, as medições de capacidade calorífica são geralmente feitas a pressão e volume constantes.

A capacidade calorífica teórica do calorímetro foi obtida através da soma das capacidades caloríficas de cada material constituinte do equipamento, com o uso da Equação 3, estando os resultados apresentados na Tabela 13.

$$C = c.m \quad (3)$$

Onde:

- C é a capacidade calorífica;
- m é a massa do material;
- c é o calor específico do material.

Tabela 13 – Capacidade calorífica do calorímetro.

Material	Peso (kg)	Calor específico (J/kg.°C)	Capacidade calorífica (J/°C)
Tanque metálico externo	15,50	450,0	6.975,0
Água	111,85	4.180,0	467.541,4
Tanque metálico interno	40,26	450,0	18.117,0
Concreto	9,83	840,0	8.257,5
Total	-	-	500.890,9

Para se elevar em um grau a temperatura do equipamento durante a realização do ensaio, é necessário dispor teoricamente de uma energia de 500.890,9 Joules.

4.4.5.3 Sistema de aquecimento do calorímetro

O sistema de aquecimento é composto por dois pares de resistências elétricas. Para estimativa da potência necessária, levou-se

em consideração a perda de temperatura para o ambiente, do tanque de banho, durante a análise da eficiência de contenção de calor com pico máximo de 1,71 °C/hora. Foi adotado como taxa máxima possível de aquecimento no interior da amostra de concreto o valor de 10,0 °C/hora, devido ao calor gerado pelo processo de hidratação do cimento Portland.

Para a situação que demanda maior consumo de energia, ou seja, uma perda de 1,71 °C/hora para o ambiente e um ganho no interior da amostra de 10,0 °C/hora, resultando em gradiente de 11,71 °C/hora, o sistema de aquecimento deveria fornecer uma energia de 5.865.432,4 J/hora ou 1.629,3 J/s, resultado este obtido pela multiplicação do valor de capacidade calorífica do equipamento pelo valor do gradiente de temperatura. Com isso, o sistema de aquecimento deveria possuir uma potência mínima de 1.629,3 watts.

Foi instalado, no calorímetro, um sistema de aquecimento da água em seu interior, composto por resistências elétricas com potência máxima de 2.600 watts.

4.4.6 Efeito do tipo de cura na resistência à compressão

Com o objetivo de relacionar a resistência à compressão das diversas misturas de concreto realizadas no presente trabalho com as demais propriedades, foram moldados seis corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de 10 centímetros e 20 centímetros de altura, conforme os preceitos da NBR 5738/2003, para cada mistura de concreto produzida.

Para cura dos corpos de prova, foram aplicados três procedimentos distintos, a saber:

- a) Dois corpos de prova foram curados conforme preconizado pela NBR 5738/2003, ou seja, desmoldados após 24 horas e mantidos em câmara úmida com temperatura de 23 ± 2 °C até a idade de ruptura;
- b) Dois corpos de prova foram submetidos a uma cura térmica com temperatura constante. Após sua moldagem foram mantidos em câmara úmida com temperatura de 38 ± 2 °C até a idade de ruptura;
- c) Dois corpos de prova foram submetidos a uma cura térmica com temperatura variável, em condição adiabática. Após sua moldagem foram imersos no tanque de elevação de temperatura por 72 horas, após desmoldados e mantidos em câmara úmida, com temperatura de 23 ± 2 °C, até a idade de ruptura.

A metodologia de cura descrita no item “a” foi adotada por se tratar do procedimento de cura normalizado, o qual foi tomado como

referência para análises e comparações do efeito da temperatura de cura sobre a resistência à compressão dos concretos testados.

O procedimento de cura especificado no item “b” foi adotado por ser o mesmo aplicado no ensaio de Índice de Desempenho com Cimento Portland, onde o objetivo da temperatura elevada é acelerar a atividade pozolânica da cinza volante.

O processo de cura descrito no item “c” visou reproduzir a situação de cura que o concreto é submetido em peças de grande volume de concretagem, como blocos de fundação, onde ocorre uma elevação de temperatura em seu interior.

Figura 19 – Corpos de prova de concreto - ensaio de resistência à compressão.



A determinação da resistência à compressão dos concretos seguiu os procedimentos da norma NBR 5739/2007. Todas as amostras foram ensaiadas aos 28 dias de idade e o equipamento utilizado foi uma prensa da marca Shimadzu modelo UH-A, pertencente ao Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSC.

Figura 20 – Ensaio de resistência à compressão.



4.4.7 Termogravimetria

Foi aplicada a técnica de termogravimetria para quantificação do teor de hidróxido de cálcio remanescente das pastas de cimento, produzidas com a mesma relação água/materiais cimentícios dos concretos deste estudo.

As pastas de cimento foram preparadas e conservadas em recipientes plásticos selados, sem troca de CO_2 ou umidade com o ambiente, em um laboratório climatizado, com temperatura de 23 ± 2 °C, e mantidas até a idade de 28 dias.

Para garantir que todas as pastas possuísem consistência semelhante, adotou-se como parâmetro o valor de $9,0 \pm 1,0$ cm de abertura média de espalhamento pelo método do *mini-slump*. As pastas que apresentaram valores superiores foram corrigidas com a adição de areia natural seca, e as pastas que apresentaram valores inferiores foram corrigidas com a adição de aditivo plastificante, o mesmo utilizado na produção dos concretos.

As características de cada pasta produzida, bem como a quantidade de materiais utilizados estão apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14 – Característica das pastas produzidas para o ensaio de termogravimetria.

Amostra	Fator a/c	Materiais (g)					Mini-slump (cm)
		Cimento	Cinza	Água	Areia	Aditivo	
CV0-35	0,65	150,0	0,0	97,5	225,4		9,5
CV15-35	0,54	127,5	22,5	81,0	81,2		9,0
CV30-35	0,49	105,0	45,0	73,5	19,8		8,5
CV45-35	0,40	82,5	67,5	60,0	-	0,7	9,3
CV0-45	0,49	150,0	0,0	73,5	6,6	-	9,4
CV15-45	0,45	127,5	22,5	67,5	-	-	9,3
CV30-45	0,40	105,0	45,0	60,0	-	1,2	8,6
CV45-45	0,31	82,5	67,5	46,5	-	2,9	9,9
CV0-55	0,37	150,0	0,0	55,5	-	1,1	8,2
CV15-55	0,37	127,5	22,5	55,5	-	1,2	8,8
CV30-55	0,32	105,0	45,0	48,0	-	1,5	8,5
CV45-55	0,29	82,5	67,5	43,5	-	5,5	8,0

A Figura 21 ilustra a preparação das pastas em ambiente climatizado com temperatura constante de 23 ± 2 °C, e a realização do ensaio de *mini-slump* para verificar a consistência da pasta.

Figura 21 – Preparação das pastas de cimento para o ensaio de termogravimetria.



a) Preparação da pasta de cimento.



b) Espalhamento ensaio *mini-slump*.

Na idade de 28 dias, o processo de hidratação das pastas foi interrompido. Para isso, as amostras de pastas foram congeladas, introduzindo-as em nitrogênio líquido (Figura 22a), a uma temperatura de cerca de $-180\text{ }^{\circ}\text{C}$. As amostras foram mantidas congeladas até a realização dos procedimentos de liofilização.

As amostras foram liofilizadas durante um período de 76 horas para retirar a água livre e a água de adsorção dos hidratos formados, conforme a Figura 22b. Após o processo de liofilização, as amostras foram mantidas em dessecador com sílica gel, para evitar a adsorção de umidade, e cal sodada, para evitar a carbonatação, até a realização do ensaio de termogravimetria.

Figura 22 – Interrupção do processo de hidratação das pastas de cimento.



a) Tanque de nitrogênio líquido.

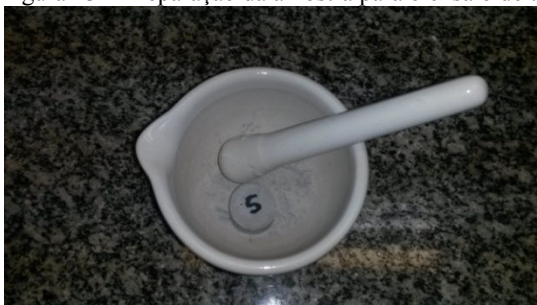


b) Liofilizador.

A preparação de cada amostra submetida à análise termogravimétrica seguiu os seguintes passos, ilustrados pela Figura 23:

- Retirada de cerca de 50 g da pasta;
- Moagem manual em cadinhos;
- Moagem em moinho de bolas, atingindo uma granulometria constante;
- Retirada de 50 mg para análise termogravimétrica.

Figura 23 – Preparação da amostra para o ensaio de termogravimetria.



a) Amostra separada.



b) Moagem manual em cadinho.



c) Moagem no moinho de bolas.



d) Moinho de bolas.

O equipamento utilizado para as análises de termogravimetria foi um analisador térmico simultâneo DTG-60, da marca Shimadzu, conforme a Figura 24, pertencente ao laboratório de Energia e Meio Ambiente (LEMA) do Departamento de Engenharia Química da UFSC.

O ensaio foi realizado com uma taxa de aquecimento de $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ por minuto até atingir a temperatura de $900\text{ }^{\circ}\text{C}$, e o gás de arraste utilizado foi o nitrogênio, com vazão de 100 mL por minuto.

Figura 24 – Analisador térmico – ensaio de termogravimetria.



Os dados, durante a realização do ensaio, foram adquiridos pelo software TA-Acquisition, e a análise desses dados foi realizada com auxílio do software TA-60WS.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na sequência, são apresentados e analisados os resultados laboratoriais obtidos com os ensaios realizados em pastas, argamassas e concretos com cimento Portland.

Os resultados estão divididos conforme o tipo de ensaio e, para sua apresentação, utilizou-se de tabelas e gráficos. Buscando facilitar o entendimento, adotou-se a seguinte nomenclatura para as misturas produzidas: CV15-35, em que CV15 significa a taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante; o valor, nesse caso, é de 15%; 35 significa a resistência característica à compressão — f_{ck} 35 MPa.

Nas discussões realizadas, buscou-se relacionar o comportamento das variáveis em estudo, bem como verificar o comportamento individual de cada uma, buscando explicações sobre o assunto junto à literatura.

5.1 Curva de dosagem

Após a realização do estudo experimental para avaliação da trabalhabilidade das misturas de concreto, adotou-se o valor de 53% como teor de argamassa ideal. A partir desse ponto, foram determinados os traços auxiliares para a obtenção dos parâmetros: relação materiais secos/cimento equivalente (m), relação água/cimento equivalente (a/c), resistência à compressão aos 28 dias de idade (f_{cj}), massa específica do concreto fresco (γ), consumo real de cimento Portland por metro cúbico de concreto (CI), consumo de cinza volante por metro cúbico de concreto (CV) e consumo de cimento equivalente por metro cúbico de concreto (C). Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Parâmetros dos concretos produzidos com os traços auxiliares.

Substituição de cinza volante	0%			15%		
	m	3,5	5,0	6,5	3,5	5,0
a/c	0,37	0,47	0,58	0,37	0,48	0,61
f_{cj} (MPa)	61,8	52,2	46,0	61,0	48,4	35,8
γ (kg/m ³)	2.420	2.382	2.398	2.430	2.393	2.402
CI (kg/m ³)	497,0	368,1	296,8	424,1	314,0	251,8
CV (kg/m ³)	0,0	0,0	0,0	57,5	42,5	34,1
C (kg/m ³)	497,0	368,1	296,8	498,9	369,4	296,2
Substituição de cinza volante	30%			45%		
	m	3,5	5,0	6,5	3,5	5,0
a/c	0,37	0,49	0,62	0,37	0,49	0,64
f_{cj} (MPa)	54,7	42,2	30,1	45,1	33,2	24,3
γ (kg/m ³)	2.334	2.369	2.365	2.335	2.346	2.328
CI (kg/m ³)	335,4	255,5	203,9	263,8	198,8	157,3
CV (kg/m ³)	110,4	84,1	67,1	165,7	124,9	98,8
C (kg/m ³)	479,2	365,0	291,3	479,5	361,5	286,0

A construção das curvas de dosagem, apresentadas nas Figuras 25, 26, 27 e 28, foi feita através da aplicação das Equações 4, 5 e 6, e está representada para o consumo equivalente de cimento Portland.

$$f_{cj} = k1 / k2^{a/c} \quad (\text{Lei de Abrams}) \quad (4)$$

$$m = k3 + k4 \cdot a/c \quad (\text{Lei de Lyse}) \quad (5)$$

$$C = 1000 / (k5 + k6 \cdot m) \quad (\text{Lei de Prizskulnik & Kirilos}) \quad (6)$$

Onde:

- f_{cj} é a resistência à compressão de dosagem, neste caso aos 28 dias, em MPa;
- m é a relação materiais secos – cimento equivalente;
- C é o consumo equivalente de cimento Portland por metro cúbico de concreto;
- a/c é a relação água – cimento equivalente.

A substituição do cimento Portland por cinza volante foi realizada em volume. O consumo real de cimento Portland e cinza volante, por metro cúbico de concreto, é obtido através das Equações 7 e 8.

$$CI = C \cdot (1 - \%CV) \quad (7)$$

$$CV = C \cdot \%CV \cdot dc_v / dc \quad (8)$$

Onde:

- CI é o consumo real de cimento Portland por metro cúbico de concreto;
- CV é o consumo de cinza volante por metro cúbico de concreto;
- %CV é a porcentagem de substituição de cimento Portland por cinza volante;
- d_{cv} é a densidade da cinza volante (adotado $2,38 \text{ kg/dm}^3$ de acordo com a literatura);
- d_c é a densidade do cimento Portland (adotado $3,10 \text{ kg/dm}^3$ de acordo com a literatura).

Os valores dos coeficientes k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 e k_6 estão apresentados na Tabela 16, os quais foram obtidos aplicando-se o método dos mínimos quadrados aos resultados apresentados na Tabela 15.

Tabela 16 – Coeficientes das curvas de dosagem.

Cinza volante (%)	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6
0	102,91	4,07	-1,76	14,27	0,44	0,45
15	139,15	9,19	-1,07	12,47	0,41	0,46
30	133,65	10,91	-0,92	11,99	0,51	0,45
45	104,14	9,89	-0,53	11,07	0,43	0,47

Figura 25 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 0% de cinza volante.

LEGENDA:

F_{cj} - Resistência característica de dosagem

a/c - Relação água - cimento equivalente

m - Relação mat. secos - cimento equivalente

C - Consumo equivalente de cimento

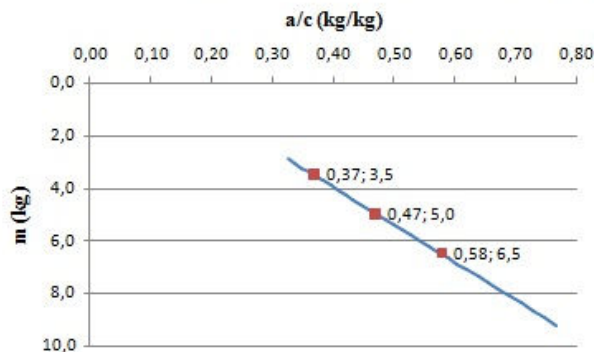
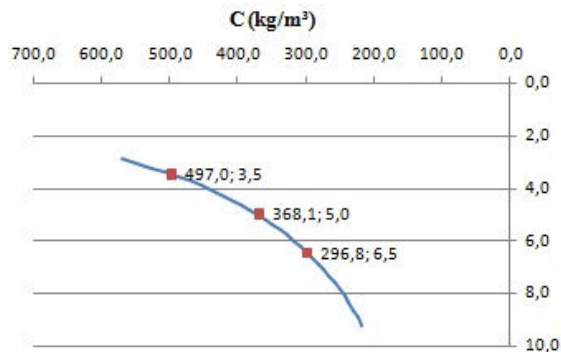
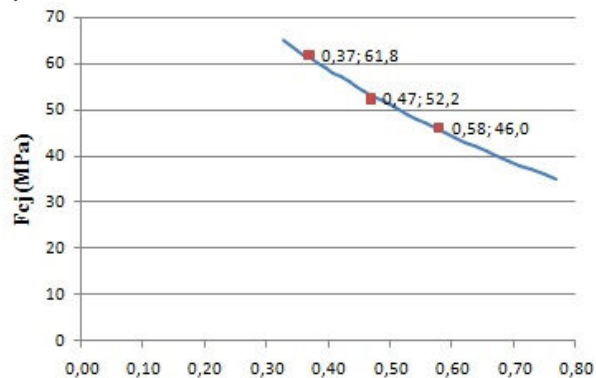


Figura 26 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 15% de cinza volante.

LEGENDA:

F_{cj} - Resistência característica de dosagem

a/c - Relação água - cimento equivalente

m - Relação mat. secos - cimento equivalente

C - Consumo equivalente de cimento

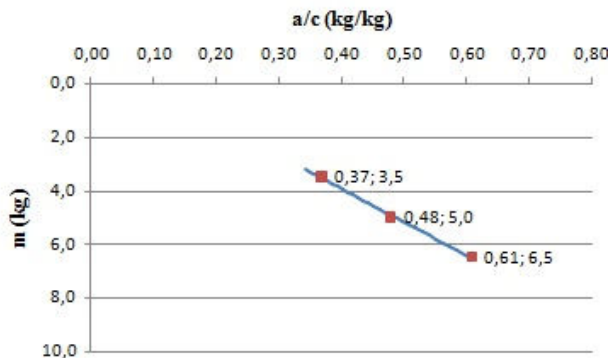
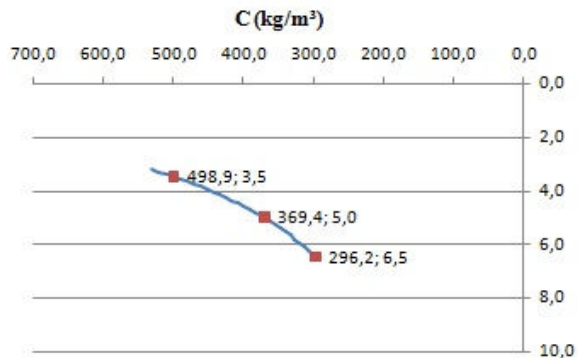
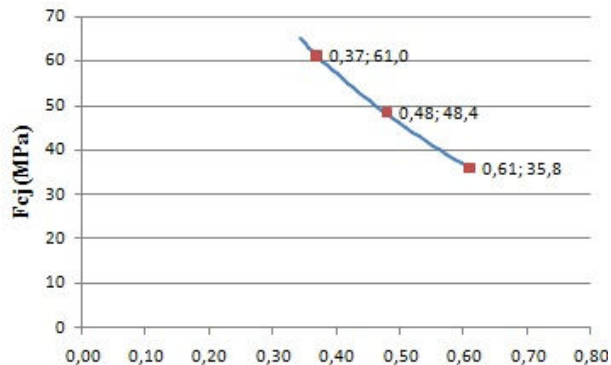


Figura 27 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 30% de cinza volante.

LEGENDA:F_{cj} - Resistência característica de dosagem

a/c - Relação água - cimento equivalente

m - Relação mat. secos - cimento equivalente

C - Consumo equivalente de cimento

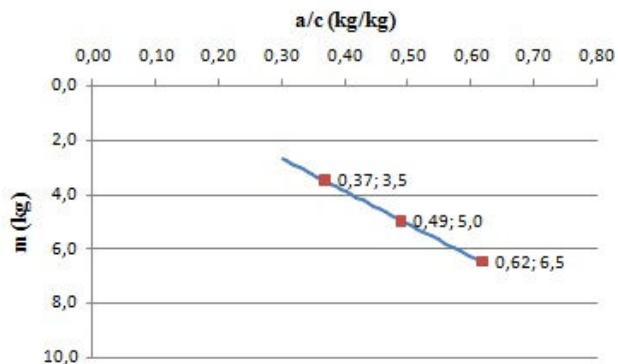
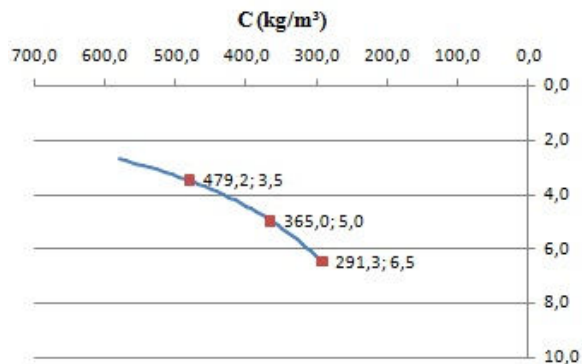
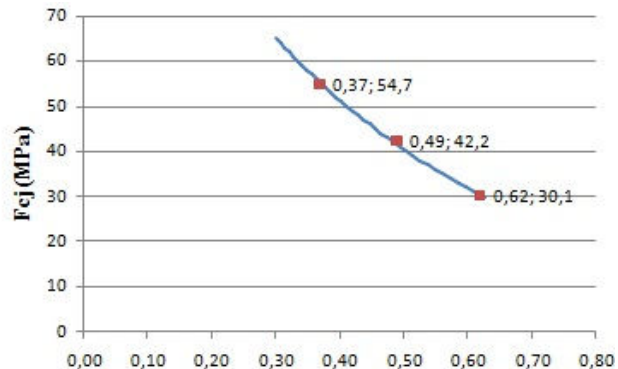
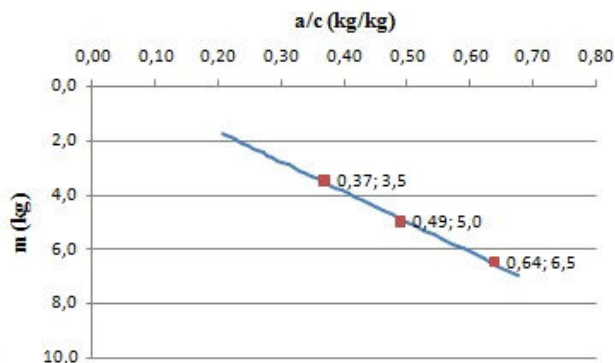
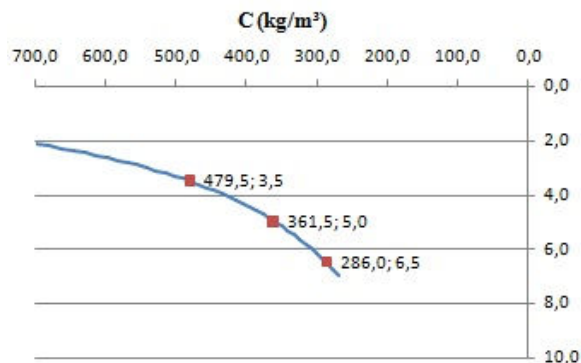
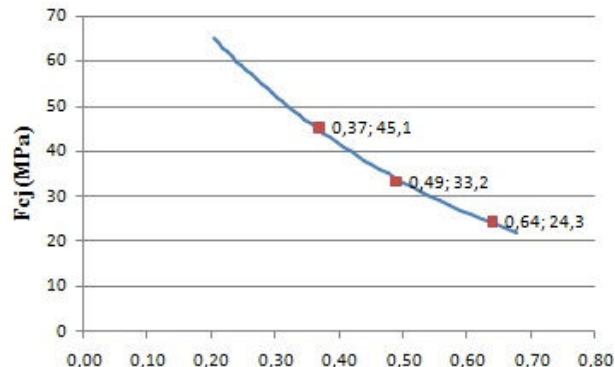


Figura 28 – Curva de dosagem do concreto com substituição de 45% de cinza volante.

LEGENDA:

- F_{cj} - Resistência característica de dosagem
- a/c - Relação água - cimento equivalente
- m - Relação mat. secos - cimento equivalente
- C - Consumo equivalente de cimento



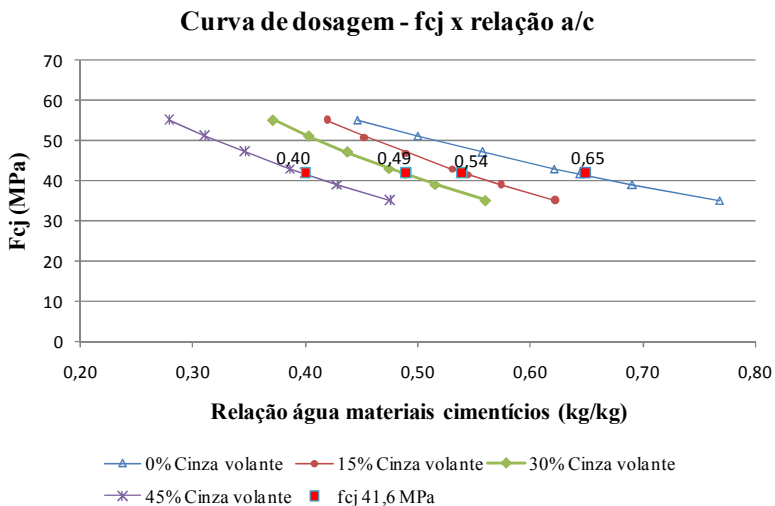
Os gráficos para o método do IPT/EPUSP geralmente são confeccionados para diferentes idades, normalmente 3, 7 e 28 dias. Porém, neste trabalho foram elaborados somente os gráficos para a idade de 28 dias, por se tratar da idade da resistência de interesse deste estudo.

Para as curvas de dosagem obtidas, observou-se que os coeficientes de correlação linear (método dos mínimos quadrados) foram iguais ou superiores a 0,975, demonstrando com isso boa confiança nos resultados obtidos e uma grande correlação entre as variáveis envolvidas.

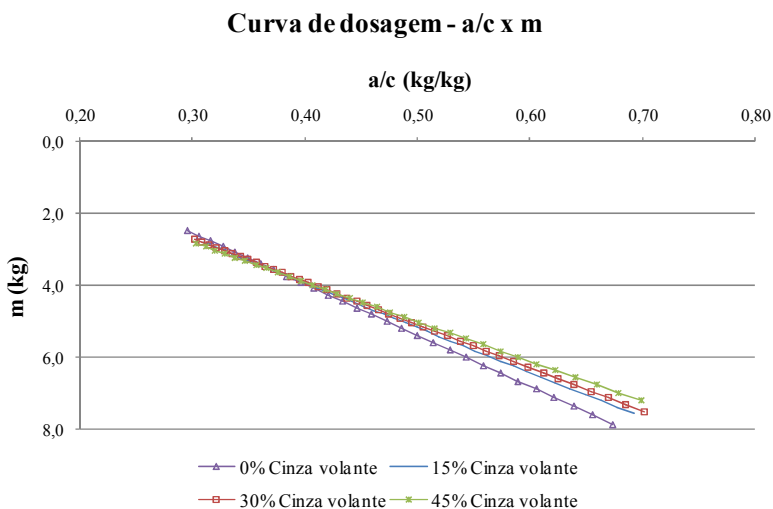
Em uma análise conjunta de todos os gráficos, pode-se perceber que, mantido fixo o valor da resistência à compressão, o valor obtido para a relação água/materiais cimentícios diminui à medida que aumenta a porcentagem de substituição do cimento Portland por cinza volante. A resistência à compressão pode ser afetada significativamente, de maneira negativa, pela adição de cinza volante (ONDOVA; STEVULOVA E ESTOKOVA, 2012), e é diretamente proporcional à relação água/materiais cimentícios, isto no caso da idade em estudo de 28 dias.

Contudo, é importante destacar que para idades maiores, como 91 dias, essa situação se inverte, devido ao ganho de resistência adicional. De acordo com Mehta e Monteiro (1994) esse ganho é ocasionado principalmente pela reação pozolânica, que ocasiona um refinamento dos poros e substitui um constituinte menos resistente (hidróxido de cálcio) por um com melhores propriedades mecânicas (silicato de cálcio hidratado).

O incremento nas adições de cinza volante faz com que haja uma redução no valor da relação água/cimento equivalente, mantido o mesmo valor de resistência característica. Esse comportamento pode ser observado na Figura 29, em que está apresentada a obtenção da relação água/cimento equivalente (a/c) para a resistência característica de dosagem — f_{cj} de 41,6 MPa, para todos os níveis de substituição de cimento Portland por cinza volante.

Figura 29 – Curva de dosagem – f_{cj} x relação a/c.

A Figura 30 apresenta as curvas da relação água/cimento equivalente (a/c), versus a relação materiais secos/cimento equivalente (m) para todos os níveis de substituição de cimento Portland por cinza volante, para a classe de consistência S100.

Figura 30 - Curva de dosagem – relação a/c x m .

Pode-se observar na Figura 30 que, para os valores de m até 4,5, a trabalhabilidade não foi afetada pelo acréscimo de cinza volante ao traço do concreto, mantendo-se constante. Entretanto, para valores de m acima de 4,5, o incremento na taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante reflete em uma diminuição da trabalhabilidade, sendo que quanto maior o valor de m mais significativa é esta redução.

Efetuada-se a análise com base no consumo de cimento equivalente, verifica-se que a cinza volante não influenciou a trabalhabilidade dos concretos com maiores consumos, ao passo que em concretos com menores consumos existem reduções significativas na trabalhabilidade, aumentando a demanda por água das misturas.

Concretos com maior consumo de cimento apresentam maior coesão em função da maior quantidade de material fino, que contribui para o aumento da superfície específica na mistura. Entretanto, as misturas de concreto com baixo consumo de cimento tendem a apresentar baixa coesão devido à reduzida quantidade de material fino.

Os concretos com valores de m até 4,5, ou consumo de cimento acima de 400 kg/m^3 , já possuíam elevada coesão e, por isso, a utilização da cinza volante em substituição ao cimento não provocou alteração significativa neste parâmetro, fazendo com que a trabalhabilidade se mantivesse constante. Contudo, os concretos com valores de m acima de 4,5, ou consumo de cimento abaixo de 400 kg/m^3 , possuíam menor coesão, permitindo que a aplicação de cinza volante em substituição ao cimento proporcionasse um aumento na coesão da mistura e, como reflexo, o aumento da quantidade de água para manter o mesmo nível de trabalhabilidade.

É importante destacar que a trabalhabilidade foi avaliada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, que mede a consistência e é bastante eficaz para detecção de variações da uniformidade da mistura de concreto.

Para a análise da viabilidade econômica da utilização de cinza volante em substituição ao cimento Portland, foi calculado o impacto financeiro para o concreto, com diferentes valores de f_{ck} , considerando apenas as variações nos consumos do cimento Portland e do aditivo polifuncional para os diferentes níveis de substituição de cimento por cinza volante. Foi considerado o valor de R\$0,35 por quilograma de cimento Portland e R\$2,60 por quilograma de aditivo polifuncional (preços médios de mercado), sendo os valores do impacto financeiro apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Impacto financeiro da utilização de cinza volante.

Fck (MPa)	Parâmetros	Substituição de cinza volante			
		0%	15%	30%	45%
35,0	a/c	0,65	0,54	0,49	0,40
	C (kg/m ³)	262,59	330,52	366,70	441,60
	a/ci	0,65	0,64	0,70	0,73
	CI (kg/m ³)	262,59	280,95	256,69	242,88
	CV (kg/m ³)	0,00	38,06	84,46	152,57
	Aditivo polifuncional (kg/m ³)	1,92	2,41	2,68	3,22
	Valor total (R\$/m ³)	96,89	104,60	96,80	93,39
Valor agregado cinza volante	(R\$/kg)	-	-0,20	0,00	0,02
	(R\$/MPa)		-0,22	0,00	0,10
40,0	a/c	0,56	0,49	0,44	0,35
	C (kg/m ³)	304,29	365,81	404,64	498,32
	a/ci	0,56	0,58	0,63	0,64
	CI (kg/m ³)	304,29	310,93	283,25	274,08
	CV (kg/m ³)	0,00	42,13	93,20	172,16
	Aditivo polifuncional (kg/m ³)	2,22	2,67	2,95	3,64
	Valor total (R\$/m ³)	112,28	115,77	106,82	105,39
Valor agregado cinza volante	(R\$/kg)	-	-0,08	0,06	0,04
	(R\$/MPa)		-0,09	0,14	0,17
45,0	a/c	0,49	0,45	0,40	0,31
	C (kg/m ³)	354,91	404,58	446,08	563,29
	a/ci	0,49	0,53	0,57	0,56
	CI (kg/m ³)	354,91	343,90	312,26	309,81
	CV (kg/m ³)	0,00	46,59	102,74	194,61
	Aditivo polifuncional (kg/m ³)	2,59	2,95	3,26	4,11
	Valor total (R\$/m ³)	130,95	128,04	117,76	119,13
Valor agregado cinza volante	(R\$/kg)	-	0,06	0,13	0,06
	(R\$/MPa)		0,06	0,29	0,26
50,0	a/c	0,43	0,41	0,36	0,27
	C (kg/m ³)	418,00	447,64	491,79	638,88
	a/ci	0,43	0,48	0,51	0,48
	CI (kg/m ³)	418,00	380,50	344,25	351,38
	CV (kg/m ³)	0,00	51,55	113,27	220,72
	Aditivo polifuncional (kg/m ³)	3,05	3,27	3,59	4,66
	Valor total (R\$/m ³)	154,23	141,67	129,82	135,11
Valor agregado cinza volante	(R\$/kg)	-	0,24	0,22	0,09
	(R\$/MPa)		0,25	0,49	0,38
55,0	a/c	0,37	0,37	0,32	0,23
	C (kg/m ³)	499,24	495,96	542,68	728,34
	a/ci	0,37	0,43	0,46	0,42
	CI (kg/m ³)	499,24	421,56	379,88	400,59
	CV (kg/m ³)	0,00	57,12	124,99	251,63
	Aditivo polifuncional (kg/m ³)	3,64	3,62	3,96	5,32
	Valor total (R\$/m ³)	184,21	156,96	143,26	154,03
Valor agregado cinza volante	(R\$/kg)	-	0,48	0,33	0,12
	(R\$/MPa)		0,50	0,74	0,55

a/c – relação água/cimento equivalente.

a/ci – relação água/cimento real.

Pode-se observar que os concretos fabricados com a utilização de cinza volante possuem um custo de produção variável, em função do fck e do teor de cinza adotados. Observa-se também que a viabilidade econômica da substituição de cimento por cinza volante também depende do fck e do teor de cinza. Quanto maior o fck, mais viável é a substituição, e o teor ótimo depende do nível de resistência. Por exemplo, para concretos com fck de 40 e 45 MPa, o teor ótimo de substituição foi de 30%. Para valores maiores que 45 MPa, o teor ótimo foi de 15%. Para o fck de 35 MPa, a substituição não é viável economicamente.

Entretanto, efetuando-se uma análise de custo para a resistência característica à compressão (R\$/MPa), percebe-se que o teor ótimo de substituição foi de 30% para os concretos com fck igual o maior que 40 MPa. Já para o fck de 35 MPa, a substituição não é viável economicamente.

A quantidade de materiais utilizada em cada concreto produzido está apresentada na Tabela 18. Tais valores foram obtidos através das curvas de dosagem elaboradas, estando referenciadas para a produção de um metro cúbico de concreto.

Tabela 18 – Quantidade de materiais por m³ dos concretos testados.

Mistura	Material cimentício (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)		Brita (kg/m ³)		Relação a/c	Aditivo (kg/m ³)
		Industrial	Natural	4,75/9,5	9,5/25		
CV0-35	262,59	365,46	548,19	312,92	730,15	0,65	3,10
CV15-35	319,01	338,74	508,11	313,23	730,87	0,54	2,58
CV30-35	341,15	315,19	472,79	307,19	716,77	0,49	3,28
CV45-35	395,45	281,94	422,91	305,00	711,66	0,40	3,36
CV0-45	354,91	329,15	493,73	313,34	731,12	0,49	2,59
CV15-45	390,49	310,73	466,10	314,30	733,37	0,47	4,30
CV30-45	415,00	281,17	421,76	305,68	713,25	0,43	4,40
CV45-45	504,42	235,40	353,11	306,42	714,99	0,34	5,50
CV0-55	499,24	272,40	408,60	313,99	732,64	0,37	5,39
CV15-55	478,68	276,17	414,26	315,62	736,46	0,37	5,27
CV30-55	504,87	239,77	359,66	303,84	708,97	0,36	5,81
CV45-55	652,22	172,29	258,44	308,36	719,50	0,28	7,57

Material cimentício: soma das massas de cimento Portland e cinza volante.

5.2 Índice de desempenho com cimento Portland

A especificação dos materiais utilizados e as quantidades utilizadas para a produção das argamassas, para determinação do índice de desempenho com cimento Portland, estão apresentadas na Tabela 19.

Para manter o índice de consistência normal da argamassa B dentro do limite estabelecido pela NBR 5752/2014 (índice de consistência normal da argamassa A ± 10 mm) foi necessário adicionar o aditivo plastificante polifuncional. Isso pode ser justificado pelo fato de que a substituição de parte do cimento Portland por cinza volante acarreta uma maior demanda por água para obter-se o mesmo índice de consistência, uma vez que a cinza volante possui maior área específica em comparação ao cimento. Além disso, a substituição do cimento foi feita em massa, o que acarreta aumento do volume de partículas aglomerantes, uma vez que a massa específica da cinza volante é mais baixa do que a do cimento Portland.

Tabela 19 – Composição das argamassas – Índice de desempenho com cimento Portland.

Material	Peso (g)	
	Argamassa A	Argamassa B
Cimento CP-V	832,0	624,0
Cinza volante	-	208,0
Areia natural	2.496,0	2.496,0
Água	550,0	550,0
Aditivo plastificante	-	5,1

O índice de desempenho com cimento Portland da cinza volante encontra-se em conformidade com os preceitos da NBR 5752/2014 para o material ser considerado pozolana, ou seja, superior a 75%, de acordo com os resultados contidos na Tabela 20. Esse material pozolânico, de acordo com a norma NBR 12653/2014, está classificado como Classe C.

Tabela 20 – Índice de desempenho com cimento Portland.

Argamassa	Índice de consistência normal (mm)	Resistência à compressão (MPa)	Índice de desempenho com CP
A	296	22,28	88,3%
B	305	19,68	

Para Gobbi (2014), essa norma não considera parâmetros importantes para a atividade pozolânica, como a área específica, as características físico-químicas das pozolanas, o teor de amorfos e a taxa de reação ao longo do tempo em função da temperatura de cura, os quais interferem na resistência da argamassa no estado endurecido.

Para a complementação da caracterização da atividade pozolânica da cinza volante utilizada nesta pesquisa, amostras de cinza volante foram submetidas ao ensaio de Chapelle modificado, sendo, também, medido o teor de hidróxido de cálcio remanescente em diversas pastas de cimento por termogravimetria, cujos resultados estão apresentados e discutidos mais adiante.

Conforme já exposto, contudo, a obtenção do índice de desempenho com cimento Portland é um método amplamente utilizado por ser de fácil execução e custo relativamente baixo, que apresenta resultados satisfatórios.

5.3 Chapelle modificado

A Tabela 21 apresenta o resultado do índice de atividade pozolânica Chapelle para a cinza volante empregada neste trabalho.

Tabela 21 – Atividade pozolânica da cinza volante – método de Chapelle modificado.

Atividade pozolânica	Amostras		
	1	2	Média
mg de Ca(OH) ₂ /g de pozolana	425,0	551,0	488,0

Para que um material possa ser considerado uma pozolana, ao ser utilizado em substituição parcial ao cimento Portland, deve apresentar um consumo mínimo de CaO de 330,0 miligramas por grama de pozolana (RAVERDY *et al.* apud FILHO, 2008). Por estequiometria, esse valor corresponde a 435,6 mg de Ca(OH)₂/g de pozolana. Portanto, como os resultados do ensaio de Chapelle modificado indicam um

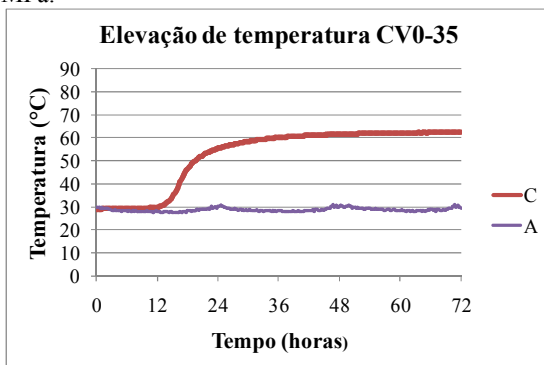
consumo médio de 488,0 mg de $\text{Ca(OH)}_2/\text{g}$ de cinza volante, como esperado, esta cinza volante se enquadra como uma pozolana.

5.4 Elevação adiabática de temperatura

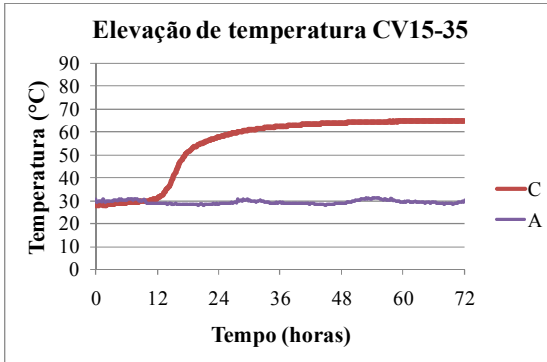
As curvas de elevação adiabática de temperatura dos concretos ensaiados, obtidas no calorímetro adiabático estão apresentadas nas Figuras 31, 32 e 33. Para todas as misturas, a temperatura foi monitorada por um período de 72 horas, com exceção da mistura CV45-55, que apresentou grande retardo no início da elevação de temperatura. Por isso, foi monitorada por um período de 84 horas.

Em cada gráfico estão representadas duas curvas de monitoramento da temperatura, uma relativa ao ensaio com concreto (C) e outra da temperatura do ambiente (A), permitindo, assim, a comparação e obtenção do valor absoluto de elevação de temperatura de cada mistura ensaiada.

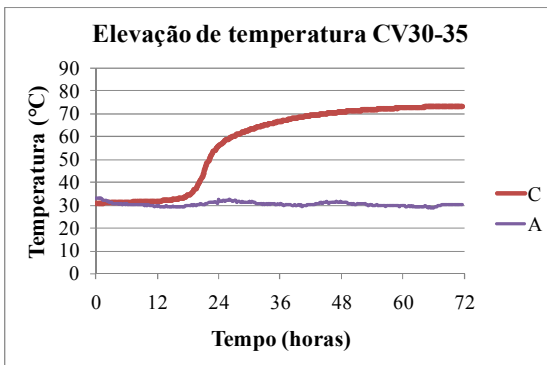
Figura 31 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 35 MPa.



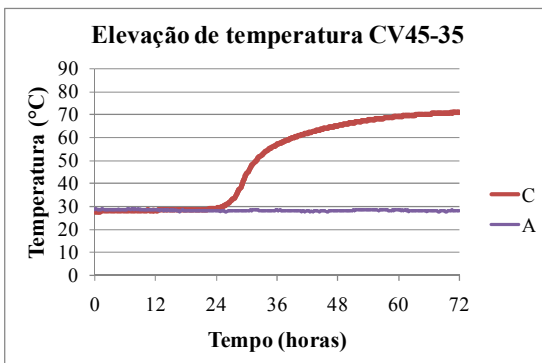
a) Substituição de 0% de cinza volante.



b) Substituição de 15% de cinza volante.

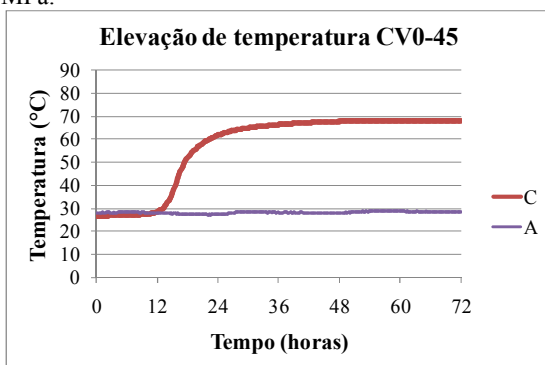


c) Substituição de 30% de cinza volante.

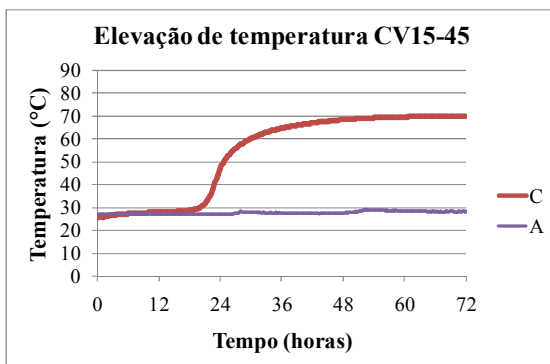


d) Substituição de 45% de cinza volante.

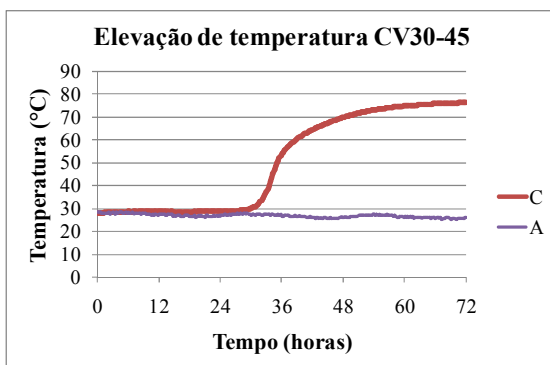
Figura 32 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 45 MPa.



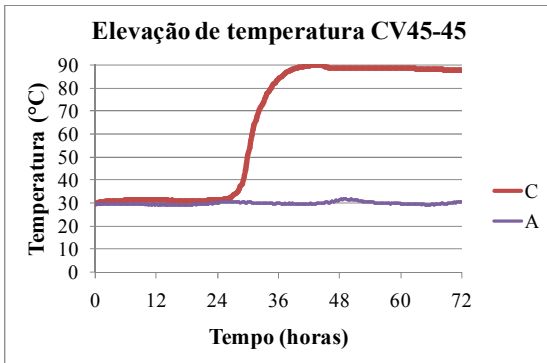
a) Substituição de 0% de cinza volante.



b) Substituição de 15% de cinza volante.

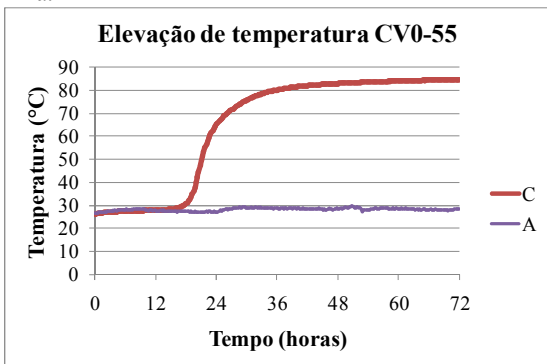


c) Substituição de 30% de cinza volante.

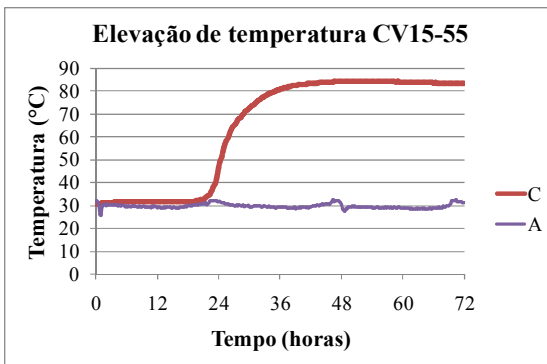


d) Substituição de 45% de cinza volante.

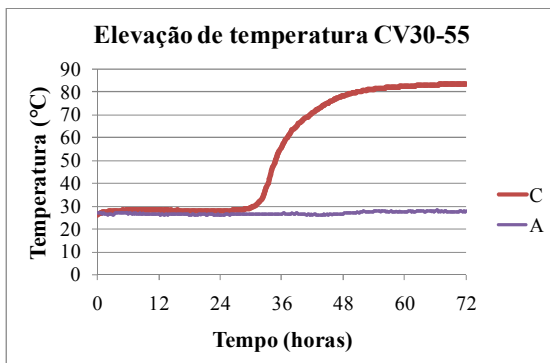
Figura 33 – Curva de elevação adiabática de temperatura - concreto Fck 55 MPa.



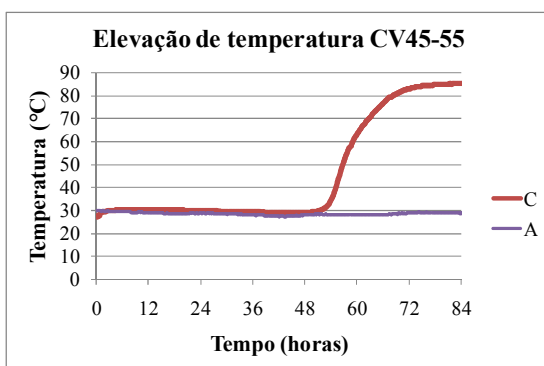
a) Substituição de 0% de cinza volante.



b) Substituição de 15% de cinza volante.



c) Substituição de 30% de cinza volante.



d) Substituição de 45% de cinza volante.

As curvas de elevação de temperatura das Figuras 31a, 32a e 33a são de misturas em que o material cimentício é composto em sua totalidade por cimento Portland. Nessas curvas, pode-se observar que a variação absoluta da elevação de temperatura foi de 33,5 °C, 41,8 °C e 58,3 °C e dizem respeito às misturas CV0-35, CV0-45 e CV0-55, respectivamente. Essas três misturas de concreto, por apresentar resistências características distintas, possuem diferentes consumos de cimento Portland, sendo eles: 262,59 kg/m³, 354,91 kg/m³ e 499,24 kg/m³ para as resistências características de 35 MPa, 45 MPa e 55 MPa, nesta ordem. Portanto, efetuando-se uma comparação entre os valores da variação absoluta de elevação de temperatura e os respectivos consumos de cimento das misturas, percebe-se que o consumo de cimento Portland tem grande influência na elevação adiabática de temperatura, sendo esta

diretamente proporcional ao consumo de cimento utilizado para a fabricação do concreto.

O coeficiente de elevação adiabática, que é obtido dividindo-se a variação da temperatura em cada intervalo de tempo pelo consumo de material cimentício da dosagem, sendo expresso em $^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$, está apresentado na Tabela 22, para os concretos produzidos. Esse coeficiente indica a elevação de temperatura unitária para um quilograma de material cimentício. Para os concretos CV0-35, CV0-45 e CV0-55, os valores encontrados foram $0,128\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$, $0,118\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$ e $0,117\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$, respectivamente, para a idade de três dias.

Resultados semelhantes foram obtidos pela Equipe de Furnas (1997) ao submeterem um concreto convencional com consumo de cimento Portland comum de 315 kg/m^3 ao ensaio de elevação adiabática de temperatura, em que obtiveram o valor de $0,117\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$ para o coeficiente de elevação adiabática de temperatura para a idade de três dias.

Tabela 22 – Coeficiente de elevação de temperatura.

Mistura	Consumo de Aglomerante (kg/m^3)	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)			Coef. de elevação de temperatura ($^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$)
		Inicial	Final	Varição	
CV0-35	262,59	29,00	62,49	33,49	0,128
CV15-35	319,01	27,85	64,90	37,05	0,116
CV30-35	341,15	30,48	73,25	42,77	0,125
CV45-35	395,45	27,53	70,93	43,40	0,110
CV0-45	354,91	26,51	68,30	41,79	0,118
CV15-45	390,49	25,62	69,89	44,27	0,113
CV30-45	415,00	27,83	76,31	48,48	0,117
CV45-45	504,42	29,66	89,95	60,29	0,120
CV0-55	499,24	26,31	84,62	58,31	0,117
CV15-55	478,68	30,56	84,32	53,76	0,112
CV30-55	504,87	26,22	83,50	57,28	0,113
CV45-55	652,22	27,46	85,36	57,90	0,089

Os valores do coeficiente de elevação de temperatura, obtidos para as misturas contendo apenas cimento Portland como material cimentício, refletem o que diversos autores preconizam. Segundo Neville (1997), o valor desse coeficiente é de $0,120\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{kg.m}^3$ e, para

Thomas (2013), o valor desse coeficiente se encontra dentro do intervalo de $0,120 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$ a $0,140 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$.

Os valores dos coeficientes de elevação de temperatura de todas as misturas avaliadas, com exceção da mistura CV45-55, encontram-se dentro do intervalo de $0,110 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$ a $0,128 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$. Os materiais cimentícios, mesmo aqueles com alta taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante (45%), apresentaram variações de elevação de temperatura idênticas as do cimento Portland puro.

Independente dos teores de substituição de cinza volante, a elevação de temperatura em uma condição adiabática não foi afetada. Isso indica que a geração de calor, provocada pelos materiais cimentícios compostos por cinza volante e cimento, apresentou comportamento semelhante ao aglomerante contendo somente cimento Portland.

Esse comportamento vai de encontro aos resultados obtidos por Atis (2002) e Nili e Salehi (2010), que concluíram que a utilização de cinza volante em substituição ao cimento Portland, com taxas acima de 15%, provoca uma redução significativa na elevação de temperatura. Contudo, é de se destacar que esses trabalhos fizeram uso de calorímetros semiadiabáticos, e esse tipo de equipamento geralmente apresenta uma grande perda de calor para o ambiente, o que pode ter influenciando nos resultados.

O ensaio realizado em calorímetro semiadiabático apresenta um custo de execução inferior em comparação ao ensaio realizado em calorímetro adiabático. Contudo, o equipamento semiadiabático apresenta níveis inferiores de isolamento térmico, o que influencia nos resultados obtidos. Por isso, alguns autores preconizam que, para a medição com exatidão do calor gerado em uma mistura de concreto, deve ser realizado ensaios com concreto em calorímetros adiabáticos (AZENHA, 2004; GAMBALE, *et al.*, 2004).

A grande perda de calor da amostra para o ambiente durante a realização do ensaio para medição da elevação de temperatura em um calorímetro semiadiabático traz como consequência a redução no pico de temperatura que potencialmente poderia ser atingido se a amostra estivesse em uma condição adiabática. Este fato influencia diretamente as reações de hidratação do cimento que são termoativadas, bem como a taxa de reação pozolânica que aumenta com o acréscimo de temperatura. Portanto, os resultados obtidos com este tipo de equipamento não são fidedignos com a elevação de temperatura que ocorre no interior de grandes massas de concreto, como os blocos de fundação, devido ao calor de hidratação do cimento Portland.

Pode-se observar que a taxa da reação pozolânica, a interação da cinza volante no processo de hidratação do cimento e reatividade da cinza volante são fatores que podem contribuir diretamente na elevação adiabática de temperatura.

A taxa de reação pozolânica de materiais pozolânicos, como a cinza volante, aumenta significativamente com o aumento da temperatura, de acordo com Hanehara *et al.* (2001), Massazza (2003) e Xua *et al.* (2010). Isso traz como consequência uma antecipação da geração de calor por parte da cinza volante, que antes seria de forma lenta, ao longo de vários dias, quando curada à baixa temperatura (temperatura ambiente).

De acordo com os dados da Tabela 22, a temperatura final atingida no ensaio de elevação de temperatura pelos concretos testados foi entre 62,5 °C e 89,9 °C. Com isso, pode-se concluir que houve aceleração da reação pozolânica nas misturas de concreto, pois os estudos desenvolvidos por Narmluk e Nawa (2011) e Deschner *et al.* (2013) comprovam que, para temperaturas acima de 50 °C, a taxa de reação pozolânica atingiu níveis significativos em algumas horas, ao passo que em temperaturas em torno de 20 °C isto ocorre após sete dias.

Maior grau de hidratação do cimento pode ser obtido com a inclusão de cinza volante na mistura. As partículas esféricas de cinza volante proporcionam locais para precipitação dos hidratos do cimento, como a etringita e o hidróxido de cálcio, ajudando assim a acelerar o processo de hidratação do grão de cimento.

A interação entre a cinza volante e o cimento Portland gera um acréscimo no calor de hidratação da mistura. O aumento na quantidade de cinza volante aumenta a quantidade de pontos para nucleação e deposição dos hidratos do cimento, melhorando a hidratação após o período de dormência (LANGAN; WENG; WARD, 2002).

O processo de hidratação de misturas contendo cinza volante, submetidas aos efeitos da temperatura, pode ser governado pela reação pozolânica melhorada das cinzas. Os efeitos típicos da reação pozolânica na hidratação, como o consumo de portlandita, a libertação de Al e Si na solução de poro e a formação de C-S-H adicional são acelerados em elevadas temperaturas (DESCHNER *et al.*, 2013).

A atividade pozolânica da cinza volante utilizada neste trabalho foi avaliada pelos ensaios de índice de desempenho com cimento Portland e pelo ensaio de Chapelle modificado. Os resultados obtidos nesses ensaios indicam uma boa reatividade da cinza volante. É importante destacar que esses ensaios foram realizados a uma temperatura de 38 °C para o índice de desempenho com cimento

Portland e 90 °C para o ensaio de Chapelle, com o intuito de acelerar as reações pozolânicas. A atividade pozolânica também foi avaliada pela quantidade de hidróxido de cálcio remanescente, através do ensaio de termogravimetria em pastas de cimento, e os resultados estão apresentados e discutidos mais adiante. Contudo, é importante destacar que, para as pastas curadas em temperatura de 23 °C, a cinza volante apresentou baixa reatividade para a idade de 28 dias, o que reforça o conceito de que o acréscimo de temperatura acelera a reação pozolânica.

A granulometria fina da cinza volante aplicada neste estudo contribui para o bom desempenho de sua atividade pozolânica em temperaturas elevadas, uma vez que quanto mais fina a granulometria, maior a área específica da pozolana. De acordo com Massazza (2003), a taxa de reação dos materiais pozolânicos, como a cinza volante, é proporcional ao quadrado de sua área específica.

A influência da granulometria foi percebida no estudo realizado por Cordeiro, Filho e Fairbairn (2009), em que constatou-se que a substituição de 15% de cimento Portland por cinza ultrafina, proveniente do bagaço de cana, não proporcionou alteração na elevação adiabática de temperatura, em comparação ao concreto de referência (sem substituição). Esse comportamento foi atribuído, entre outros fatores, ao fato de que a cinza estudada possuía alta reatividade, devido à sua elevada finura.

A substituição de cimento por cinza volante, como pode ser observado nas curvas de elevação adiabática de temperatura das Figuras 31, 32 e 33, causa um atraso no início da elevação das curvas, retardo este tanto maior quanto maior a taxa de substituição.

A Tabela 23 apresenta o tempo necessário para o início da elevação da temperatura a partir da preparação do concreto testado. Esse tempo foi calculado adotando-se como critério que o início da elevação da temperatura ocorre quando esta apresentar gradiente de 5 °C em relação à temperatura ambiente. Os valores obtidos confirmam a tendência observada de que a cinza volante provoca um retardo no início da elevação de temperatura. Contudo, esse atraso não mostrou influência significativa no coeficiente de elevação de temperatura.

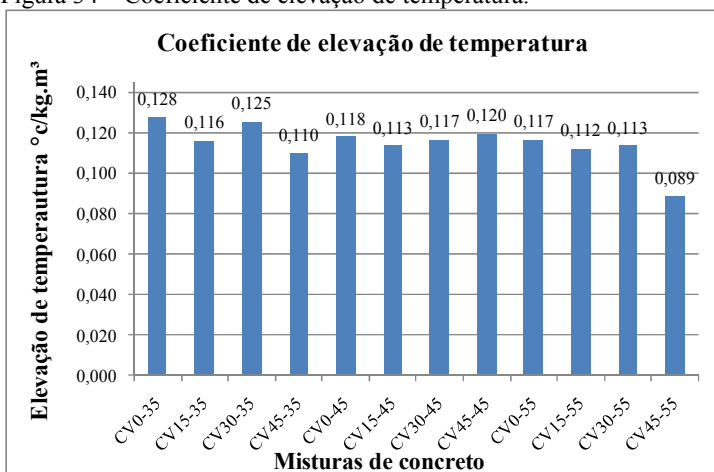
Tabela 23 – Tempo necessário para o início da elevação de temperatura.

Mistura	Tempo (h)	Mistura	Tempo (h)	Mistura	Tempo (h)
CV0-35	14,25	CV0-45	14,25	CV0-55	18,75
CV15-35	13,75	CV15-45	21,00	CV15-55	22,75
CV30-35	18,50	CV30-45	31,25	CV30-55	31,50
CV45-35	27,25	CV45-45	28,25	CV45-55	53,75

Comportamento semelhante já foi observado nas pesquisas realizadas por Langan, Weng e Ward (2002) e Narmluk e Nawa (2011), em ensaios com pastas de cimento. O principal mecanismo destacado pelos autores para explicar esse fato é que, durante a hidratação do cimento na presença de cinza volante, ocorre uma redução do íon Ca^{+2} na solução, uma vez que este íon é adsorvido na superfície das partículas de cinza volante. O decréscimo do íon Ca^{+2} ocorre nas primeiras horas e atrasa a formação do silicato de cálcio hidratado e hidróxido de cálcio, retardando o processo de hidratação.

O valor médio dos coeficientes de elevação de temperatura das 12 misturas ensaiadas foi de $0,115 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$, com desvio padrão de $0,0097 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$. O valor desse coeficiente para a mistura de concreto CV45-55 apresentou o valor de $0,089 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$, de acordo com os resultados apresentados na Figura 34. Através de uma análise estatística, para o nível de 5% de significância, o valor da mistura de concreto CV45-55 foi considerado espúrio.

Figura 34 – Coeficiente de elevação de temperatura.



A mistura CV45-55 também apresentou valor divergente para o tempo necessário para o início da elevação da temperatura, em comparação com as demais misturas. De acordo com os dados apresentados na Tabela 23, o retardo provocado pela substituição de 45% de cimento Portland por cinza volante, em comparação aos concretos de referência, foi de 13 horas e 14 horas para os concretos com resistência característica de 35 MPa e 45 MPa respectivamente. Entretanto, para a mistura com resistência característica de 55 MPa, esse retardo foi de 35 horas.

Fatores como o alto consumo de aditivo polifuncional, aliado à alta taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante (45%), podem ter contribuído para que a mistura CV45-55 apresentasse comportamento diferente das demais amostras no que diz respeito à elevação de temperatura e ao tempo necessário para seu início.

A mistura CV45-55 foi concebida com uma relação água/materiais cimentícios de 0,28 e uma alta substituição de cimento por cinza volante. É sabido que tanto as reações de hidratação do cimento quanto às reações pozolânicas consomem água. Conforme exposto por Narmluk e Nawa (2011), em grandes substituições de cimento por cinza volante, a reação pozolânica pode contribuir significativamente para aumentar o consumo de água e, por consequência, dificultar a hidratação do cimento.

A principal função do aditivo plastificante polifuncional é a redução do consumo de água nas misturas de concreto, sem alterar sua consistência. A base química do aditivo, utilizado neste estudo, é derivada de lignossulfonatos e naftaleno sulfonato, ambos de origem orgânica.

Em função da baixa relação água/materiais cimentícios da mistura CV45-55, foi utilizada grande quantidade de aditivo polifuncional para atingir a consistência estipulada nesta pesquisa, com consumo de 7,57 kg/m³ de concreto, enquanto que para as demais misturas não ultrapassou o consumo de 5,81 kg/m³ de concreto. O grande atraso observado no início da elevação de temperatura, ultrapassando 48 horas, pode ter sido consequência desse fato, tendo em vista que, segundo Aitcin, Jolicouer e Macgregor (1994), o processo de hidratação do cimento provavelmente será influenciado pela adsorção do aditivo, independentemente da maneira pela qual isso ocorra. A presença de moléculas orgânicas na interface sólido-líquido pode inibir a nucleação e o crescimento dos cristais, dificultando a hidratação do cimento.

A pasta submetida ao ensaio de termogravimetria, produzida com o mesmo traço da mistura de concreto CV45-55, apresentou baixo teor de água combinada com hidratos aos 28 dias de idade, em comparação com as demais pastas, de acordo com os resultados apresentados mais adiante. Isso indica que o grau de hidratação da pasta CV45-55 foi muito inferior ao grau de hidratação atingido pelas demais pastas, aos 28 dias de idade, fato este possivelmente atribuído ao alto teor de substituição de cimento por cinza volante e elevado consumo de aditivo polifuncional.

Tendo em vista que o concreto CV45-55 foi produzido com a mesma proporção da pasta de cimento, no que diz respeito ao cimento, cinza volante, relação água/materiais cimentícios e aditivo polifuncional provavelmente apresentou baixo grau de hidratação, influenciando diretamente o desenvolvimento da elevação de temperatura, uma vez que a geração de calor é proveniente da hidratação dos compostos cimentícios, justificando assim o valor obtido de $0,089 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{kg}\cdot\text{m}^3$ para o coeficiente de elevação de temperatura.

5.5 Efeito do tipo de cura na resistência à compressão

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão estão apresentados na Tabela 24, todos para 28 dias de idade. Aplicaram-se três diferentes procedimentos de cura, conforme descrito no item 4.4.6, sendo que a apresentação dos resultados utiliza a seguinte nomenclatura:

- Cura 1: corpos de prova foram submetidos a uma cura térmica com temperatura variável. Ficaram imersos no tanque de elevação de temperatura por 72 horas, após desmoldados e mantidos em câmara úmida com temperatura de $23 \pm 2 \text{ } ^\circ\text{C}$ até a idade de ruptura;
- Cura 2: corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e mantidos em câmara úmida com temperatura de $23 \pm 2 \text{ } ^\circ\text{C}$ até a idade de ruptura;
- Cura 3: corpos de prova foram submetidos a uma cura térmica com temperatura constante. Após a moldagem foram mantidos em câmara úmida com temperatura de $38 \pm 2 \text{ } ^\circ\text{C}$ até a idade de ruptura.

Tabela 24 – Resistência à compressão aos 28 dias de idade.

Cinza volante	Fck 35 MPa			Fck 45 MPa			Fck 55 MPa		
	Cura 1	Cura 2	Cura 3	Cura 1	Cura 2	Cura 3	Cura 1	Cura 2	Cura 3
0%	36,0	41,0	40,7	47,3	46,2	50,4	55,7	59,0	64,7
15%	41,1	39,3	43,4	57,7	63,3	65,3	54,6	59,5	67,0
30%	40,7	45,9	50,4	52,5	54,9	61,9	57,4	65,0	65,2
45%	44,8	47,9	54,2	63,9	68,9	71,9	65,6	69,1	73,5
Média	40,6	43,5	47,2	55,4	58,3	62,4	58,3	63,1	67,6

A dosagem dos concretos teve como parâmetro a manutenção do valor da resistência característica à compressão para a idade de 28 dias. À medida que o teor de substituição de cimento por cinza volante aumentou, o principal reflexo observado nos traços foi a redução da relação água/materiais cimentícios, sendo obtidos os seguintes intervalos de valores, apresentados na Tabela 18: para o fck 35 MPa, variação de 0,65 a 0,40; para o fck 45 MPa, variação de 0,49 a 0,34; para o fck 55 MPa, variação de 0,37 a 0,28.

O comportamento observado vai ao encontro das explicações de Neville (1997), o qual relata que, quando o concreto está plenamente adensado, considera-se sua resistência como inversamente proporcional à relação água/cimento, e que esta relação determina a porosidade da pasta de cimento endurecida em qualquer estágio de hidratação, refletindo diretamente na resistência à compressão.

A redução no valor da resistência à compressão, com o incremento da substituição de cinza volante, é compensada pela redução da relação água/materiais cimentícios para que seja mantido o mesmo nível de resistência da mistura de referência, sem adição de cinza volante.

Os resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade, obtidos para o tipo de cura 2, apresentaram diferenças em comparação aos resultados esperados, divergindo da curva de dosagem em alguns pontos, conforme os valores apresentados na Tabela 24.

O cimento Portland utilizado foi adquirido em duas etapas, uma vez que não havia espaço físico suficiente no LMCC para estocar este material, nem mesmo recipientes adequados caso fosse adquirido em uma única etapa. Com isso, a produção das curvas de dosagem utilizou o cimento adquirido na primeira etapa, e os concretos testados, o da segunda, o que pode ter contribuído para as diferenças nos valores de resistência à compressão. Entretanto, ambos possuem a mesma origem.

Outro ponto importante a destacar é que os concretos testados foram produzidos ao longo de três meses, em uma sequência aleatória. O cimento Portland, mesmo armazenado de forma adequada, pode apresentar uma redução em seu desempenho ao longo deste período, refletindo no desempenho dos concretos testados.

Aplicou-se o método estatístico de análise de variância (ANOVA) aos valores médios de resistência à compressão, para o tipo de cura 2, aos três grupos de resistência característica à compressão. Os resultados apresentados na Tabela 25 indicam que há uma diferença significativa entre as médias avaliadas, em nível de 95% de confiança, uma vez que o valor de $F > F_{0,05} (2,9)$. Diante disso, conclui-se que os resultados dos três grupos, de resistência característica à compressão, são distintos entre si.

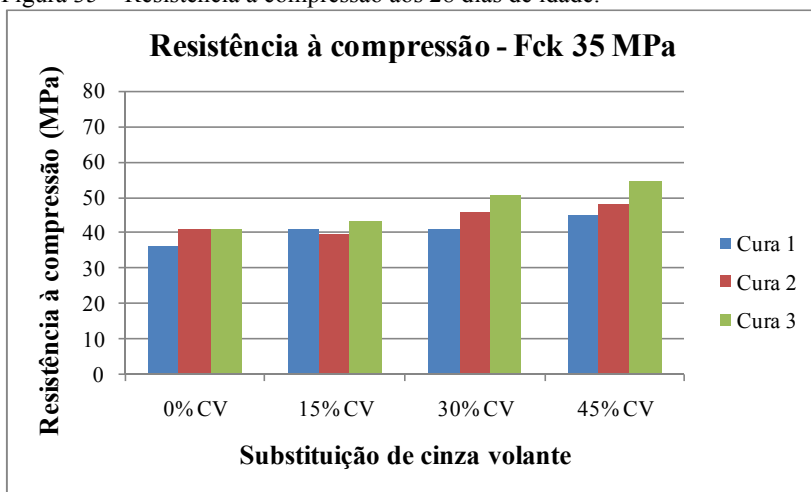
Para a aplicação do teste ANOVA, alguns requisitos foram previamente analisados. A condição de normalidade dos resíduos, em relação à média de cada grupo, foi verificada pelo teste de Kolmogorov-Smirnov e atendida. Constatou-se que a distribuição dos resíduos em relação a cada média é uniforme aplicando-se o teste de Bartlett.

Tabela 25 – Teste ANOVA valores médios de resistência para o tipo de cura 2.

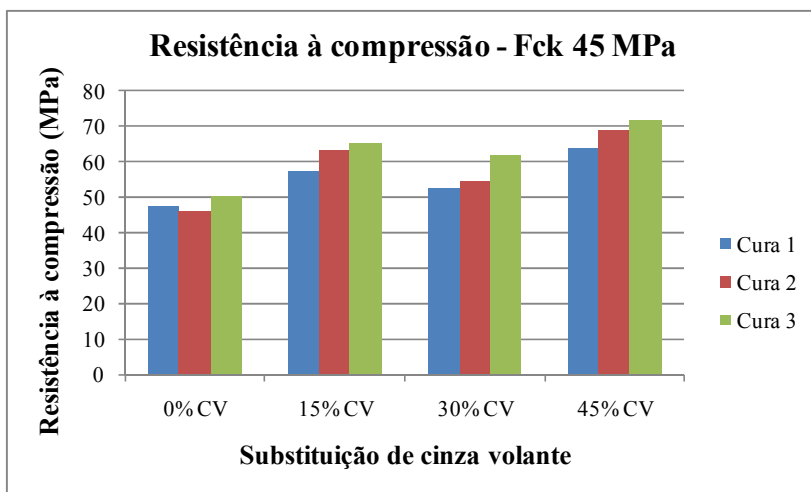
Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Médias quadradas	F	$F_{0,05} (2,9)$
835,54	2	417,77	9,08	4,26
414,03	9	46,00		

Observando os resultados obtidos, expostos na Tabela 24, percebem-se dois comportamentos distintos no que diz respeito ao desenvolvimento da resistência à compressão, para o procedimento de cura aplicado. Tomando-se como referência o concreto curado a uma temperatura de 23 ± 2 °C (cura 2), nota-se que o concreto que passou por uma elevação de temperatura na sua idade inicial (cura 1), acima de 60 °C, atingiu menores valores de resistência aos 28 dias de idade, ao passo que os concretos que foram curados a uma temperatura de 38 ± 2 °C (cura 3) atingiram valores maiores de resistência que o concreto de referência. Esse comportamento pode ser visualizado através dos gráficos da Figura 35.

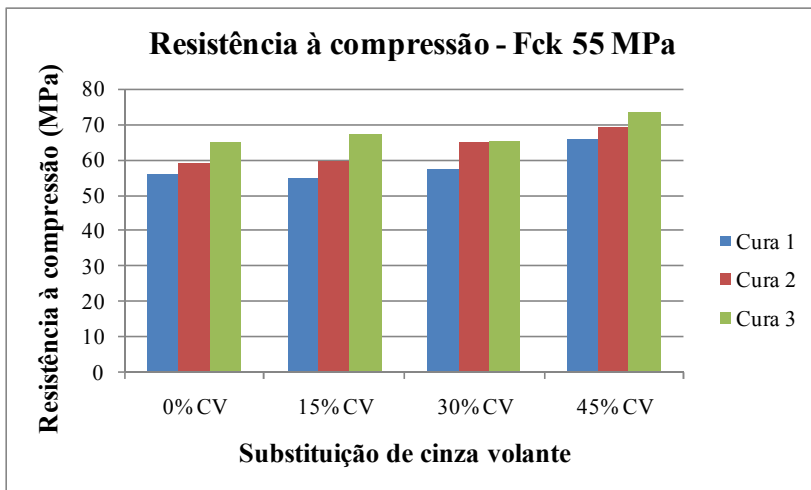
Figura 35 – Resistência à compressão aos 28 dias de idade.



a) Resistência característica de 35 MPa.



b) Resistência característica de 45 MPa.



c) Resistência característica de 55 MPa.

Na literatura, há consenso de que a variação de temperatura de cura influencia diretamente o valor da resistência à compressão. Entretanto, há divergências entre os patamares de temperatura e seus efeitos para a idade de 28 dias. Para Mehta e Monteiro (1994), em uma faixa de temperatura compreendida entre 4 °C a 46 °C, quanto maior a temperatura, maior o ganho de resistência aos 28 dias, e temperaturas acima deste intervalo passam a prejudicar o desenvolvimento da resistência à compressão. Contudo, Neville (1997) expõe que os maiores valores de resistência à compressão, aos 28 dias de idade, são obtidos no intervalo de temperatura de cura entre 4 °C e 23 °C e que no intervalo entre 32 °C e 49 °C já apresenta um prejuízo para a resistência do concreto.

Comportamento similar ao obtido neste trabalho foi observado por Paya *et al.* (2000), ao pesquisar argamassas com substituições de cimento Portland por cinza volante, e Deschener *et al.* (2013), ao estudar pastas de cimento Portland contendo cinza volante. Ambos observaram uma correlação positiva entre as temperaturas de cura e a resistência à compressão aos 28 dias de idade, no intervalo entre 20 °C e 40 °C. Entretanto, para temperaturas maiores, esse comportamento se inverte, ou seja, o acréscimo de temperatura afetou negativamente o valor de resistência à compressão, encontrando os menores valores na máxima temperatura ensaiada (80 °C).

O programa experimental para o ensaio de resistência à compressão previu a realização deste ensaio apenas na idade de 28 dias, para todas as misturas de concreto. Contudo, no decorrer da realização dos experimentos de elevação de temperatura e de resistência à compressão, surgiu interesse em verificar o comportamento da resistência à compressão em idades iniciais. A quantidade de amostras ficou limitada a duas, em função da quantidade de materiais disponíveis. A idade de seis dias foi determinada em função da logística dos procedimentos, sendo a idade mais cedo possível.

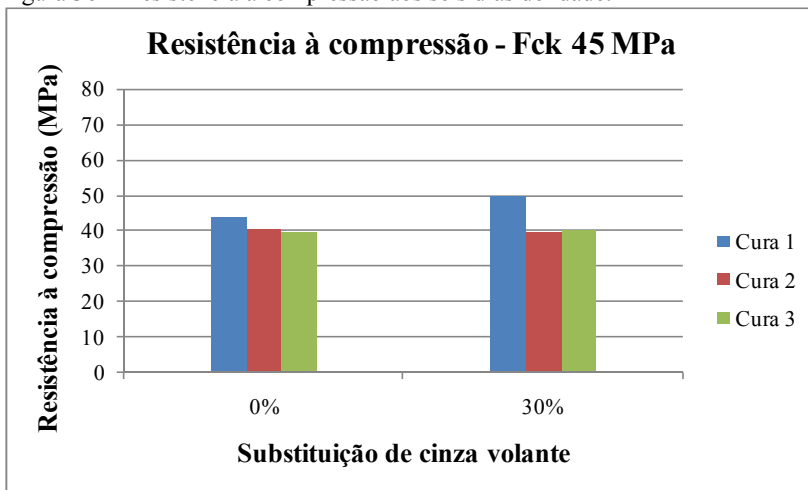
Os resultados do ensaio de resistência à compressão aos seis dias de idade, para duas misturas CV0-45 e CV30-45, que foram submetidas aos mesmos procedimentos de cura descritos anteriormente, estão apresentados na Tabela 26 e na Figura 36. Nota-se que os concretos que foram submetidos à cura 1, com elevação de temperatura acima de 60 °C, apresentaram aumento significativo no valor da resistência à compressão em comparação aos demais concretos curados a temperaturas menores.

O aumento da temperatura acelera as reações iniciais de hidratação do cimento, o que justifica o acréscimo de resistência para a idade de seis dias, embora o grau de hidratação e o desenvolvimento de resistência mecânica, em geral, sejam reduzidos nas idades mais avançadas, o que foi observado nas amostras ensaiadas aos 28 dias de idade.

Tabela 26 – Resistência à compressão aos seis dias de idade.

Cinza volante	Fck 45 MPa		
	Cura 1	Cura 2	Cura 3
0%	43,7	40,4	39,6
30%	49,3	39,5	39,7
Média	46,5	40,0	39,7

Figura 36 – Resistência à compressão aos seis dias de idade.



O acréscimo no valor da resistência à compressão se mostrou mais significativo na mistura com substituição de cimento por cinza volante. Tomando-se o tipo de cura 2 como referência, o acréscimo no valor da resistência para o tipo de cura 1 foi de 24,8%, para mistura com 30% de cinza volante, contra 8,2% na mistura com 0% de cinza volante (referência). Ao que tudo indica, parte desse ganho tem a ver com a aceleração da reação pozolânica da cinza volante, devido à elevada temperatura a que a mistura de concreto foi submetida.

Conforme já exposto na revisão bibliográfica, o aumento na temperatura de cura aumenta a taxa de hidratação do cimento Portland, o que justifica o aumento na resistência à compressão, observado na idade de seis dias. Porém, essa situação influencia nas características e posicionamento dos produtos provenientes da hidratação do cimento, contribuindo para a formação de uma estrutura mais porosa e menos uniforme, e isso resulta em uma menor resistência à compressão em idades mais avançadas, como os valores obtidos aos 28 dias para os concretos testados.

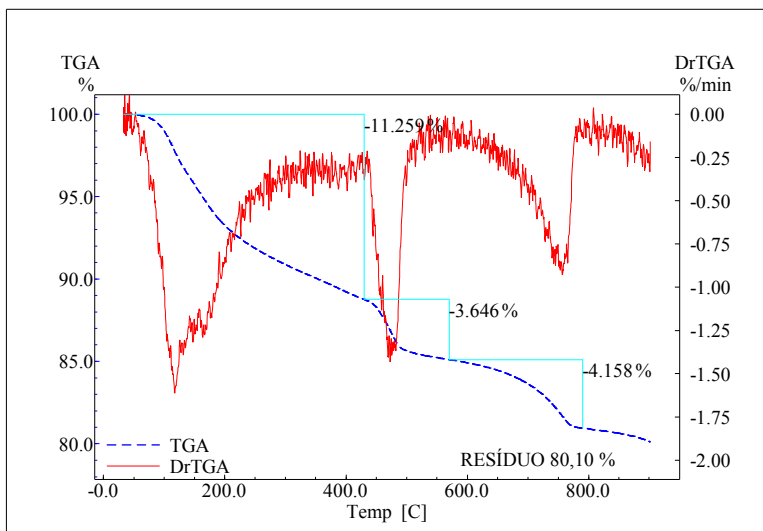
5.6 Análise termogravimétrica

A influência da substituição de cimento Portland por cinza volante no consumo de hidróxido de cálcio foi analisada por meio da

técnica de termogravimetria em pastas de cimento, todas ensaiadas com idade de 28 dias.

Todas as curvas termogravimétricas (TGA) e termogravimétricas derivadas (DrTGA) estão apresentadas no Apêndice A. Com o objetivo de ilustrar as discussões realizadas, a Figura 37 apresenta as curvas TGA e DrTGA para a pasta com Fck 45 MPa e substituição de cimento por cinza volante de 15%.

Figura 37 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-45.



Observando a curva DrTGA da Figura 37, pode-se verificar a presença de três picos distintos, o que permitiu identificar as três reações principais ocorridas durante o aquecimento da amostra para três faixas de temperatura. O primeiro pico é atribuído à evaporação da água livre e à decomposição dos hidratos (C-S-H, aluminatos, entre outros); o segundo é devido ao desprendimento da água do hidróxido de cálcio, resultando em sua desintegração; no último pico ocorre a volatilização do anidrido carbônico do carbonato de cálcio.

A Tabela 27 apresenta as perdas de massa de água livre, água combinada com hidratos, hidróxido de cálcio e carbonato de cálcio para cada mistura produzida, obtidos através das curvas DrTGA. Os procedimentos de cálculo estão expostos no Apêndice B.

Tabela 27 – Perda de massa das pastas por termogravimetria.

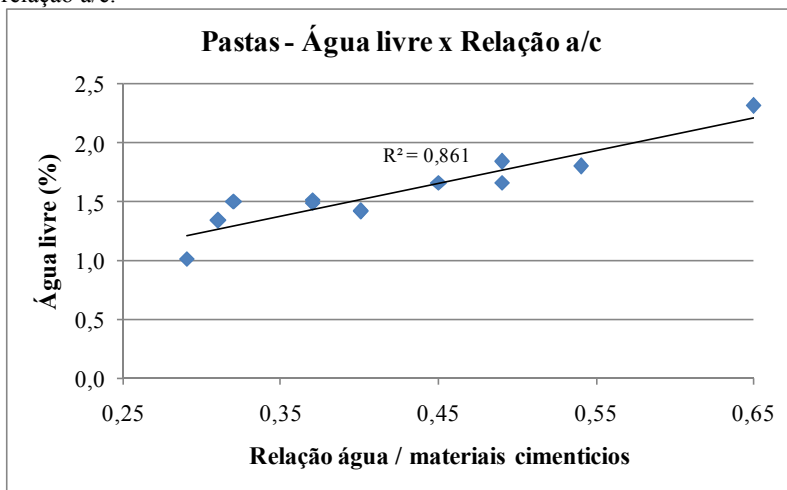
Amostra	Perda de massa (%)						
	Água			Hidróxido de Cálcio		Carbonato de Cálcio	
	Livre	Hidratos	Total	H ₂ O	Ca(OH) ₂	CO ₂	CaCO ₃
CV0-35	2,31	12,70	15,01	5,02	20,62	7,32	16,63
CV15-35	1,80	11,19	12,99	4,11	16,89	6,42	14,57
CV30-35	1,66	11,06	12,72	3,86	15,87	5,83	13,24
CV45-35	1,42	10,11	11,53	3,18	13,08	4,49	10,19
CV0-45	1,84	14,24	16,08	5,40	22,21	6,14	13,95
CV15-45	1,66	12,40	14,06	4,55	18,71	5,19	11,78
CV30-45	1,42	11,50	12,92	3,66	15,06	5,07	11,51
CV45-45	1,34	10,89	12,23	3,33	13,67	4,88	11,07
CV0-55	1,52	13,92	15,44	5,01	20,57	4,38	9,95
CV15-55	1,49	12,70	14,19	4,38	18,00	4,45	10,10
CV30-55	1,51	11,96	13,47	3,69	15,18	4,99	11,32
CV45-55	1,01	3,96	4,97	0,96	3,93	4,55	10,33

A água livre é aquela que se encontra depositada nos grandes vazios capilares da pasta endurecida, com diâmetros maiores que 0,05 μm , e sua remoção não proporciona qualquer alteração de volume (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Comparando-se os valores das porcentagens de perda de massa de água livre, expostos na Tabela 27, com a respectiva relação água/materiais cimentícios da mistura, observa-se, de acordo com gráfico da Figura 38, que, à medida que o valor da relação água/materiais cimentícios aumenta, há um incremento no valor da massa de água livre.

De acordo com Neville (1997), para que ocorra a hidratação completa do cimento, sem que haja a formação de poros capilares, é necessária uma relação água/cimento entre 0,36 a 0,38. Se a relação água/cimento for maior que 0,38 em massa todo o cimento pode se hidratar, mas estarão presentes também poros capilares. Alguns capilares podem conter o excedente de água da mistura. Porém, Metha e Monteiro (1994) enfatizam que uma pasta de cimento com relação água/cimento 0,32 não teria porosidade capilar quando o cimento estivesse completamente hidratado.

Figura 38 – Comparação do teor de água livre nas pastas de cimento com a relação a/c.



Para a correta análise da perda de massa de água associada aos hidratos formados e do teor de hidróxido de cálcio remanescente, foi necessário corrigir os valores apresentados na Tabela 27 em função da massa total de cimento Portland aplicado na mistura, sendo os valores corrigidos expostos na Tabela 28. Essa correção está associada com a redução do volume total de cimento incorporado às pastas com o incremento da porcentagem de substituição da cinza volante.

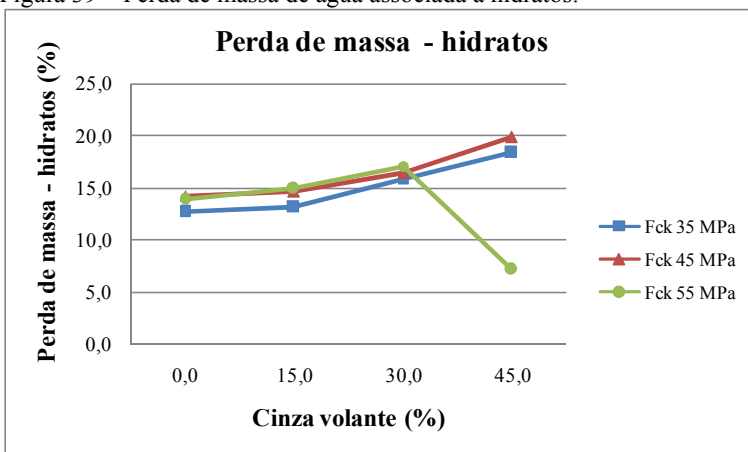
Tabela 28 – Perda de massa em função da massa total de cimento Portland.

Amostra	Perda de massa (%)	
	Hidratos (água)	Ca(OH) ₂
CV0-35	12,70	20,62
CV15-35	13,16	19,87
CV30-35	15,81	22,67
CV45-35	18,38	23,78
CV0-45	14,24	22,21
CV15-45	14,58	22,01
CV30-45	16,42	21,51
CV45-45	19,80	24,85
CV0-55	13,92	20,57
CV15-55	14,94	21,18
CV30-55	17,09	21,69
CV45-55	7,20	7,15

No que se refere à porcentagem de hidratos formados na mistura, percebe-se que o aumento do teor de substituição de cimento Portland por cinza volante acarreta um acréscimo no valor de perda de massa de água associada à formação de hidratos, em comparação à pasta de referência. Esse acréscimo é mais intenso para as porcentagens de substituição de 30% e 45%, conforme visualizado na Figura 39.

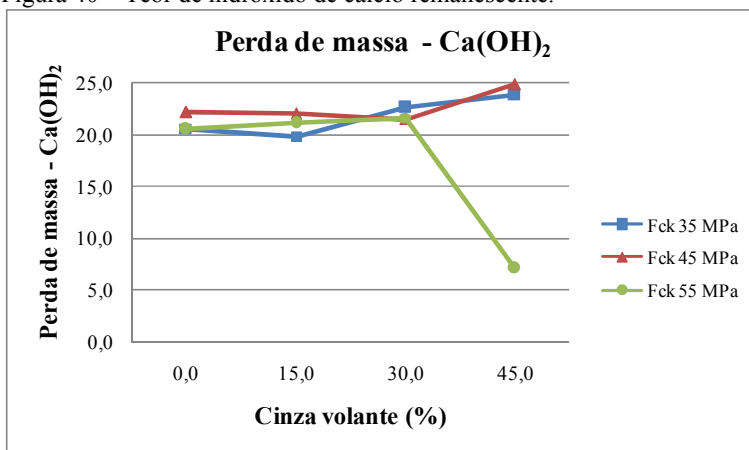
Observa-se, portanto, que o incremento nas taxas de substituição de cimento Portland por cinza volante aumentou o grau de hidratação das pastas testadas, para a idade de 28 dias, em comparação à pasta de referência contendo apenas cimento, uma vez que o grau de hidratação está relacionado com o teor de hidratos formados.

Figura 39 – Perda de massa de água associada a hidratos.



A Figura 40 apresenta o teor de hidróxido de cálcio remanescente das pastas ensaiadas, aos 28 dias de idade. Nota-se que o incremento nas taxas de substituição de cimento por cinza volante não proporcionou alterações significativas do teor de hidróxido de cálcio remanescente. Para alguns pontos, houve um pequeno aumento no teor de hidróxido de cálcio remanescente, que é justificado pelo acréscimo do teor de hidratos formados. Por fim, conclui-se que, para a idade de 28 dias e uma temperatura de cura de 23 °C, a cinza volante estudada apresentou baixo índice de atividade pozolânica.

Figura 40 – Teor de hidróxido de cálcio remanescente.



O efeito químico da atividade pozolânica, verificado pelo consumo de hidróxido de cálcio remanescente nas pastas de cimento aos 28 dias de idade, indicou um baixo grau de reação da cinza volante, possivelmente devido à baixa velocidade da reação pozolânica em baixas temperaturas e das características da cinza volante estudada.

A reação pozolânica é lenta em baixas temperaturas (temperatura ambiente) e, por conseqüência, o consumo de hidróxido de cálcio pode ser baixo nas idades iniciais (METHA e MONTEIRO, 1994). Contudo, é importante destacar que a taxa de reação pozolânica aumenta significativamente com o aumento da temperatura.

Babu e Rao (1996) verificaram em sua pesquisa que a cinza volante apresentou pequena característica aglomerante nas idades iniciais, ou seja, baixo consumo de hidróxido de cálcio, agindo predominantemente como agregado fino (efeito fíler). Destacam que o tipo de cimento, a utilização de aditivo superplastificante ou outras misturas químicas, as propriedades físicas, como a composição, conteúdo de vidro, etc., influenciam na atividade pozolânica da cinza volante.

Em uma análise conjunta dos resultados obtidos para o teor de água combinada com hidratos e do teor de hidróxido de cálcio, percebe-se que o acréscimo na porcentagem de substituição de cimento Portland por cinza volante melhorou o grau de hidratação das pastas, constatado pelo aumento na formação dos hidratos. Entretanto, não houve redução significativa do teor de hidróxido de cálcio remanescente.

O grau de hidratação das pastas, portanto, foi melhorado, não pela reação pozolânica da cinza volante, e sim, possivelmente, pelo efeito físico da aplicação da cinza volante, que proporciona alterações na cinética de hidratação do cimento. De acordo com Filho (2008), a cinza volante pode funcionar como ponto preferencial de nucleação na formação dos compostos hidratados, contribuindo para a aceleração da hidratação do cimento.

Outro fator importante a se destacar é o efeito da diluição que ocorre devido à substituição parcial de cimento Portland por cinza volante nas pastas de cimento. Esse efeito contribui diretamente para a obtenção de maior grau de hidratação do cimento, resultando em maior formação de hidratos. Narmluk e Nawa (2011) explicam que, à medida que se aumenta a taxa de incorporação de cinza volante em substituição parcial ao cimento, aumenta a relação efetiva água/cimento e, como consequência, ocorre uma melhora no grau de hidratação das pastas de cimento.

É importante observar que a pasta CV45-55 apresenta um teor de hidróxido de cálcio remanescente fora do padrão encontrado nas demais amostras ensaiadas. Ao que tudo indica, o baixo teor de hidróxido de cálcio obtido está relacionado ao baixo grau de hidratação dessa pasta. Pode ser observado, na Tabela 28, que o valor da perda de massa de água associada aos hidratos foi de 7,20% para a pasta CV45-55, enquanto que para as demais este valor oscilou entre 12,70% e 19,80%.

A dosagem dessas pastas seguiu a proporção de dosagem dos concretos produzidos para o ensaio de elevação de temperatura e resistência à compressão. Com isso, pode-se concluir que o alto consumo de aditivo polifuncional pode ter contribuído para o baixo grau de hidratação observado na pasta CV45-55, aos 28 dias de idade, sendo que a influência deste fator já foi discutida no item 5.4.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões gerais deste trabalho, sendo complementadas com sugestões para futuras pesquisas que venham aprimorar o estudo sobre a influência da cinza volante na elevação de temperatura de peças com grande volume de concretagem.

As conclusões apresentadas dizem respeito aos resultados obtidos no programa experimental desenvolvido, principalmente para as características do tipo de cinza volante utilizada, uma vez que a distribuição granulométrica da cinza volante, além de outras características, apresenta variações de valores, dependendo de sua origem, o que proporciona diferenças no seu desempenho no que tange às suas propriedades físicas, químicas e mecânicas.

6.1 Conclusões

A cinza volante, quando utilizada em substituição parcial ao cimento Portland para a produção de concretos submetidos ao processo de elevação de temperatura que acontece no interior de grandes peças de concreto armado, independente da taxa de substituição utilizada, não proporcionou alteração significativa no coeficiente de elevação adiabática de temperatura. A taxa de geração de calor do aglomerante composto por cimento Portland e cinza volante foi praticamente idêntica a do cimento puro, para diversos consumos de aglomerante por metro cúbico de concreto, em diversos níveis de substituição. Por isso, não houve redução no valor do gradiente de elevação de temperatura.

O acréscimo da taxa de substituição de cimento Portland por cinza volante gerou um atraso no início da elevação de temperatura do concreto, chegando a retardar seu início em 18 horas para a substituição de 45% de cinza volante, em comparação à mistura sem cinza volante. Com isso, conclui-se que a aplicação de cinza volante, a grandes taxas de substituição, proporcionou retardos significativos no início de pega e de endurecimento da mistura de concreto.

A resistência à compressão do concreto, aos 28 dias de idade, quando submetido a elevadas temperaturas nas idades iniciais, acima de 40 °C, apresentou desempenho inferior em comparação aos concretos curados em temperatura constante de 23 °C. Outro ponto importante observado é que temperaturas de cura da ordem de 40 °C podem trazer benefícios, melhorando a resistência à compressão do concreto.

A cinza volante utilizada apresentou boa reatividade quando avaliada por ensaios cuja metodologia utiliza temperaturas elevadas para

acelerar as reações pozolânicas, como no ensaio de Chapelle modificado. Portanto, a elevação de temperatura que ocorre no interior de grandes blocos de fundação acelera as reações pozolânicas da cinza volante.

Para a idade de 28 dias e temperatura de cura de 23 °C, a cinza volante não apresentou reatividade significativa, conforme constatado pelo ensaio de termogravimetria em pastas de cimento. O fato de o teor de hidróxido de cálcio ter permanecido praticamente constante com o aumento do teor de cinza volante nas misturas pode indicar, contudo, que a cinza volante tenha trabalhado como pontos de nucleação da hidratação dos silicatos de cálcio do clínquer, e que o teor adicional de hidróxido de cálcio formado pode ter sido consumido na reação pozolânica. De qualquer maneira, pode-se concluir que o uso da cinza volante foi benéfico à resistência do concreto curado a 23 °C, pois, para a mesma resistência característica, a relação água/cimento aumentou com o aumento do teor de adição empregado.

Para a dosagem do concreto, a característica de resistência à compressão se mostrou a mais relevante, por que influencia diretamente no consumo de aglomerante, composto por cimento Portland e cinza volante que, por sua vez, determina o gradiente de elevação de temperatura. Portanto, durante o dimensionamento do projeto estrutural, deve-se buscar pelo menor valor de resistência que atenda às premissas de projeto. E o mais importante: a dosagem desse concreto deve utilizar o menor consumo de aglomerante possível.

O pico de temperatura que o concreto atinge no interior da peça concretada é outro fator importante que deve ser considerado durante sua dosagem, pois até a temperatura da ordem de 40 °C há um ganho de resistência para a idade de 28 dias. Acima dessa temperatura, há uma perda significativa. A redução no valor do pico de temperatura atingido é obtida pela redução no consumo do material cimentício, reduzindo o gradiente de elevação de temperatura, e pela redução da temperatura de lançamento do concreto.

Apesar de a cinza volante não reduzir o coeficiente de elevação adiabática de temperatura, sua utilização em taxas moderadas de substituição, entre 15% e 30%, traz benefícios, pois, para este nível de substituição, apresenta pouca influência na resistência à compressão aos 28 dias de idade. De acordo com a literatura consultada, misturas de concreto contendo cinza volante apresentam ganho significativo de resistência em idades mais avançadas, entre 56 e 91 dias. Além disso, deve-se destacar que o uso de cinza volante, em substituição parcial ao cimento Portland, dificulta a formação de etringita tardia em concretos

expostos a elevadas temperaturas em seu período de cura. Contudo, esses aspectos não foram abordados nesta pesquisa.

A utilização de cinza volante não apresentou vantagens econômicas para os concretos com baixo fck, tornando o custo de produção por metro cúbico mais elevado. Contudo, com o aumento de fck, essa vantagem foi aumentando. Deve-se salientar que tal tendência foi verificada para uma curva de dosagem para resistências características, aos 28 dias de idade, sem considerar o ganho de resistência que a cinza volante proporciona em idades mais avançadas.

O estudo da elevação de temperatura durante o processo de dosagem se mostrou importante para concretos aplicados em blocos de fundação com grandes dimensões, visando obter os coeficientes de elevação adiabática de temperatura e, com isso, determinar os picos máximos de temperatura, fornecendo parâmetros que devem ser observados na especificação do traço mais adequado.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Ao final deste trabalho, verificou-se que alguns estudos podem complementar esta pesquisa e contribuir para o melhor entendimento da influência da cinza volante sobre a elevação de temperatura, sendo estes citados a seguir:

Efetuar a comparação dos efeitos da influência de cinzas volantes, de diferentes granulometrias e diversas origens (diferentes usinas termoelétricas), na elevação de temperatura de concretos em condições adiabáticas.

Aplicar a metodologia desenvolvida nesta pesquisa para analisar o comportamento de outros materiais, utilizados como substitutos parciais do cimento, como a cinza de casca de arroz, cinza pesada e a escória de alto-forno.

Analisar o efeito de diversas taxas de temperaturas, 40 °C a 80 °C, aplicadas nas idades iniciais sobre a resistência à compressão em idades mais avançadas, como 56 dias, 91 dias e 180 dias, em concretos com a utilização de substituições de cimento Portland por cinza volante.

Acompanhar o processo de hidratação do cimento Portland e o desenvolvimento da reação pozolânica da cinza volante, desde as primeiras horas após a mistura, até a idade de 28 dias, submetidas a elevadas temperaturas nas idades iniciais (acima de 60 °C), por meio de ensaios de termogravimetria.

7 REFERÊNCIAS

ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica. **Prêmio ABCEM 2003 – Categoria Pontes e Viadutos: Ponte Juscelino Kubistchek**. Revista Metálica Edição 60. Junho, 2003.

AITCIN, P. C.; JOLICOEUR, C.; MACGREGOR, J. G. **Superplasticizers: how they work and why they occasionally don't**. Concrete International. v. 16, n. 5 p. 45-52, 1994.

ALARCON-RUIZ, L., PLATRET, G., MASSIEU, E. e EHRLACHER, A., **The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste**. Cement and Concrete Research, n. 35, p. 609-613, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.4-93: **Cooling and Insulating Systems**. Farmington Hills, Mich., 1996.

_____. ACI 16R-00: **Cement and Concrete Terminology**. Farmington Hills, Mich., 2000.

_____. ACI 122R-02: **Guide to Thermal Properties of Concrete and Masonry Systems**. Detroit, 2002.

_____. ACI 318R-05: **Building Code Requirements for Structural Concrete**. Detroit, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C150 /C150 M -12: **Standard Specification for Portland Cement**. Philadelphia, 2012.

ANDRADE, W. P., e Equipe do Laboratório de Concreto de FURNAS. **Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo – Ensaios e propriedades**. 1ª ed., São Paulo: PINI, 1997.

ARAÚJO, J. M. **Tensões térmicas em blocos de concreto armado**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.22, p.1-14, 2013.

ARNAUD, I. R. L. **Patologia prematura de blocos de fundação de edificação residencial de múltiplos pavimentos em ambiente urbano.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 43: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **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 65: Cimento Portland - Determinação do tempo de pega.** Rio de Janeiro, 2003.

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

_____. **NBR NM 76: Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine).** Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 5.732: Cimento Portland comum.** Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5.733: Cimento Portland de alta resistência inicial.** Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5.735: Cimento Portland de Alto-Forno. Especificação.** Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 5.736: **Cimento Portland pozolânico**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 5.737: **Cimento Portland resistentes a sulfatos**. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 5.738: **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 5.751: **Materiais pozolânicos – Determinação da atividade pozolânica- Índice de atividade pozolânica com cal - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 5.752: **Materiais pozolânicos – Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 6.118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 7.211: **Agregados para concreto – Especificação**. Rio de Janeiro, 2009.

_____. NBR 7.212: **Execução de concreto dosado em central – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 7.215: **Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro, 1996.

_____. NBR 8.809: **Determinação do calor de hidratação a partir do calor de dissolução - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 9.831: **Cimento Portland destinado à cimentação de poços petrolíferos – Requisitos e método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2008.

_____. NBR 11.578: **Cimento Portland composto - Especificação**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 11.579: **Cimento Portland - Determinação do índice de finura por meio da peneira # 75 mm (nº 200)**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 11.768: **Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2011.

_____. NBR 12.006: **Cimento - Determinação do calor de hidratação pelo método de garrafa de Langavant - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1990.

_____. NBR 12.653: **Materiais pozolânicos – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 12.655: **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 12.817: **Concreto endurecido – Determinação do calor específico – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 12.818: **Concreto – Determinação da difusividade térmica – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 12.819: **Concreto e argamassa – Determinação da elevação adiabática da temperatura – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 12.820: **Concreto endurecido – Determinação da condutividade térmica – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 12.989: **Cimento Portland branco – Especificação**. Rio de Janeiro, 1993.

_____. NBR 13.116: **Cimento Portland de baixo calor de hidratação – Especificação**. Rio de Janeiro, 1993.

_____. NBR 15.895: **Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chappelle modificado**. Rio de Janeiro, 2010.

ATIS, C. D. **Heat evolution of high-volume fly ash concrete**. Cement and Concrete Research, n. 32, p. 751-756, 2002.

AZENHA, M. A. D. **Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica.** Dissertação (Mestrado) – Universidade do Porto, Porto, 2004.

BABU, K. G.; RAO, G. D. N. **Efficiency of fly ash in concrete with age.** Cement and Concrete Research, n. 26, p. 465-474, 1996.

BIERNACKI, J. J.; WILLIAMS, P. J.; STUTZMAN, P. E. **Kinetics of reaction of calcium hydroxide and fly ash.** ACI Materials Journals, n. 98, p. 340-349, 2001.

CARVALHO, A. G. **Energia de ativação dos concretos: experimentação e modelagem.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

COELHO, N. A. **Um estudo numérico do efeito térmico em concreto massa.** Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

CONSTRUTORA ODEBRECHT. **Tecnologia de Concreto. Estudos térmicos para concretagem dos blocos de grandes dimensões da 2ª ponte mista sobre o Rio Orinoco.** Rio de Janeiro, 2003.

CORDEIRO, G. C.; FILHO, R. D. T.; FAIRBAIRN, E. M. R. **Influência da substituição parcial de cimento por cinza ultrafina da casca de arroz com elevado teor de carbono nas propriedades do concreto.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, n. 4, p. 99-107, 2009.

CRUZ, J. M.; FITA, I. C.; SORIANO, L.; PAYÁ, J.; BORRACHERO, M. V. **The use of electrical impedance spectroscopy for monitoring the hydration products of Portland cement mortars with high percentage of pozzolans.** Cement and Concrete Research, n. 50, p. 51-61, 2013.

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.

EQUIPE DE FURNAS. **Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo – Ensaios e propriedades.** 1^a.ed., São Paulo: PINI, 1997.

ERN, T.; HELENE, P. R. L. **Estudo das propriedades térmicas do concreto de média e alta resistência.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP N° 439, São Paulo, 2003.

FARIA, E. F. **Predição da exotermia da reação de hidratação do concreto através de modelo termo-químico e modelo de dados.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

FILHO, H. J. **Sistema cimento, cinza volante e cal hidratada. Mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto.** Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

FURQUIM, P. R. V. **Estudo estatístico de produção de concretos com adições minerais.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

GALVÃO, J. C. A. **Estudo das propriedades dos concretos confeccionados com cimento CP V-ARI e CP II-F32, sob diferentes temperaturas de mistura e métodos de cura.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2003.

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.** IBRACON, 46º Congresso Brasileiro de Concreto, Florianópolis, 2004.

GOBBI, A. **Atividade pozolânica de adições minerais pelas NBR 5751/2012 E NBR 5752/2012: Uma análise crítica a partir de métodos complementares.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 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.

HEWLET, P.C. **Lea's Chemistry of Cement and Concrete**. 4th ed., London: Butterworth-Heinemann, 2001.

HOBBS, D. W. **Expansion and cracking in concrete associated with delayed ettringite formation**. America Concrete Institute. Michigan, USA, 1999.

INOUE, G. **Medidas preventivas de controle da temperatura que induz fissuração no concreto massa**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP N° 07, São Paulo, 1986.

KANDA, T.; SAKURAMOTO, F.; SUZUKI, K. **Compressive strength of silica fume concrete at higher temperatures**. In: International Conference Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pouzzolans. Istambul: ACI, 1992.

KLEMCZAK, B. A. **Modeling thermal-shrinkage stresses in early age massive concrete structures – Comparative study of basic models**. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2014.

KRISHNAIAH, S.; SINGH, D.N. **Determination of thermal properties of some supplementary cementing materials used in cement and concrete**. Construction and Building Materials, n. 20, p. 193-198, 2006.

LANGAN, B. W.; WENG, K.; WARD, M. A. **Effect of silica fume and fly ash on heat of hydration of Portland cement**. Cement and Concrete Research, n. 32, p. 1045–1051, 2002.

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

MAEKAWA, K.; CHAUBE, R.; KISHI, T. **Modeling of Concrete Performance, Hydration, Microstructure Formation and Mass Transport**. 1st ed., London: E & FN Spon, 1999.

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

MASSAZZA, F. **Pozzolana and pozzolanic cements**. Lea's Chemistry of Cement and Concrete, 4^a ed., p. 471-635, 2003.

MELO, S. K. **Estudo da formação da etringita tardia em concreto por calor de hidratação do cimento**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1^a.ed., São Paulo: PINI, 1994.

MOSTAFA, N. Y.; BROWN P. W. **Heat of hydration of high reactive pozzolans in blended cements: Isothermal conduction calorimetry**. Thermochemica Acta, n. 435, p. 162–167, 2005.

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.

NELSON, E; GUILLOT, D. **Well Cementing**. 2nd ed., Schlumberger, 2006.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2^a ed. São Paulo: PINI, 1997.

NITA, C.; JOHN, V. M. **Materiais pozolânicos: o metacaulin e a sílica ativa**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP N° 451, São Paulo, 2007.

NGUYEN, V. H.; LEKLOU, N.; AUBERT, J. E.; MOUNANGA, P. **The effect of natural pozzolan on delayed ettringite formation of the heat-cured mortars**. Construction and Building Materials, n. 48, p. 479–484, 2013.

NILI, M.; SALEHI, A. M. **Assessing the effectiveness of pozzolans in massive high-strength concrete**. Construction and Building Materials, n. 24, p. 2108–2116, 2010.

ONDOVA, M.; STEVULOVA, N.; ESTOKOVA, A. **The study of the properties of fly ash based concrete composites with various chemical admixtures**. Procedia Engineering, n. 42, p. 1863-1872, 2012.

PATIAS, A. J. **Construção de um calorímetro para medição da eficiência térmica na soldagem.** (Trabalho de conclusão de curso) – Faculdade Horizontina, Horizontina, 2014.

PAVOINE, A.; BRUNETAUD, X.; DIVET, L. **The impact of cement parameters on delayed ettringite formation.** Cement and Concrete Composites, n. 34, p. 521-528, 2012.

PAYA, J.; MONZÓ, J.; BORRACHERO, M. V.; PERIS-MORA, E.; AMAHJOUR, F. **Mechanical treatment of fly ashes Part IV. Strength development of ground fly ash-cement mortars cured at different temperatures.** Cement and Concrete Research, n. 30, p. 543-551, 2000.

RAMACHANDRAN, V.; PAROLI, R.; BEAUDOIN, J.; DELGADO, A. **Handbook of thermal analysis of construction materials.** William Andrew, 2002.

RAMLOCHAN, T.; ZACARIAS, P.; THOMAS, M. D.A.; HOOTON, R. D. **The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature part I: Expansive behavior.** Cement and Concrete Research, n. 33, p. 807–814, 2003.

RAMLOCHAN, T.; THOMAS, M. D.A.; HOOTON, R. D. **The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature part II: Microstructural and microchemical investigations.** Cement and Concrete Research, n. 34, p. 1341–1356, 2004.

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

RÊGO, J. H. S. **Viabilidade técnica da utilização da cinza de casca de arroz (CCA) produzida sem Controle de temperatura como adição mineral ao cimento.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2001.

RODRIGUES, C. S. **Efeito da adição de cinza de casca de arroz no comportamento de compósitos cimentícios reforçados por polpa de bambu.** Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

SALUM, P. L.; GRAEFF, E.; MULLER, G. M.; SCHANKOSKI, R. A.; PRUDÊNCIO JR., L. R. **Estudos prévios para execução de bloco de coroamento de grande volume.** In: Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto. Natal - RN, 2014.

SANTOS, S. **Produção e avaliação do uso de pozolana com baixo teor de carbono obtida da cinza de casca de arroz residual para concreto de alto desempenho.** Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

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

SILVA, M. G. **Cimentos Portland com adições minerais** - in Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais. São Paulo: IBRACON, 2010.

SILVA, N. I. W.; CALAFARGE, L. M.; CHIES, F.; MALLMANN, J. E.; ZWONOK, O. **Caracterização de cinzas volantes para aproveitamento cerâmico.** Cerâmica, n. 296, 1999.

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

TAYLOR, H. F. W.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L. **Delayed ettringite formation.** Cement & Concrete Research, n. 31, p. 683-693, 2001.

THOMAS, M. **Supplementary Cementing Materials in Concrete.** 1st ed., Boca Raton: Taylor e Francis Group, 2013.

THOMAS, M.; FOLLIARD, K.; DRIMALAS, T.; RAMLOCHAN, T. **Diagnosing delayed ettringite formation in concrete structures.** Cement & Concrete Research, n. 38, p. 841-847, 2008.

VERBECK, G. J.; HELMUTH, R. H. **Structure and physical properties of cement paste.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5, 1968, Tokyo. Anais... Tokyo, 1968. p. 1-32.

XUA, Q.; HUB, J.; RUIZA, M.; WANGC, K.; GED, Z. **Isothermal calorimetry tests and modeling of cement hydration parameters.** Thermochimica Acta, n. 499, p. 91–99, 2010.

YOUNG, J. F.; MINDESS, S.; GRAY, R. J.; BENTUR, A. **The Science and technology of Civil Engineering Materials.** 1st ed., New Jersey: Prentice Hall, 1998.

ZENG, Q.; LI, K.; FEN-CHONG, T.; DANGLA, P. **Determination of cement hydration and pozzolanic reaction extents for fly-ash cement pastes.** Construction and Building Materials, n. 27, p. 560–569, 2012.

APÊNDICES

Apêndice A: Curvas termogravimétricas das pastas de cimento e cinza volante.

Figura 41 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-35.

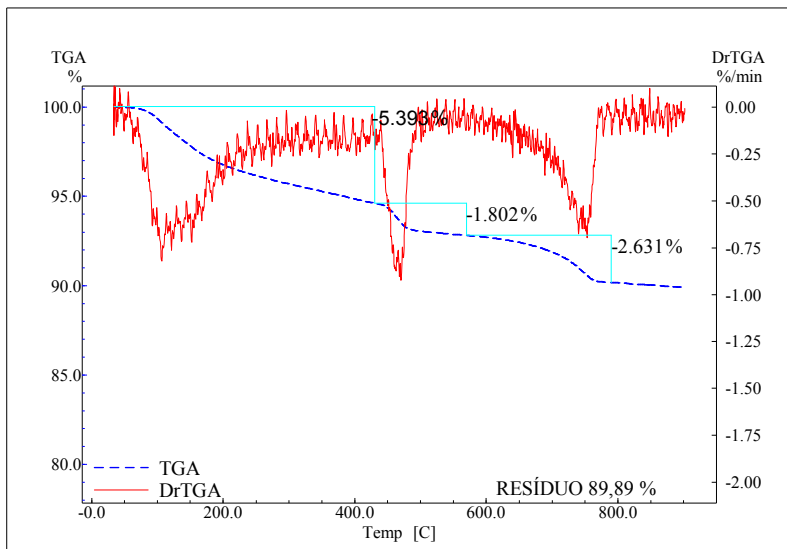


Figura 42 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-35.

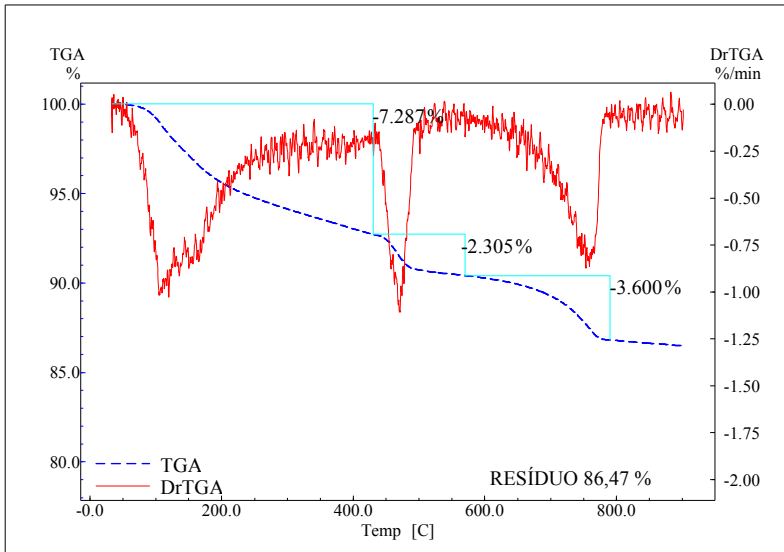


Figura 43 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-35.

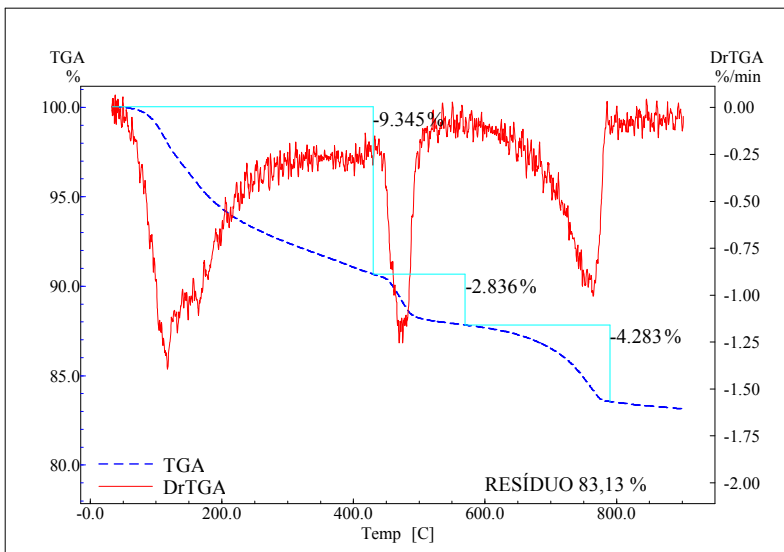


Figura 44 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-35.

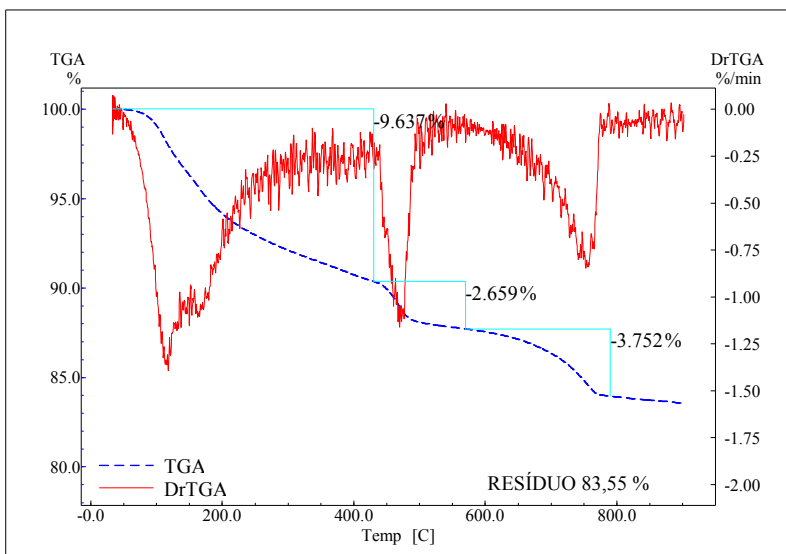


Figura 45 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-45.

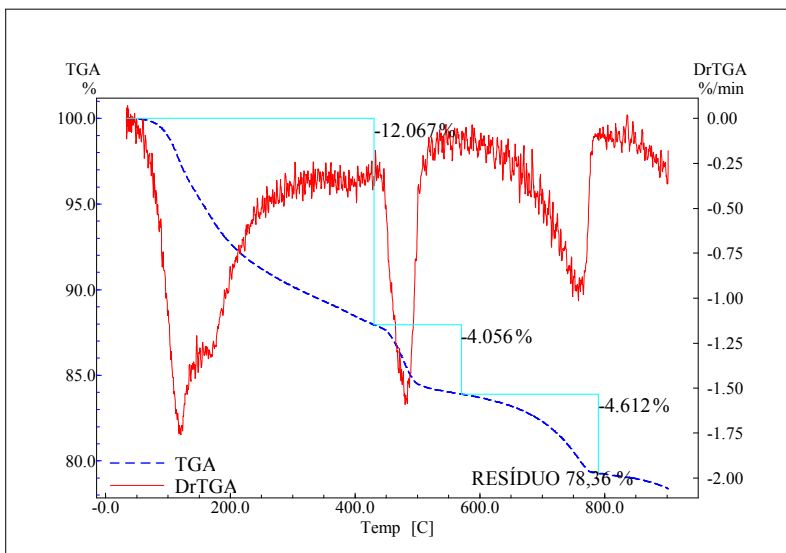


Figura 46 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-45.

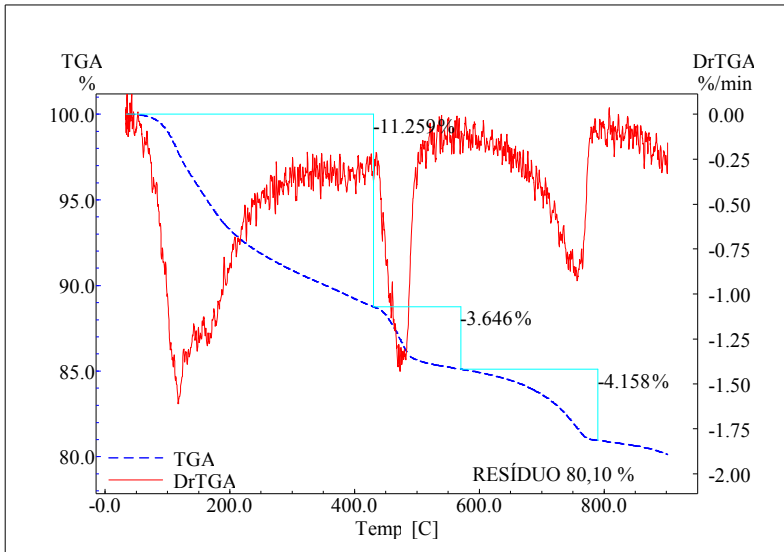


Figura 47 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-45.

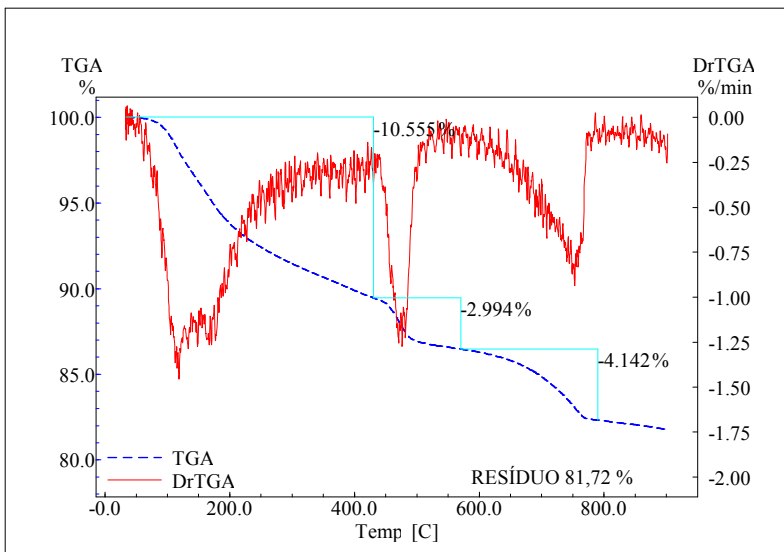


Figura 48 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-45.

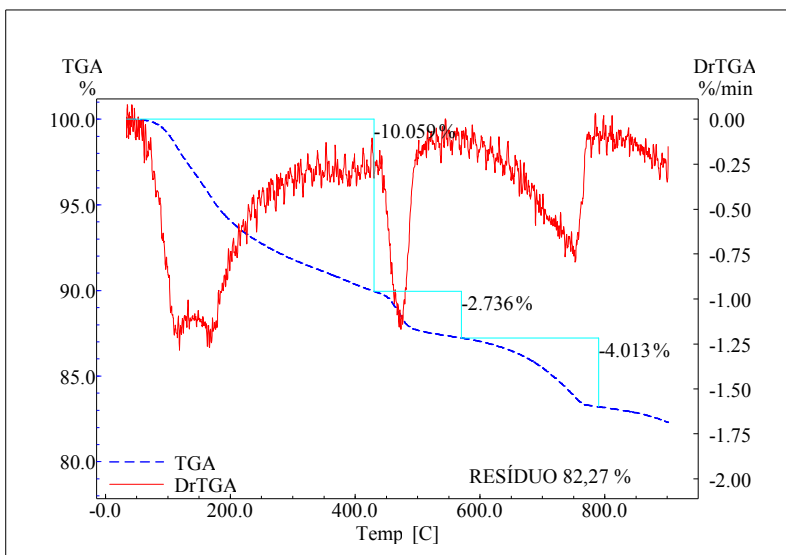


Figura 49 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV0-55.

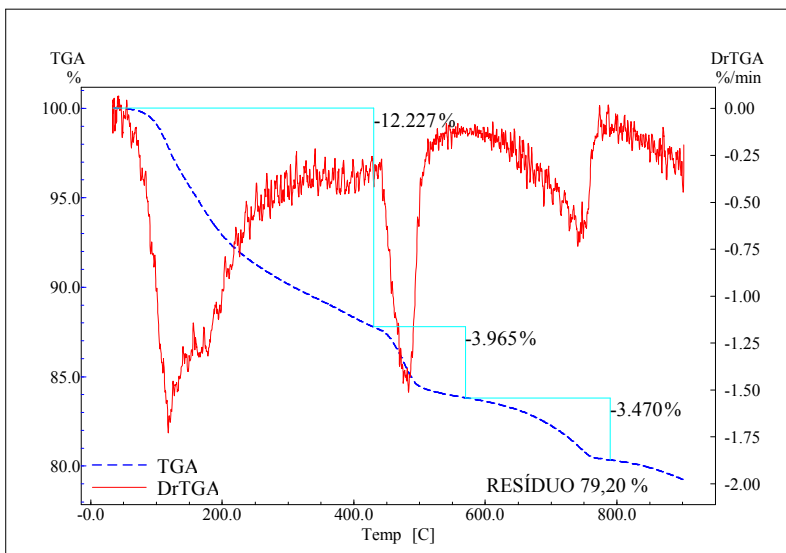


Figura 50 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV15-55.

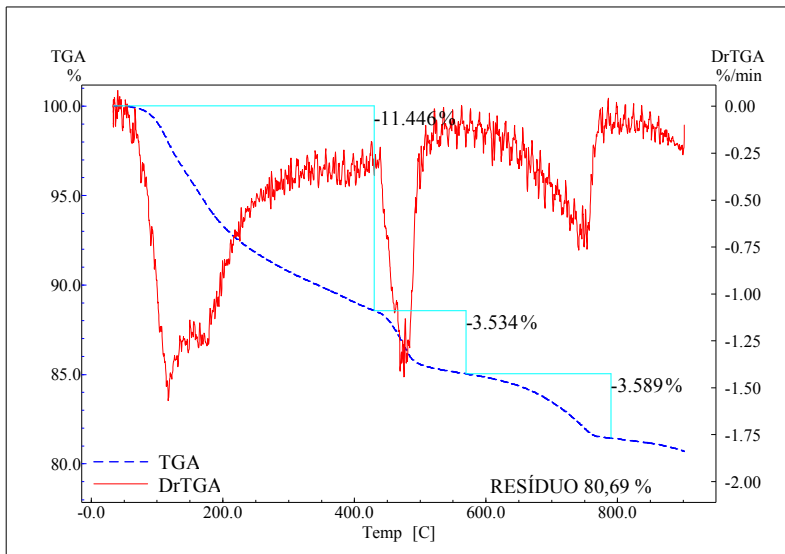


Figura 51 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV30-55.

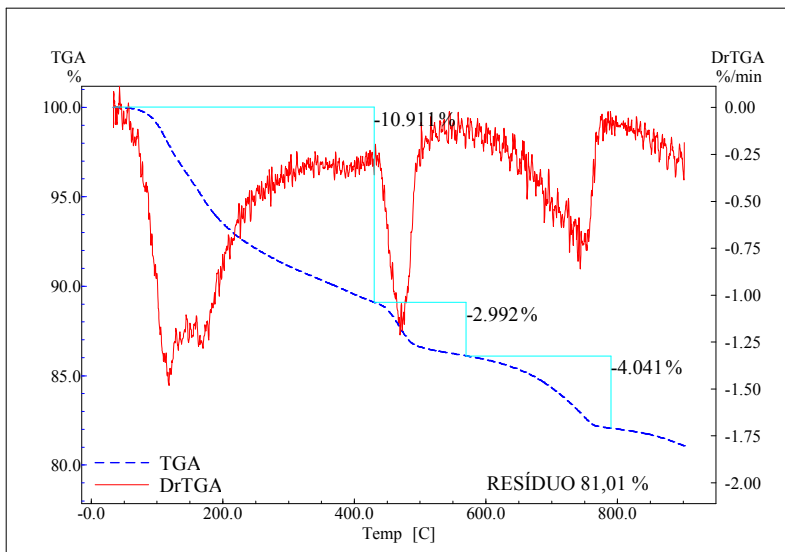
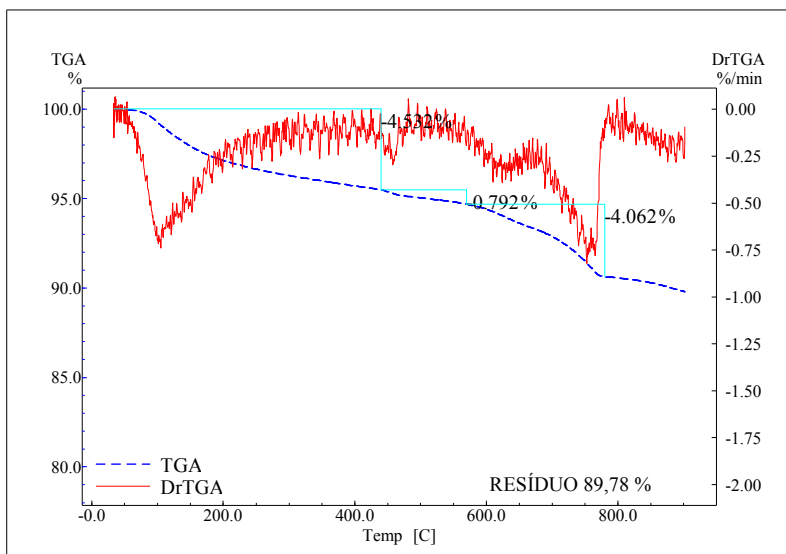


Figura 52 – Curva TGA e DrTGA da pasta CV45-55.



Apêndice B: Termogravimetria das pastas de cimento Portland contendo substituições de cinza volante – procedimentos de cálculo

O teor de hidróxido de cálcio e carbonato de cálcio presentes nas amostras foi calculado de acordo com as Equações 9 e 10, que fornece o fator que relaciona a massa molecular dos elementos envolvidos na reação.

$$\text{Ca(OH)}_2 = \text{H}_2\text{O} \cdot (M_{\text{Ca(OH)}_2} / M_{\text{H}_2\text{O}}) \quad (9)$$

$$\text{CaCO}_3 = \text{CO}_2 \cdot (M_{\text{CaCO}_3} / M_{\text{CO}_2}) \quad (10)$$

Onde:

- Ca(OH)_2 é o teor de hidróxido de cálcio;
- H_2O é a porcentagem de água combinada com Ca(OH)_2 (obtida da curva DrTGA);
- $M_{\text{Ca(OH)}_2}$ é a massa molecular do hidróxido de cálcio (74);
- $M_{\text{H}_2\text{O}}$ é a massa molecular da água (18);
- CaCO_3 é o teor de carbonato de cálcio;
- CO_2 é a porcentagem de gás carbônico combinado com CaCO_3 (obtida da curva DrTGA);
- M_{CaCO_3} é a massa molecular do carbonato de cálcio (100);
- M_{CO_2} é a massa molecular do dióxido de carbono (44).

A realização do ensaio de termogravimetria com massa de amostra constante resulta em diferentes teores de voláteis e de massa residual após o aquecimento até a temperatura final de ensaio. Portanto, para a comparação dos resultados termogravimétricos, é preciso efetuar a correção das perdas de massa para base de não voláteis, de acordo com o fator de correção obtido através da Equação 11.

$$FC = 100 / M_{\text{residual}} \quad (11)$$

Onde:

- FC é o fator de correção para base de não voláteis;
- M_{residual} é a massa residual após a perda de massa devido ao aquecimento (900 °C).

A Tabela 29 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. As perdas de massa ocorreram nas seguintes faixas de temperatura: água livre, de 0 °C a 105 °C; água combinada com hidratos, de 105 °C a 430 °C; desprendimento de água do hidróxido de cálcio, de 430 °C a 570 °C; volatilização do anidro carbônico do carbonato de cálcio, de 570 °C a 790 °C.

Tabela 29 – Perda de massa das pastas aos 28 dias de idade - termogravimetria.

Amostra	Perda de massa (%)							Resíduo (%)	Fator de correção
	Água			Hidróxido de Cálcio		Carbonato de Cálcio			
	Livre	Hidratos	Total	H ₂ O	Ca(OH) ₂	CO ₂	CaCO ₃		
CV0-35	0,83	4,56	5,39	1,80	7,41	2,63	5,97	89,89	1,11
CV15-35	1,01	6,28	7,29	2,31	9,47	3,60	8,17	86,47	1,16
CV30-35	1,22	8,13	9,35	2,84	11,66	4,28	9,72	83,13	1,20
CV45-35	1,19	8,45	9,64	2,66	10,93	3,75	8,52	83,55	1,20
CV0-45	1,38	10,69	12,07	4,06	16,67	4,61	10,47	78,36	1,28
CV15-45	1,33	9,93	11,26	3,65	14,99	4,16	9,44	80,10	1,25
CV30-45	1,16	9,40	10,56	2,99	12,31	4,14	9,40	81,72	1,22
CV45-45	1,10	8,96	10,06	2,74	11,24	4,01	9,11	82,27	1,22
CV0-55	1,20	11,03	12,23	3,97	16,30	3,47	7,88	79,20	1,26
CV15-55	1,20	10,25	11,45	3,53	14,52	3,59	8,15	80,69	1,24
CV30-55	1,22	9,69	10,91	2,99	12,30	4,04	9,17	81,01	1,23
CV45-55	0,91	3,55	4,46	0,86	3,53	4,09	9,28	89,78	1,11

Durante a produção de algumas pastas foi necessário adicionar areia natural seca, visando garantir a uniformidade na consistência dessas pastas, uma vez que há grande variação na relação água/materiais cimentícios no traço das pastas ensaiadas. A adição dessa areia influencia diretamente nos valores de massa residual obtidos, uma vez que a maior parte dos elementos constituintes da areia possui ponto de fusão a elevadas temperaturas, bem acima do limite de 900 °C estabelecido para este ensaio. Por isso se faz necessária a correção dos valores de perdas de massa através da Equação 12.

$$FCA = (Mc + Ma) / Mc \quad (12)$$

Onde:

- FCA é o fator de correção de perda de massa devido à adição de areia;
- Mc é a massa de material aglomerante;
- Ma é a massa de areia.

Os resultados corrigidos para a base de não voláteis, bem como o fator de correção para perda de massa devido à adição de areia estão apresentados na Tabela 30. Contudo, na Tabela 31 encontram-se os valores de perda de massa corrigidos para as adições de areia, os quais foram utilizados para interpretação dos resultados.

Tabela 30 – Perdas de massa corrigidas para a base de não voláteis - termogravimetria.

Amostra	Perda de massa (%)							Resíduo (%)	Fator de correção
	Água			Hidróxido de Cálcio		Carbonato de Cálcio			
	Livre	Hidrato	Total	H ₂ O	Ca(OH)	CO ₂	CaCO ₃		
CV0-35	0,92	5,08	6,00	2,00	8,24	2,93	6,64	100,0	2,50
CV15-35	1,17	7,26	8,43	2,67	10,96	4,16	9,45	100,0	1,54
CV30-35	1,47	9,77	11,24	3,41	14,02	5,15	11,70	100,0	1,13
CV45-35	1,42	10,11	11,53	3,18	13,08	4,49	10,19	100,0	1,00
CV0-45	1,76	13,64	15,40	5,18	21,27	5,89	13,36	100,0	1,04
CV15-45	1,66	12,40	14,06	4,55	18,71	5,19	11,78	100,0	1,00
CV30-45	1,42	11,50	12,92	3,66	15,06	5,07	11,51	100,0	1,00
CV45-45	1,34	10,89	12,23	3,33	13,67	4,88	11,07	100,0	1,00
CV0-55	1,52	13,92	15,44	5,01	20,57	4,38	9,95	100,0	1,00
CV15-55	1,49	12,70	14,19	4,38	18,00	4,45	10,10	100,0	1,00
CV30-55	1,51	11,96	13,47	3,69	15,18	4,99	11,32	100,0	1,00
CV45-55	1,01	3,96	4,97	0,96	3,93	4,55	10,33	100,0	1,00

Tabela 31 – Perdas de massa corrigidas para adição de areia - termogravimetria.

Amostra	Perda de massa (%)						
	Água			Hidróxido de Cálcio		Carbonato de Cálcio	
	Livre	Hidratos	Total	H ₂ O	Ca(OH) ₂	CO ₂	CaCO ₃
CV0-35	2,31	12,70	15,01	5,02	20,62	7,32	16,63
CV15-35	1,80	11,19	12,99	4,11	16,89	6,42	14,57
CV30-35	1,66	11,06	12,72	3,86	15,87	5,83	13,24
CV45-35	1,42	10,11	11,53	3,18	13,08	4,49	10,19
CV0-45	1,84	14,24	16,08	5,40	22,21	6,14	13,95
CV15-45	1,66	12,40	14,06	4,55	18,71	5,19	11,78
CV30-45	1,42	11,50	12,92	3,66	15,06	5,07	11,51
CV45-45	1,34	10,89	12,23	3,33	13,67	4,88	11,07
CV0-55	1,52	13,92	15,44	5,01	20,57	4,38	9,95
CV15-55	1,49	12,70	14,19	4,38	18,00	4,45	10,10
CV30-55	1,51	11,96	13,47	3,69	15,18	4,99	11,32
CV45-55	1,01	3,96	4,97	0,96	3,93	4,55	10,33