

**UNIVERSIDADE DO EXTREMO SUL CATARINENSE – UNESC
PRÓ-REITORIA ACADÊMICA – PROACAD
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E
ENGENHARIA DE MATERIAIS – PPGCEM
MESTRADO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS**

CLAUDIO DA SILVA

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA SUBSTITUIÇÃO DO CIMENTO
PORTLAND CP-II-Z32 POR CIMENTO REFRAATÓRIO NAS
PROPRIEDADES RESIDUAIS DO CONCRETO SUBMETIDO A
ALTAS TEMPERATURAS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais – PPGCEM da Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, como requisito à obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Elidio Angioletto.

**CRICIÚMA
2018**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

S586a Silva, Claudio da.

Análise da influência da substituição do cimento Portland CP-II-Z32 por cimento refratário nas propriedades residuais do concreto submetido a altas temperaturas / Claudio da Silva. - 2018.
124 p. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, Criciúma, 2018.

Orientação: Elídio Angioletto.

1. Concreto portland. 2. Edificações - Incêndios e prevenção de incêndio. 3. Materiais refratários. 4. Concreto - Propriedades térmicas. 5. Cimento refratário. - I. Título.

Bibliotecária Elisângela Just Steiner - CRB 14/1576
Biblioteca Central Prof. Eurico Back - UNESC

Cláudio da Silva

Análise da influência da substituição do cimento Portland CP-II-Z32 por cimento refratário nas propriedades residuais do concreto submetido a altas temperaturas.

Esta dissertação foi julgada adequada à obtenção do grau de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais pelo Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais (Área de concentração: Tecnologia de Materiais) da Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC.

Criciúma, SC, 10 de dezembro de 2018.

Banca Examinadora:

Documento assinado digitalmente
 **ADRIANO MICHAEL BERNARDIN**
Data: 04/09/2023 18:58:44-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. Adriano Michael Bernardin
Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC

Documento assinado digitalmente
 **MICHAEL PETERSON**
Data: 20/09/2023 13:49:43-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. Michael Peterson
Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC

Documento assinado digitalmente
 **ALMIR BARROS DA SILVA SANTOS NETO**
Data: 31/08/2023 16:09:48-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto
Universidade Federal de Santa Maria - UFSM

AGRADECIMENTOS

A Deus pela saúde do corpo, mente e espírito.

À minha esposa Giani e meu filho Leonardo, pilares que sustentam a minha existência.

À UNESC pela estrutura e recursos disponibilizados.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Elídio Angioletto, pela ajuda e incentivo.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia dos Materiais – PPGCEM/ UNESC.

Aos demais que de uma forma geral contribuíram para a realização dessa importante etapa em minha vida.

RESUMO

Estruturas de concreto armado são dimensionadas para garantir a estabilidade ao longo de sua vida útil. Cargas permanentes, cargas acidentais, cargas dinâmicas em função do vento e situação de incêndio são previstas pelo profissional habilitado durante a execução do projeto. A NBR ABNT 15200 (2012) estabelece critérios que devem ser atendidos quanto à verificação da segurança das estruturas de concreto armado em situação de incêndio de modo a garantir a fuga de seus usuários bem como, a estabilidade estrutural. Diante desse contexto, esse trabalho apresenta a influência da substituição parcial e integral do cimento CII-Z32 por cimento refratário na composição do concreto, sobre as propriedades residuais após a exposição a diferentes patamares de temperaturas. Para a realização dos ensaios foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, com percentuais de substituição do cimento de 0% (referência), 50% e 100%, submetidos aos patamares de temperaturas de 450 °C e 900 °C. Os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, perda de massa, Ultrassom, Difração de Raio X, Microscopia Eletrônica de Varredura e DSC/TGA. Através dos ensaios foi verificada uma menor redução da resistência mecânica com o aumento da temperatura para as amostras contendo 100 % de cimento refratário e, a reduzida condução de calor para o concreto confeccionado com este material, evidenciando a importância da utilização de materiais refratários na estabilidade de estruturas atingidas por incêndio.

Palavras Chave: Concreto. Cimento Refratário. Altas Temperaturas.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are design to ensure stability over their lifetime. Permanent loads, accidental loads, dynamic loads due to wind and fire situation are foreseen by the qualified professional during the execution of the project. The code NBR ABNT 15200 (2012) establishes criteria that must be met in order to verify the safety of the reinforced concrete structures in a fire situation in order to guarantee the escape of its users as well as, the structural stable. In this context, this work presents the influence of the partial and integral replacement of cement CII-Z32 with refractory cement in the concrete composition, on residual properties after exposure to different temperature levels. In order to carry out the tests, cylindrical specimens of 10 cm diameter by 20 cm high were molded, with percentages of cement replacement of 0% (reference), 50% and 100%, subjected to the temperatures at 450 ° C and 900 ° C. The specimens were submitted to axial compression, tensile strength by diametrical compression, Young's modulus, mass loss, ultrasound, X-ray diffraction, scanning electron microscopy and DSC/TGA. A smaller reduction in mechanical strength was observed with the temperature increase for the samples containing 100% refractory cement and the reduced heat conduction for the concrete made with this material, evidencing the importance of the use of refractory materials in the stability of structures struck by fire.

Keywords: Concrete. Refractory Cement. High temperatures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Triângulo do fogo (a) tetraedro do fogo (b).....	28
Figura 2 – Efeitos de colapsos decorrentes de incêndio.....	31
Figura 3 – Fases principais de um incêndio real	33
Figura 4 – Curvas-padrão de incêndio	34
Figura 5 – Curva temperatura-tempo de um incêndio natural.....	35
Figura 6 – Números de incêndios estruturais no Brasil em 2017.....	36
Figura 7 – Ocorrência de incêndio por estado brasileiro em 2017.....	36
Figura 8 – Incêndio na prefeitura municipal de Criciúma.....	36
Figura 9 – Incêndio no Edifício Joelma	37
Figura 10 – Incêndio no Edifício Andraus	38
Figura 10 – Edifício Address Downtown em chamas	39
Figura 11 – Edifício residencial em Londres em chamas.....	39
Figura 12 – Edifício Wilton Paes de Almeida em chamas	40
Figura 13 – Mecanismos de transferência de calor	41
Figura 14 – Processo físico-químico do concreto submetido a elevadas temperaturas	44
Figura 15 – Variação da coloração e da resistência do concreto com o aumento da temperatura	45
Figura 16 – Comportamento da água do concreto de acordo com a temperatura.....	46
Figura 18 – Relação entre f_c , θ e f_{ck}	51
Figura 19 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura	54
Figura 20 – Calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos	55
Figura 21 – Condutividade térmica de diferentes materiais	56
Figura 22 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.....	57
Figura 23 – Massa específica do concreto de acordo com a temperatura	57
Figura 24 – Composição de cimentos de aluminato de cálcio em comparação com cimentos Portland.....	60
Figura 25 – Corpos de prova no molde (a) e desmoldados (b).....	68
Figura 176 – Cura dos corpos de prova.....	69
Figura 187 – Curva de aquecimento.....	70
Figura 198 – Aquecimento dos corpos de prova em forno.....	71
Figura 29 – Ensaio de compressão axial	72
Figura 3020 – Ensaio de tração por compressão diametral	73
Figura 31 – Ensaio de modulo de elasticidade	74

Figura 32 – Diagrama típico de um equipamento de ultrassom.....	76
Figura 33 – Equipamento de ultrassom.....	78
Figura 34 – Resistência à compressão axial.....	82
Figura 35 – Variação da resistência à compressão axial.....	84
Figura 36 – Gráfico de Pareto para a resistência à compressão axial ...	85
Figura 37 – Superfície de resposta para a resistência à compressão axial	86
Figura 38 – Resistência à tração por compressão diametral	87
Figura 39 – Variação da resistência à tração por compressão diametral	88
Figura 40 – Gráfico de Pareto para a resistência à tração por compressão diametral	89
Figura 41 – Gráfico de médias para a resistência à tração por compressão diametral.....	90
Figura 42 – Módulo de elasticidade	91
Figura 43 – Variação do módulo de elasticidade	92
Figura 44 – Gráfico de Pareto para ao módulo de elasticidade.....	93
Figura 45 – Gráfico de médias para o módulo de elasticidade	94
Figura 46 – Perda de massa.....	95
Figura 47 – Gráfico de Pareto para a perda de massa	97
Figura 48 – Gráfico de médias para a perda de massa.....	97
Figura 49 – Mudança de coloração das amostras de composição 1 (a), 2 (b) e 3 (c), submetidas aos 3 patamares de temperatura.....	98
Figura 50 – Velocidade dos pulsos ultrassônicos.....	100
Figura 51 – DRX da composição 1	101
Figura 52 – DRX da composição 2.....	102
Figura 53 – DRX da composição 3.....	103
Figura 54 - Microscopia da composição 1 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	104
Figura 55 - Microscopia da composição 2 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	105
Figura 56 - Microscopia da composição 3 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	106
Figura 57 - MEV da composição 1 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	108
Figura 58 - MEV da composição 2 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	110
Figura 59 - MEV da composição 3 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)	112
Figura 60 – Análise termogravimétrica (a) e análise calorimétrica (b)	113
Figura 61 – Termopares composição 1	115
Figura 62 – Termopares composição 2	116

Figura 63 – Diferença de temperatura externa e interna	117
APÊNDICE A – Análise térmica da composição 1	131
APÊNDICE B – Análise térmica da composição 2.....	131
APÊNDICE C – Análise térmica da composição 3.....	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pasta de cimento durante o aquecimento.....	47
Tabela 2 – Relação $k_c, \theta = f_c, \theta/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m^3 a 2800 kg/m^3) preparados com agregados predominantemente silicosos	52
Tabela 3 – Condutividade térmica do concreto em função do tipo de agregado	56
Tabela 4 – Difusividade térmica para concretos com diferentes agregados graúdos	59
Tabela 5 – Análise química por FRX do cimento EL-60 GUN, E e N (%).	61
Tabela 6 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-60 GUN, E e N	61
Tabela 7 – Propriedades físicas do cimento EL-60 GUN, E e N	62
Tabela 8 – Análise química por FRX do cimento EL-61 (%)	62
Tabela 9 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-61	62
Tabela 10 – Propriedades físicas do cimento EL-61	63
Tabela 11 – Análise química por FRX do cimento EL-70 GUN, E e N (%).	63
Tabela 12 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-70 GUN, E e N	63
Tabela 13 – Propriedades físicas do cimento EL-70 GUN, E e N	64
Tabela 14 – Caracterização do cimento CII-Z32	66
Tabela 15 – Composição do concreto	67
Tabela 156 – Composição dos corpos de prova	68
Tabela 17 – Quantidade de corpos de prova por composição e temperatura.....	68
Tabela 18 – Programa de aquecimento	70
Tabela 19 – Resistência à compressão axial.....	81
Tabela 20 – ANOVA resistência à compressão	84
Tabela 21 – Resistência à tração por compressão diametral	86
Tabela 22 – ANOVA resistência à tração por compressão diametral ...	89
Tabela 163 – Módulo de elasticidade.....	90
Tabela 24 – ANOVA Módulo de elasticidade	93
Tabela 175 – Perda de massa	95
Tabela 186 – ANOVA Perda de massa	96
Tabela 27 – Velocidade dos pulsos ultrassônicos	99

ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

CAC – Cimento de Aluminato de Cálcio

CP – Cimento Portland

Cps – Corpos de prova

DRX – Difração de Raio X

DSC – Calorimetria Diferencial de Varredura

END – Ensaios não destrutivos

ISB – Instituto Sprinkler Brasil

MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura

NBR – Norma Brasileira

TGA – Termogravimetria

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
2 OBJETIVOS	26
2.1 OBJETIVO GERAL	26
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	26
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
3.1 FOGO	28
3.2 INCÊNDIO	29
3.2.1 Efeitos dos incêndios nas edificações	30
3.2.2 Colapso de elementos estruturais de concreto em situação de incêndio	31
3.2.3 Incêndio real	32
3.2.4 Incêndio padrão	33
3.2.5 Incêndio natural	34
3.2.6 Dados estatísticos de incêndio no Brasil	35
3.2.7 Mecanismos de transferência de calor	40
3.2.7.1 Condução	41
3.2.7.2 Convecção	41
3.2.7.3 Radiação	42
3.4 CONCRETO	42
3.4.1 Concreto em temperaturas elevadas	42
3.4.1.1 Alterações macroestruturais no concreto	43
3.4.1.2 Alterações microestruturais no concreto	43
3.4.1.3 Mudança de coloração	44
3.4.1.4 Efeito da temperatura na pasta de cimento	45
3.4.1.5 Efeito da temperatura no agregado	47
3.4.1.6 <i>Spalling</i> ou lascamento	48
3.4.1.7 Resistência à compressão em temperaturas elevadas	49
3.4.1.8 Resistência à tração em temperaturas elevadas	52
3.4.1.9 Módulo de elasticidade em temperaturas elevadas	53
3.4.2 Propriedades térmicas do concreto	54
3.4.2.1 Calor específico	54
3.4.2.2 Condutividade térmica	55

3.4.2.3 Massa específica.....	57
3.4.2.4 Difusividade térmica	58
3.4.2.5 Dilatação térmica.....	59
3.5 CIMENTO REFRAATÁRIO.....	59
3.5.1 Cimento refratário EL-60 GUN, E e N	61
3.5.2 Cimento refratário EL-61.....	62
3.5.3 Cimento refratário EL-70 GUN, E e N	63
3.5.4 Concreto com cimento refratário em elevadas temperaturas	64
4 MATERIAIS E MÉTODOS	66
4.1 MATERIAIS	66
4.1.1 Concreto.....	66
4.1.2.1 Composição do concreto	67
4.1.2 Corpos de prova	67
4.2 MÉTODOS.....	68
4.2.1 Cura dos corpos de prova.....	68
4.2.2 Aquecimento dos corpos de prova	69
4.2.3 Resistência à compressão axial	71
4.2.4 Resistência à tração por compressão diametral.....	72
4.2.5 Módulo de elasticidade	74
4.2.6 Perda de massa	75
4.2.7 Velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos.....	75
4.2.8 Difração de Raio X (DRX)	78
4.2.9 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....	79
4.2.10 Análise térmica (TGA-DSC)	80
4.2.11 Comportamento térmico das amostras	80
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL.....	81
5.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	86
5.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE	90
5.4 PERDA DE MASSA.....	94
5.5 MUDANÇA DE COLORAÇÃO	98
5.6 ULTRASSOM.....	98
5.7 DRX	101
5.8 MICROSCOPIA ÓPTICA	103
5.9 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)	107

5.10 DSC/TGA.....	113
5.11 COMPORTAMENTO TÉRMICO	115
5 CONCLUSÕES	119
REFERÊNCIAS	121
APÊNDICES.....	130

1 INTRODUÇÃO

O bom desempenho de estruturas de concreto expostas a altas temperaturas já é conhecido. A natureza e as dimensões dos elementos estruturais estão ligadas diretamente a este fato. Conforme Costa e Silva (2002b), o fato de o concreto ser incombustível, possuir baixa condutividade térmica e não exalar gases tóxicos quando aquecido, o torna vantajoso do ponto de vista da segurança contra incêndio. Porém, o concreto sofre danos na sua capacidade resistente que podem causar perdas significativas. Deste modo, o comportamento do concreto diante de elevadas temperaturas vem se tornando tema do desenvolvimento de diversas pesquisas.

Há uma preocupação crescente com o efeito da alta temperatura no concreto. Estruturas em concreto armado de menor massa e volume tendem a se aquecer mais rapidamente, causando instabilidade e sérios danos como, os lascamentos explosivos e pipocamentos, que causam deslocamentos deixando a armadura exposta à ação da temperatura (COSTA; SILVA, 2002a).

O concreto é reconhecido pela boa capacidade de resistência diante temperaturas de até 350 °C, devido às suas características térmicas, entretanto o efeito da alta temperatura nos elementos de concreto pode causar danos significativos na sua capacidade de resistência e no módulo de elasticidade devido à perda de rigidez, ocasionando um grave problema estrutural (RODRIGUES, 2009).

A ação de altas temperaturas em estruturas de concreto armado pode afetar suas propriedades macro e microestruturais. Nas propriedades macroestruturais destacam-se as deformações excessivas; lascamentos explosivos que, por sua vez, ocasionam a perda da secção resistente; fissuras; redução da resistência à tração e à compressão e; também a redução do módulo de elasticidade do concreto (HARMATHY, 1995; POON, 2001; COSTA; PIGNATTA, 2002; HERTZ, 2003; LIMA, 2005; COSTA; PIGNATA, 2006; RAMOS, 2002 apud SILVA, 2009). As alterações que ocorrem nas propriedades mecânicas do concreto quando exposto a altas temperaturas estão diretamente ligadas com as alterações nas propriedades microestruturais do material (MEHTA; MONTEIRO, 2014; FERNANDES et al., 2017).

A probabilidade de um colapso estrutural em uma edificação de concreto armado em situação de incêndio, apesar de muito pequena não é incomum, resultando em perdas de bens materiais e principalmente vidas humanas. Ao longo dos tempos essa preocupação promoveu um

conceito de segurança contra incêndio e mecanismos associados à sua prevenção ou limitação dos danos causados (COELHO, 2010).

Sendo assim, na concepção de um projeto estrutural devem ser considerados fatores de segurança que visam a preservação da vida e do patrimônio. A Engenharia deve ter como premissa o atendimento à segurança, como também a durabilidade da edificação (COSTA et al., 2016).

Neste sentido, o presente trabalho apresenta a influência sobre as propriedades residuais e microestruturais do concreto confeccionado com substituição parcial e total de cimento Portland CII-Z32 por cimento refratário, verificada em temperatura ambiente e após a exposição às temperaturas de 450 e 900 °C.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo principal deste trabalho é avaliar as propriedades residuais e propriedades microestruturais do concreto, com substituição parcial e total do cimento Portland CII-Z32 por cimento refratário, em temperatura ambiente e após a exposição a altas temperaturas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral foram traçados alguns objetivos específicos:

- Verificar a influência de altas temperaturas na resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, perda de massa e mudança de coloração do concreto;
- Avaliar a influência da temperatura na velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos no concreto e, obter curvas de correlação em diferentes níveis de temperaturas;
- Analisar a microestrutura do concreto por meio de Microscopia Óptica e por meio das técnicas de Difração de Raio X (DRX) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), a fim de determinar as alterações que ocorrem no concreto quando exposto a diferentes temperaturas;
- Obter curvas de correlação das propriedades físico-mecânicas do concreto com os diferentes patamares de temperaturas; e
- Avaliar as propriedades térmicas do concreto por meio da técnica DSC/TGA.

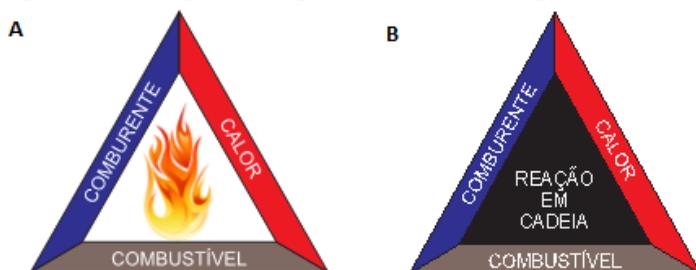
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 FOGO

O fogo é o resultado de um processo químico de transformação denominado reação de combustão, na qual uma reação em cadeia transforma os materiais combustíveis e inflamáveis, na forma sólida ou líquida, em gases. A reação é normalmente ativada por uma fonte de calor, desta forma, pode-se dizer que os elementos necessários para gerar um fogo são: o combustível, o comburente, o calor e a reação em cadeia. Os três primeiros elementos constituem o denominado triângulo do fogo. Quando adicionados ao quarto elemento formam o tetraedro do fogo (LIMA, 2005).

As Figuras 1 (a e b) apresentam a denominação do triângulo do fogo e o tetraedro do fogo, respectivamente.

Figura 1 – Triângulo do fogo (a) tetraedro do fogo (b)



Fonte: Natureza do fogo, 2012.

Para que o fogo tenha início é necessária a existência de um combustível que, ao atingir o seu ponto de fulgor e combustão gere gases inflamáveis que, misturados com um comburente (oxigênio contido no ar) necessitam apenas de uma fonte de calor (uma faísca elétrica, uma chama ou um superaquecimento) para inflamar e começar uma reação em cadeia. Os resultados da transformação química são a geração de luz e calor (KLEIN, 2001).

Para que o fogo seja extinto é preciso retirar um dos três elementos que compõem o triângulo do fogo (material combustível, comburente ou fonte de calor) ou extinguir a reação química. A retirada do material combustível consiste em evitar que o fogo seja alimentado e tenha um campo de propagação. A retirada do comburente pode ser atingida através do abafamento do material combustível, a fim de evitar

que o oxigênio do ar (principal material comburente) atinja o combustível. A retirada da fonte de calor consiste na aplicação de um agente extintor que irá resfriar o calor e interromper a reação em cadeia. Já a extinção da reação química interrompe a reação em cadeia presente no fogo.

Conforme Oliveira (2005), na ausência de qualquer um dos quatro elementos a combustão não se produz.

3.2 INCÊNDIO

Incêndio é a ocorrência de fogo não controlada que pode ser extremamente perigosa para os seres vivos e as estruturas, mas prever o momento em que um incêndio irá ocorrer, bem como o seu alcance após iniciado é difícil. Porém, através do conhecimento científico do comportamento do fogo, dos princípios da ignição e da combustibilidade dos materiais é possível serem determinados métodos de controle e extinção do fogo da forma mais adequada (OLIVEIRA, 2005).

No princípio de um incêndio os materiais combustíveis se aquecem e o calor ocasiona a sua ignição, dando início ao processo de combustão com formação de chamas e, início do período de alastramento do incêndio. Neste período as chamas estão concentradas na superfície dos materiais combustíveis nos quais se iniciou a combustão. Em seguida, a intensidade das chamas aumenta e o calor se propaga para os demais materiais combustíveis presentes. Gases quentes da combustão e o contato com as chamas também proporcionam o alastramento do sinistro (LIMA, 2005).

Após as etapas iniciais de ignição e de crescimento do fogo, dá-se a fase do desenvolvimento. Nesta fase ocorre um arrastamento (por convecção) do oxigênio para o interior do ambiente sinistrado. A taxa de combustão aumenta rapidamente e a temperatura se eleva significativamente, podendo chegar a 700 °C. Nestas condições ocorre a inflamação generalizada, ou *flashover*, situação na qual as chamas passam a envolver todo o ambiente.

O incêndio passa a ter um desenvolvimento completo quando todos os materiais presentes no ambiente são envolvidos pelo fogo. É neste momento em que ocorre a liberação máxima de calor pelos combustíveis que queimam no ambiente.

Em ambientes típicos a taxa de combustão é controlada pela natureza da superfície dos materiais combustíveis no período de

alastramento do incêndio. Já no período de desenvolvimento, a taxa de combustão se torna dependente do nível de ventilação do ambiente, sendo o tamanho e a forma das aberturas fatores de grande importância (LIMA, 2005). Ocorrendo a falta de ventilação, as chamas normalmente deixam de existir por falta de ar para mantê-las (concentrações na faixa de 8 % ou menos de oxigênio). O incêndio é então reduzido a brasas e o ambiente é tomado pela fumaça densa (OLIVEIRA, 2005).

Consumidos os combustíveis existentes no ambiente, a liberação de calor diminui. Por falta de material combustível o incêndio converte-se num incêndio controlado, porém o calor irradiado pelos materiais outrora incendiados ainda pode ser considerável. Esta fase é denominada fase da diminuição e representa a decadência do fogo, seja por exaustão dos materiais combustíveis, pela carência de oxigênio ou ainda pela supressão do fogo pela atuação eficiente de uma equipe de bombeiros (OLIVEIRA, 2005).

3.2.1 Efeitos dos incêndios nas edificações

O risco de ocorrência de um incêndio numa edificação, assim como a sua intensidade e duração, está associado às atividades desenvolvidas no local, ao tipo e à quantidade de material combustível (denominado tecnicamente como carga de incêndio e que compreende mobiliários, equipamentos e acabamentos), à forma da edificação, às condições de ventilação do ambiente (que são influenciadas pela dimensão e posição das aberturas), às propriedades térmicas dos materiais constituintes das paredes e do teto e, finalmente, aos sistemas de segurança contra incêndio (VARGAS; SILVA, 2003 apud LIMA, 2005).

Exemplificando, um edifício térreo com grande área de piso, sem compartimentação, apresenta uma maior probabilidade de ocorrência de incêndios de grandes proporções do que um edifício com diversos andares, empregados para a mesma atividade. Isto acontece porque, no segundo caso, a área está subdividida em vários compartimentos que confinarão o incêndio e reduzirão a probabilidade de alastramento (LIMA, 2005).

A grande maioria dos incêndios relacionados à construção civil ocorre em edificações, e o risco de morte ou ferimentos graves pode ser associado ao tempo necessário para que, níveis perigosos de fumaça ou gases tóxicos e temperatura sejam atingidos, comparados ao tempo de fuga dos ocupantes da área ameaçada. Ou seja, torna-se necessário

limitar a propagação de fumaça e de fogo, pois os mesmos podem afetar a segurança das pessoas em áreas distantes do foco de incêndio ou mesmo em edificações vizinhas (LIMA, 2005).

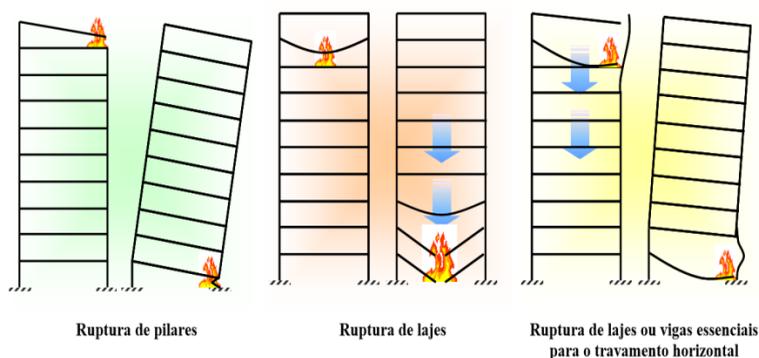
3.2.2 Colapso de elementos estruturais de concreto em situação de incêndio

Segundo Costa (2008) o colapso de estruturas de concreto pode ser local, parcial ou global. O colapso local é a falência estrutural de elementos isolados e que não compromete a estabilidade global do edifício. O colapso parcial é a falência estrutural de alguns elementos que comprometem uma parte da estabilidade do edifício, levando-a a desabar. O colapso total ou global é a falência estrutural progressiva dos elementos do edifício, assinalada pelo “efeito cascata” a partir da origem do colapso inicial (IWANKIW, 2006 apud COSTA, 2008).

Os modos de ruptura que originam um colapso parcial de uma estrutura são particulares a cada tipo de esforço solicitante. No concreto armado pode ser devido à falência, por exemplo, que ocorre geralmente por flexão ou instabilidade (COSTA, 2008).

A Figura 2 apresenta de maneira simplificada uma simulação de ruptura dos principais elementos estruturais (laje, viga e pilar).

Figura 2 – Efeitos de colapsos decorrentes de incêndio



Fonte: Costa, 2008.

De acordo com Costa (2008), a ausência repentina de um pilar pode levar toda a região do edifício acima a mover-se para baixo, juntamente com o topo do pilar rompido. Mesmo que, o peso da região do edifício acima do pilar seja redistribuído para outros pilares do

pavimento, estes podem não ter resistência estrutural suficiente para absorver a sobrecarga estática e dinâmica e, o colapso progressivo dos pavimentos subsequentes pode ocorrer.

3.2.3 Incêndio real

O incêndio real compartimentado apresenta quatro estágios básicos: ignição, aquecimento, desenvolvimento pleno e resfriamento.

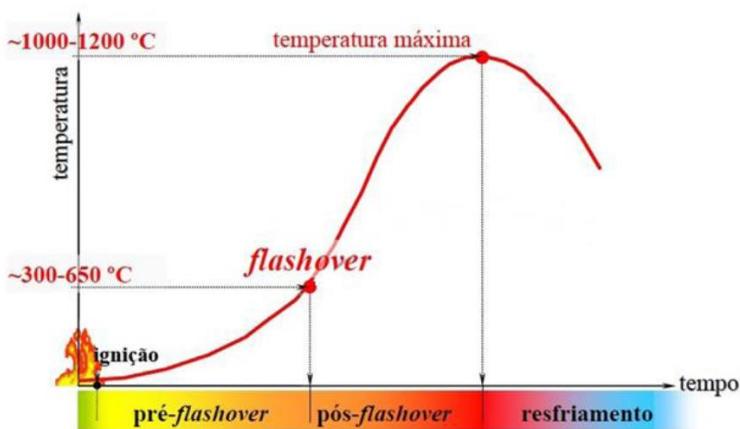
A ignição é a fase que representa o início da inflamação com crescimento gradual da temperatura, sem risco a vida humana ou ao patrimônio por colapso estrutural. Esse estágio termina no instante conhecido como inflamação generalizada (*flashover*), que é o momento em que toda a carga combustível presente no ambiente entra em combustão. Se neste momento forem tomadas as medidas necessárias de combate ao incêndio, e o mesmo for extinto rapidamente, não há necessidade de verificação estrutural (COSTA, 2002).

O estágio de aquecimento é caracterizado pelo aumento rápido da temperatura no qual, todo o material combustível no compartimento entra em combustão e a temperatura dos gases quentes é superior a 300 °C (COSTA, 2002).

O estágio de desenvolvimento pleno é a fase do incêndio na qual todo o ambiente encontra-se em combustão.

O resfriamento é o estágio no qual acontece a redução gradual da temperatura logo após a queima de todo o material combustível do compartimento durante o estágio de aquecimento. As principais fases de um incêndio real são apresentadas na Figura 3.

Figura 3 – Fases principais de um incêndio real



Fonte: Costa, 2002.

3.2.4 Incêndio padrão

O incêndio padrão é o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas, segue uma taxa de elevação de temperatura predefinida, cujo objetivo é reproduzir a fase de aquecimento de um incêndio compartimentado.

As curvas-padrão de incêndio mais conhecidas são a ISO 834 (1999) e a ASTM E119 (1918). As normas brasileiras NBR 14432 (2001) e NBR 5628 (2001) recomendam a curva ISO 834 (1999) para descrever a elevação padronizada de temperatura em função do tempo no projeto de elementos construtivos em situação de incêndio. A curva ISO 834 (1999) é derivada de uma uniformização entre a curva americana ASTM E119 (1918) e a curva britânica BS 476 (1932), sendo expressa pela equação 1 (COSTA, 2008).

$$\theta_g = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + 20 \quad \text{Equação 1}$$

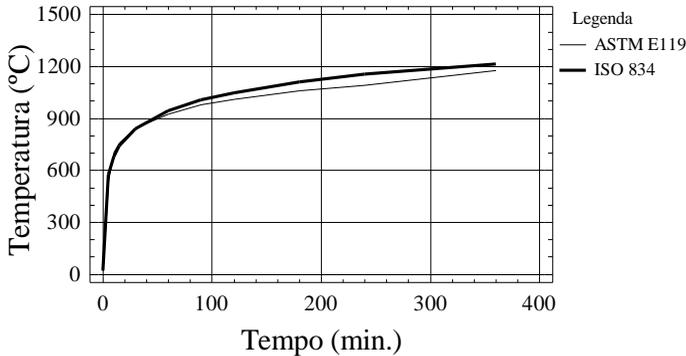
Onde:

θ_g = temperatura dos gases quentes do compartimento em chamas (°C);

t = tempo (minutos).

A Figura 4 ilustra as curvas ASTM E119 e ISO 834, na qual se pode verificar a semelhança entre elas. É importante ressaltar que estas curvas-padrão apresentam somente a parte relativa ao aquecimento de um incêndio.

Figura 4 – Curvas-padrão de incêndio



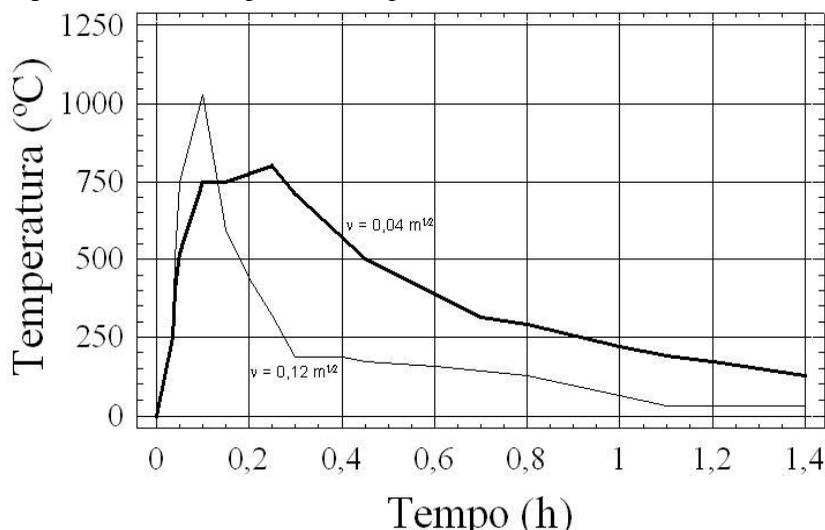
Fonte: Silva, 2012.

3.2.5 Incêndio natural

Incêndio natural é o incêndio no qual se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura-tempo naturais, podendo variar em duração, taxa de aquecimento e temperatura máxima.

A Figura 5 apresenta os resultados obtidos por Petersson; Magnusson e Thor (1976) para a curva temperatura-tempo de um incêndio natural restrito a uma área compartimentada e, que depende do material combustível e das características térmicas e geométricas do compartimento em chamas. A figura ilustra dois fatores de abertura (v) para uma carga de incêndio de $q = 75 \text{ MJ/m}^2$.

Figura 5 – Curva temperatura-tempo de um incêndio natural



Fonte: Petersson; Magnusson; Thor (1976 apud SILVA, 2012).

3.2.6 Dados estatísticos de incêndio no Brasil

No Brasil não existem dados estatísticos oficiais sobre incêndios em edificações, entretanto, segundo o Instituto Sprinkler Brasil (ISB), que é uma organização sem fins lucrativos dedicada à divulgação de informações relativas ao combate a incêndios, em 2017 foram contabilizadas 724 ocorrências de incêndio, uma média de 60 incêndios por mês. Dentre as diferentes categorias de estruturas, a que registrou o maior número de ocorrências foi a categoria de estabelecimentos comerciais (lojas, shopping centers e supermercados) com 286 registros, seguida pela categoria de indústrias, com 153 reportes.

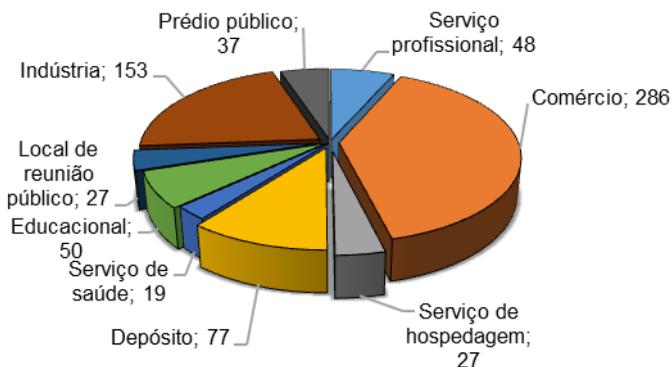
Desde 2012 o ISB monitora diariamente as notícias sobre os chamados “incêndios estruturais” no Brasil, ou seja, aqueles que ocorreram em diversos tipos de locais construídos. Estima-se, contudo, que os números apurados representem menos do que 3% da quantidade real de ocorrências.

No Brasil não há divulgação de dados oficiais de casos de incêndio, o que impacta e restringe sobremaneira a discussão e a elaboração de políticas públicas para o enfrentamento do problema.

A Figura 6 apresenta os números de incêndios estruturais no ano de 2017 em estabelecimentos comerciais e depósitos, bem como, a

quantidade de incêndios em outras categorias, como por exemplo, indústrias, serviços de hospedagem, serviços de saúde e educacional.

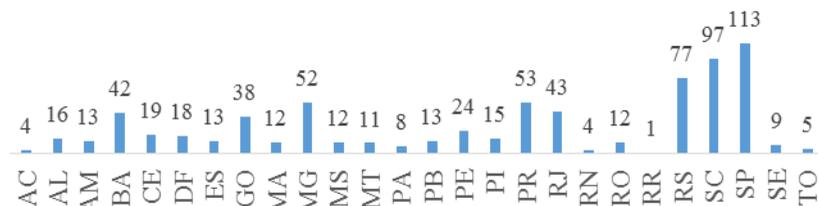
Figura 6 – Números de incêndios estruturais no Brasil em 2017



Fonte: Adaptado de Instituto Sprinkler Brasil, 2017.

A Figura 7 divide as ocorrências por estados brasileiros mostrando que, São Paulo foi o estado que registrou o maior número de ocorrências de incêndio (113).

Figura 7 – Ocorrência de incêndio por estado brasileiro em 2017



Fonte: Instituto Sprinkler Brasil, 2017.

Em maio de 2015 um incêndio de grandes proporções atingiu o edifício da prefeitura municipal de Criciúma/SC, provocando danos na estrutura de concreto armado e a consequente interdição do edifício. Deste modo, se fez necessária a recuperação da estrutura.

Aspectos do incêndio são mostrados na Figura 8.

Figura 8 – Incêndio na prefeitura municipal de Criciúma



Fonte: Bona, 2015 (Engeplus).

Silva (2012) afirma que devido à ausência de relato de incêndios até a década de 70 a segurança contra incêndios foi deixada de lado. A normatização era contida nos códigos de obras dos municípios e que, apenas no corpo de bombeiros havia alguma regulamentação indicando medidas de combate ao incêndio, como hidrantes e extintores.

Dois incêndios em edifícios foram o marco inicial do processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndios no Brasil: o edifício Joelma e o edifício Andraus, conforme apresentados a seguir.

A Figura 9 ilustra o incêndio de grandes proporções ocorrido no Edifício Joelma em São Paulo, no ano de 1974, considerado na época o incêndio mais dramático da história do Brasil, resultando em 179 mortos.

A Figura 10 mostra o edifício Andraus no momento do incêndio que ocorreu em 24 de fevereiro de 1972 na cidade de São Paulo, com 16 mortos e 330 feridos. Segundo especialista, o incêndio pode ter ocorrido devido a uma sobrecarga no sistema elétrico que causou um curto-circuito.

Figura 9 – Incêndio no Edifício Joelma



Fonte: Pioto, 2014 (UOL Notícias).

Figura 10 – Incêndio no Edifício Andraus



Fonte: Liasch, 2013 (Cultura Aeronáutica).

Para Silva (2012) estes dois acontecimentos foram essenciais para iniciar o desenvolvimento de técnicas para a segurança contra incêndios. Após estas ocorrências, a prefeitura de São Paulo editou o decreto

municipal nº 10.878 (1974, p. 1) que, “institui normas especiais para a segurança dos edifícios a serem observadas na elaboração do projeto, na execução, bem como no equipamento e dispõe ainda sobre sua aplicação em caráter prioritário”.

Em 1974 o Clube da Engenharia do Rio de Janeiro realizou o Simpósio de Segurança contra Incêndio, buscando desenvolver três linhas de raciocínio: como evitar incêndios, como combatê-los e como minimizar seus efeitos. Em 1978 o Ministério do Trabalho publicou a NR-23 (Norma Regulamentadora 23) - Proteção contra incêndios - dispondo regras de proteção contra incêndios.

Ainda assim, de acordo com Costa (2008) as pesquisas no Brasil relacionadas ao projeto de estruturas em situação de incêndio ainda são incipientes quando comparadas àquelas em desenvolvimento em países como Japão, Reino Unido, Suécia e USA.

O edifício do hotel de luxo Address Downtown (Figura 11) em Dubai, com 63 andares e 302 metros de altura, sofreu um incêndio por causa de uma exibição de fogos de artifício em dezembro de 2015.

Figura 10 – Edifício Address Downtown em chamas



Fonte: Ahmed Jadallah, 2015 (Portal G1).

Um incêndio de grandes proporções (Figura 12) atingiu e destruiu um prédio residencial de 24 andares e 120 apartamentos na zona oeste de Londres, na Inglaterra, na madrugada do dia 14 de junho de 2017, deixando ao menos 78 mortos.

Figura 11 – Edifício residencial em Londres em chamas



Fonte: G. Thuburn, 2017 (UOL Notícias).

No dia 1º de maio de 2018 um incêndio levou ao desabamento de um prédio de 24 andares no centro da cidade de São Paulo, ocasionando a morte de 9 pessoas. O edifício Wilton Paes de Almeida era ocupado irregularmente e a suspeita é de que uma explosão num botijão de gás tenha dado origem ao incêndio (Figura 13).

Figura 12 – Edifício Wilton Paes de Almeida em chamas



Fonte: João Wainer, 2018 (UOL Notícias)

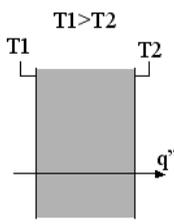
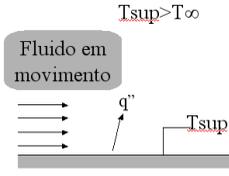
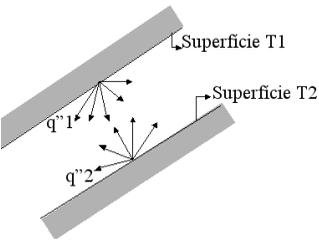
3.2.7 Mecanismos de transferência de calor

Transferência de calor é a energia em trânsito devido a uma diferença de temperatura. Assim, sempre que existir uma diferença de

temperatura em um meio e outro haverá, necessariamente, transferência de calor (INCROPERA; DEWITT, 1998).

O calor presente no interior de uma estrutura e nas suas circunvizinhanças segue três mecanismos básicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação (Figura 14).

Figura 13 – Mecanismos de transferência de calor

Condução através de um sólido ou fluido estacionário	Convecção de uma superfície para um fluido em movimento	Transferência de calor líquida por radiação entre duas superfícies
		

Fonte: Adaptado de Incropera e Dewitt, 1998.

As ações térmicas internas são aquelas procedentes das interações físicas e químicas que ocorrem na microestrutura do concreto, decorrentes da incidência das ações térmicas externas. Para o caso do concreto, predominam os fenômenos de transferência de calor por condução (BRITZ, 2011).

3.2.7.1 Condução

O processo de transferência de calor por condução ocorre entre meios que estejam ligados diretamente, sendo que o calor flui do meio com a temperatura mais alta para o meio com a temperatura mais baixa. A capacidade que um meio tem de conduzir esse calor é denominada de condutividade térmica e, varia consideravelmente, sendo os materiais com maior valor de condutividade térmica chamados de condutores e os de menor valor denominados isolantes (GRIMM, 1999).

3.2.7.2 Convecção

A convecção é caracterizada pela transmissão de calor entre um sólido e um líquido, um gás ou um fluido. No fluido há uma grande

mobilidade das partículas, sendo que estas se movimentam para os locais onde as temperaturas são mais baixas. Essa movimentação das partículas gera a transferência de energia (GRIMM, 1999).

3.2.7.3 Radiação

Na radiação são as ondas eletromagnéticas que possuem a velocidade da luz e que transferem o calor entre os corpos separados no espaço, mesmo estando no vácuo. Ou seja, neste processo não há a necessidade de contato físico para que a energia, na forma de calor, seja transmitida. O fenômeno pode ser exemplificado com a forma da radiação solar na Terra (GRIMM, 1999).

3.4 CONCRETO

Concreto é o conjunto composto, basicamente, de um meio aglomerante no qual estão aglutinados partículas ou fragmentos de agregado.

O Cimento Portland, comumente utilizado para a produção de concreto é formado por uma mistura heterogênea de vários compostos, e seu processo de hidratação consiste em reações simultâneas entre os compostos anidros e a água. Os principais compostos encontrados no cimento Portland comum e seus respectivos teores são: Silicato tricálcico – C_3S ($3CaO.SiO_2$), em teor entre 45 e 60 %; Silicato dicálcico – C_2S ($2CaO.SiO_2$), em teores entre 15 e 30 %; Aluminato tricálcico – C_3A ($3CaO.Al_2O_3$), em teores entre 6 e 12 % e; Ferro aluminato tetracálcico – C_4AF ($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$), em teores entre 6 e 8 % (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

As características de enrijecimento, pega e da taxa de desenvolvimento da resistência, são amplamente determinadas pelas reações de hidratação que ocorrem com os aluminatos e os silicatos presentes no cimento Portland (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

3.4.1 Concreto em temperaturas elevadas

O concreto submetido a elevadas temperaturas pode apresentar danos significativos decorrentes da desidratação dos compostos presentes no cimento Portland, apesar de o concreto ser reconhecido por apresentar boa resistência diante de elevadas temperaturas devido às suas características térmicas: é incombustível, possui baixa

condutividade térmica e não emite gases tóxicos. Entretanto, o efeito da alta temperatura pode ocasionar um grave problema estrutural (RODRIGUES, 2009).

Quando o concreto fica exposto a altas temperaturas, inúmeras alterações químicas e físicas ocorrem na pasta de cimento e em seus agregados. Devido à dificuldade de se efetuar uma análise real do comportamento do concreto exposto ao fogo, visto que, são vários os fatores que o influenciam, é necessário analisar a influência das altas temperaturas sobre o concreto sob o ponto de vista macro e microestrutural, em relação às propriedades térmicas e mecânicas (OLIVEIRA, 2006).

Segundo Rios (2005), quando uma estrutura de concreto se encontra submetida à ação de um incêndio, ocorre uma série de processos físicos e químicos que chegam a alterar substancialmente as características mecânicas e físicas dos materiais estruturais. Essas alterações, por sua vez, refletem nas propriedades macro e microestruturais do concreto dependendo do nível de temperatura em que a peça foi submetida.

3.4.1.1 Alterações macroestruturais no concreto

O concreto de cimento Portland é um material poroso, com uma estrutura bastante heterogênea e complexa. Sua macroestrutura é formada basicamente pela pasta de cimento endurecida e por agregados graúdos. Como alterações macroestruturais, pode-se citar o lascamento (*spalling*) (HERTZ 2003; LIMA, 2005), fissuração e mudança de coloração.

3.4.1.2 Alterações microestruturais no concreto

A estrutura do concreto pode ser simplificada como sendo composta por partículas de rochas com formas e tamanhos variados, distribuídas por um meio ligante, constituídas de uma massa contínua de pasta endurecida (METHA; MONTEIRO, 2008).

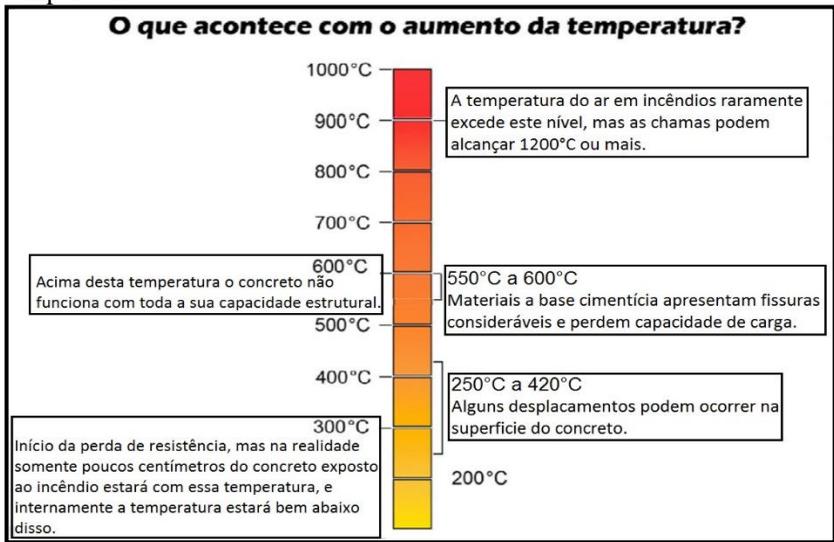
Lima (2004) afirma que em termos microscópicos a estrutura do concreto é mais complexa, visto que, as duas fases da estrutura não estão distribuídas homogeneamente uma em relação à outra e, nem são em si mesmas homogêneas. Podem ocorrer situações nas quais a pasta é extremamente densa, comparável ao agregado graúdo, e outras nas quais a pasta é extremamente porosa, prevalecendo uma estrutura com vazios

capilares. A presença do agregado graúdo gera uma descontinuidade na pasta, provocando diferenças significativas na sua estrutura e em regiões próximas do mesmo. Esta interface entre a pasta de cimento e as partículas de agregado apresenta-se como uma camada delgada e é denominada zona de transição. Geralmente, a zona de transição é menos resistente do que as demais fases do concreto por sofrer acúmulo de água.

Com o aumento da temperatura o concreto sofre mudanças físico-químicas devido à ação térmica que, pode influenciar as propriedades microestruturais, como por exemplo, a perda de resistência, módulo de deformação, porosidade e lascamentos explosivos, comprometendo a estabilidade da estrutura (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2011).

Esse processo físico-químico do concreto pode ser visualizado na Figura 15.

Figura 14 – Processo físico-químico do concreto submetido a elevadas temperaturas



Fonte: Isaia (2011).

3.4.1.3 Mudança de coloração

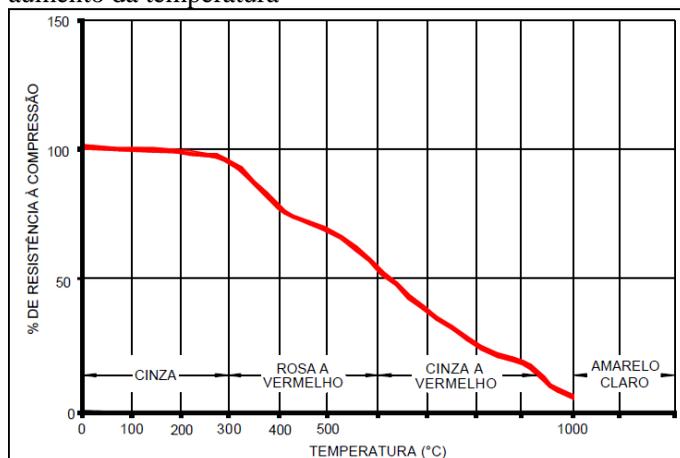
A primeira forma de análise do concreto que sofreu alterações decorrentes de altas temperaturas é a inspeção visual que, segundo Cánovaz (1988), no processo de elevação da temperatura o concreto vai

sofrendo uma série de mudanças na coloração, especialmente os agregados silicosos e calcários, devido à presença de componentes ferrosos nos mesmos. Lima (2005) adverte que as alterações calorimétricas são mais acentuadas para os agregados ricos em sílica do que nos calcários.

Cánovaz (1988) descreve que até 200 °C a cor do concreto é cinza e que não ocorrem reduções significativas de resistência. Entre 300 °C e 600 °C a cor muda para rosa avermelhado, baixando a resistência à compressão em até 50 % do valor original. Acima de 600 °C e até 950 °C a cor muda novamente para um segundo cinza com pontos avermelhados, o que indica a friabilidade e a alta sucção de água, sendo a resistência à compressão muito pequena. De 950 °C a 1000 °C a cor muda para amarelo alaranjado e o concreto começa a sintetizar. Entre 1000 °C e 1200 °C a cor do concreto se torna amarelo claro e a sua resistência é totalmente anulada, restando apenas um material calcinado e mole.

A Figura 16 relaciona a alteração da coloração com a perda de resistência do concreto em função do aumento de temperatura.

Figura 15 – Variação da coloração e da resistência do concreto com o aumento da temperatura



Fonte: Cánovaz, 1988.

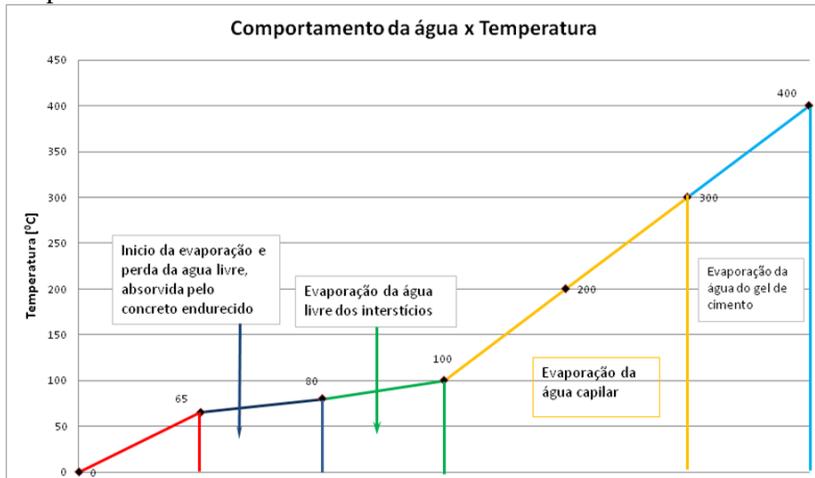
3.4.1.4 Efeito da temperatura na pasta de cimento

Conforme relata Costa, Figueiredo e Silva (2002b) a respeito da pasta de cimento, os produtos de hidratação do cimento Portland comum permanecem quimicamente estáveis entre 4 °C e 80 °C, sendo que as alterações na pasta de cimento são essencialmente físicas, como por exemplo, porosidade, crescimento de fissuras e energia de superfícies.

Mehta e Monteiro (2014) explicam que o efeito da temperatura na pasta de cimento hidratada depende do grau de hidratação e do estado de umidade. A apresentação de grandes quantidades de água evaporável pode originar graves problemas. Caso a taxa de aquecimento for alta e a permeabilidade da pasta de cimento for baixa, podem ser desenvolvidos danos em forma de lascamento na superfície do concreto.

A água livre presente na pasta evapora-se quando o concreto é aquecido. Somente após a vaporização de toda umidade, o concreto excede os 100 °C de aquecimento. A partir desse estágio a água adsorvida e a água quimicamente combinada começam a evaporar conforme apresenta a Figura 17, desidratando os silicatos de cálcio hidratados, responsáveis pela maior parte da resistência do concreto. Aos 710 °C os silicatos são completamente extintos (COSTA; SILVA, 2002a).

Figura 16 – Comportamento da água do concreto de acordo com a temperatura



Fonte: Zabeu, 2011.

A pasta contém grandes quantidades de água capilar e água adsorvida que, evaporam com o aumento da temperatura e geram aumento de pressão de vapor no interior dos poros. Quando esta pressão

se torna muito alta, provoca deslocamento superficial, conhecido como *spalling* (SOUSA, 2009).

A pasta de cimento hidratada é composta por fases sólidas, sendo as principais: Silicato de Cálcio Hidratado, conhecido como C-S-H, corresponde de 50 % a 60 % do volume de sólidos; Hidróxido de Cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), chamado de portlandita, corresponde entre 20 % e 25 % do volume de sólidos; Sulfoaluminatos de Cálcio, conhecidos como estringita, encontrados de 15 % a 20 % no volume dos sólidos e; grãos de clínquer não hidratados (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Na tabela 1 Castellote et al. (2003 apud LIMA, 2005) resumem as transformações sofridas pela pasta de cimento durante o aquecimento.

Tabela 1 – Pasta de cimento durante o aquecimento

Temperatura (°C)	Transformações
20 – 80	Processo de hidratação acelerado com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão
100	Marco no aumento da permeabilidade a água
80 – 200	Aumento na taxa de perda d'água capilar e fisicamente combinada
80 – 250	Perda da água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio de decomposição do C-S-H
300+	Marco no aumento da porosidade e microfissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregado de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre
400 – 600	Dissociação do C-S-H em CaO e água
573	Transformação da fase α para β dos agregados quartzosos e ligeira expansão
550 - 600+	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700+	Dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2 (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C-S-H em C_2S e CS
800	Modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

Fonte: Lima, 2005.

3.4.1.5 Efeito da temperatura no agregado

Os agregados compõem cerca de 70 % do volume do concreto, desse modo, influenciam de forma direta no comportamento do material em uma situação de incêndio. Mineralogia, porosidade, forma e distribuição granulométrica dos agregados são fatores responsáveis pelo desempenho do concreto em elevadas temperaturas.

Dependendo da taxa de aquecimento, dimensão, permeabilidade e umidade, os agregados porosos podem ser suscetíveis à expansão destrutiva, levando à ocorrência de pipocamentos. Agregados de baixa porosidade, todavia, podem ficar livres de problemas relacionados ao movimento da umidade interna (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Em caso de incêndio, concretos com alto fator agregado/cimento se comportam muito melhor do que os concretos de baixo fator (BAUER, 2014).

Ainda conforme explica Costa e Silva (2002a), os concretos compostos por agregados ricos em sílica (granitos, arenitos, gnaisses e alguns xistos) sofrem os efeitos chamados “*pop outs*”, que nada mais são do que “*spalling*” de pequenas proporções. Esses pequenos estilhaçamentos de material são consequentes da expansão térmica súbita que os agregados silicosos sofrem próximos a 573 °C.

Costa e Silva (2002a, p. 4) explicam o efeito da temperatura elevada em concretos compostos por agregados calcários:

[...] o dióxido de carbono é liberado dos agregados, por meio de uma reação endotérmica, próximo dos 650 °C. O calor é absorvido, retardando a elevação da temperatura e o material calcinado apresenta menor massa específica, prestando uma forma de isolamento térmica da superfície sendo favorável em peças robustas. Mas a calcinação também causa expansão e fragmentação dos agregados, “*sloughing*” e durante o resfriamento com água de bombeiro, a reidratação do óxido de cálcio é caracterizada por uma grande expansão e elevada temperatura, aumentando substancialmente as fissuras.

3.4.1.6 *Spalling* ou lascamento

Para Lima (2005) o fenômeno se origina no acréscimo da pressão que advém dos poros do concreto devido à evaporação de água com o calor e, às tensões geradas pelos gradientes de deformações térmicas. O vapor gerado no interior do concreto não encontra porosidade suficiente

para atingir a superfície, acarretando na saturação dos poros existentes e, elevando as pressões internas terminando por gerar os deslocamentos das camadas mais externas do concreto que não resistem à pressão.

O *spalling* resulta de dois processos distintos que ocorrem ao mesmo tempo no interior da massa do concreto aquecido. O primeiro deles, que se pode dizer termomecânico está associado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica que ocorrem na estrutura. O segundo tem natureza termohidráulica e está associado à transferência de massa (ar, água e vapor) através dos poros, dando resultado no aparecimento de gradientes de pressão no interior da massa, com subsequente acréscimo de pressão nos poros (LIMA, 2005).

Sobre o *spalling* Mehta e Monteiro (2014, p. 161) descrevem que:

A criação de uma alta pressão nos poros parece ser importante para desencadear o lascamento explosivo, uma vez que esse mecanismo de ruptura não tem sido observado no concreto seco. No entanto, assim que as fissuras se abrem, há um maior volume disponível para o líquido e o vapor da água, causando diminuição significativa da pressão no poro. A energia para propagar as fissuras pode ser fornecida pela energia da pressão gerada pelas tensões térmicas. O concreto de alta resistência é mais frágil do que o concreto convencional; portanto, é mais susceptível a desenvolvimento da fissuração frágil e, conseqüentemente, a um lascamento explosivo quando exposto a altas temperaturas.

Com o *spalling* explosivo da camada superficial do concreto, geralmente a estrutura decai aproximadamente 75 % de sua resistência original (SILVA et al., 2018).

3.4.1.7 Resistência à compressão em temperaturas elevadas

A resistência à compressão do concreto com cimento Portland é influenciada pelo aumento da temperatura e, depende de algumas variáveis como, por exemplo, o agregado utilizado na composição, a taxa de aquecimento, o tempo de exposição ao calor e a forma de resfriamento (KHOURY, 1992).

Abrams (1971) analisou a influência do tipo de agregado na resistência residual à compressão do concreto em temperaturas elevadas.

O autor testou o comportamento do concreto constituído por agregados calcários e silicosos e verificou que, o concreto composto por agregados siliciosos apresenta uma maior redução na resistência à compressão, quando comparado com o concreto constituído por agregados calcários.

Souza e Moreno (2003) estudaram o efeito de elevadas temperaturas no concreto constituído com agregado silicoso submetido à temperatura máxima de 600 °C. Os valores referentes à resistência à compressão foram reduzidos em 86 % do valor de referência (sem aquecimento) e a resistência à tração foi reduzida em 60 %. Posteriormente, Moreno e Bizzo (2004) repetiram este mesmo estudo, porém alterando apenas a taxa de aquecimento. Neste caso, obtiveram valores de redução de resistência superiores, demonstrando a influência do valor da taxa de aquecimento nas propriedades mecânicas residuais do concreto exposto a temperaturas elevadas.

Husem (2006) testou a influência do processo de resfriamento na variação da resistência residual à compressão do concreto com cimento Portland. Para a análise ele submeteu os corpos de prova a diferentes níveis de temperatura e em seguida procedeu ao resfriamento. Alguns corpos de prova foram resfriados ao ar livre e outros com o jato de água. Husem concluiu que a resistência à compressão do concreto com cimento Portland, resfriado ao ar ou à água, diminui quando comparado aos corpos de prova não aquecidos. No entanto, verificou que a redução da resistência à compressão é maior nos corpos de prova resfriados com jato de água, do que nos corpos de prova resfriados ao ar livre.

Conforme a NBR 15200 (2012) a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida através da equação 2.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$f_{c,\theta}$ = resistência à compressão característica do concreto submetido à temperatura θ ;

f_{ck} = resistência à compressão característica do concreto em temperatura ambiente;

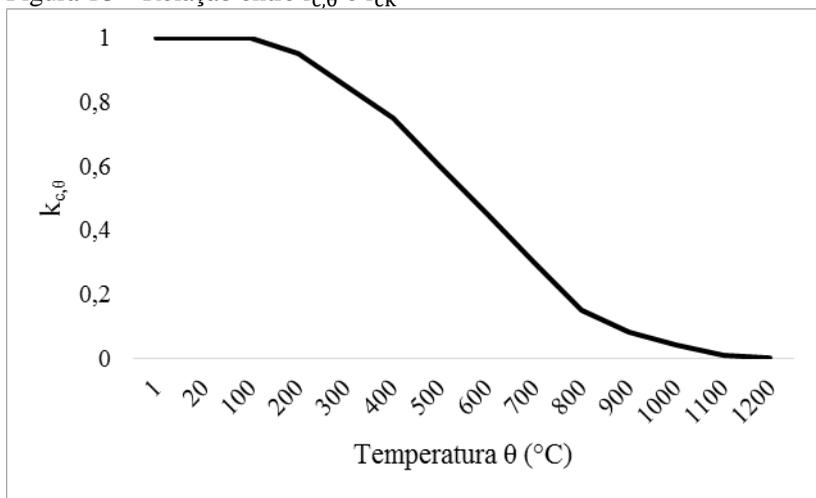
$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência à compressão característica do concreto na temperatura θ .

Para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos, o gráfico da Figura 18 e a Tabela 2 fornecem a relação entre a

resistência à compressão característica do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$), e a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente (f_{ck}). Para valores intermediários de temperatura, pode ser realizada a interpolação linear.

Deste modo, é possível estimar a capacidade de resistência dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio, a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

Figura 18 – Relação entre $f_{c,\theta}$ e f_{ck}



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15200, 2012.

Tabela 2 – Relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$
1	1,00
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200, 2012.

3.4.1.8 Resistência à tração em temperaturas elevadas

Estudos realizados por Schneider (1988) revelam que existe uma relação entre a classe de resistência do concreto e a perda de resistência à tração do concreto em temperaturas elevadas. Os resultados experimentais obtidos por este autor possibilitaram verificar que os concretos de maior classe de resistência apresentam valores mais elevados para a resistência à tração em função da temperatura do que os concretos de menor classe de resistência. Também foi observado que os ensaios de tração direta (f_{ct}) fornecem valores para a resistência à tração menores do que os resultados obtidos por compressão diametral ($f_{ct,sp}$).

A resistência à tração do concreto com a variação da temperatura pode ser estimada de acordo com a equação 3 - Eurocode 2 (CEN,

2004). Para até 100 °C o valor da resistência à tração pode ser considerado igual ao valor para a temperatura ambiente.

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \text{ para } \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \quad \text{Equação 3}$$

$$f_{ct,\theta} = \left[1 - \left(\frac{\theta - 100}{500} \right) \right] \cdot f_{ct} \text{ para } 100^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$f_{ct,\theta}$ = resistência à tração do concreto à temperatura θ (MPa);

f_{ct} = resistência à tração do concreto em temperatura ambiente (MPa).

3.4.1.9 Módulo de elasticidade em temperaturas elevadas

Segundo Almeida (1984), Lie (1992), Mehta e Monteiro (2008) e Costa (2002) o módulo de elasticidade é mais sensível à ação térmica do que a resistência característica à compressão, sendo que, aos 200 °C o módulo de elasticidade apresenta 70 % a 80 % do seu valor inicial e, aos 400 °C somente 40 % a 50 % deste mesmo valor. Este efeito pode ser explicado pela existência de microfissuração na zona de transição por exposição ao fogo, a qual tem grande influência sobre a rigidez ou o módulo de elasticidade do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Os estudos experimentais conduzidos por Schneider (1988) para analisar a redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de concreto, revelam a influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade. O autor verificou que o concreto de agregados siliciosos e o concreto de agregados basálticos sofrem maior redução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura do que o concreto de agregados calcários. Por outro lado, Schneider verificou ainda que, o concreto de agregados leves apresenta uma menor redução do módulo de elasticidade do que o concreto de agregados siliciosos. O autor considera que a redução do módulo de elasticidade com a temperatura deve-se, principalmente, a uma ruptura nas ligações internas entre a pasta de cimento e os agregados.

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura e seu valor pode ser obtido através da equação 5 (NBR15200, 2012).

$$E_{ci,\theta} = K_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad \text{Equação 5}$$

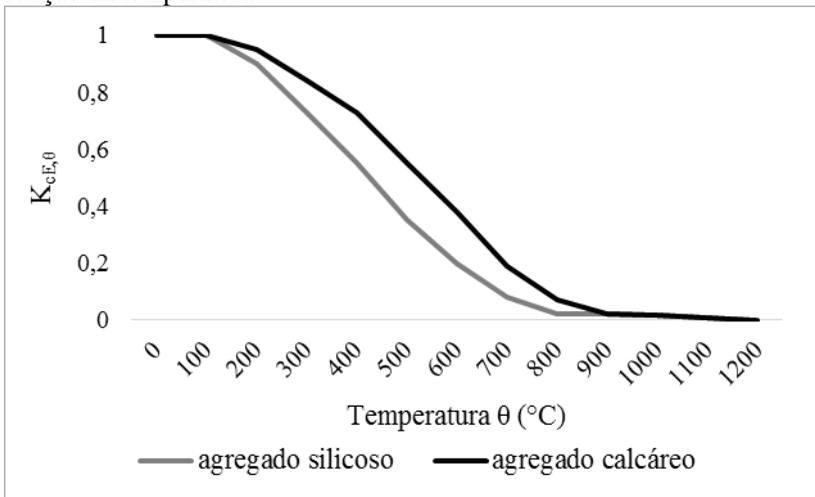
Onde:

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial do concreto em temperatura ambiente;

$E_{ci,\theta}$ = módulo de elasticidade inicial do concreto à temperatura θ ;

$K_{CE,\theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do concreto à temperatura θ (Figura 19).

Figura 19 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15200, 2012.

3.4.2 Propriedades térmicas do concreto

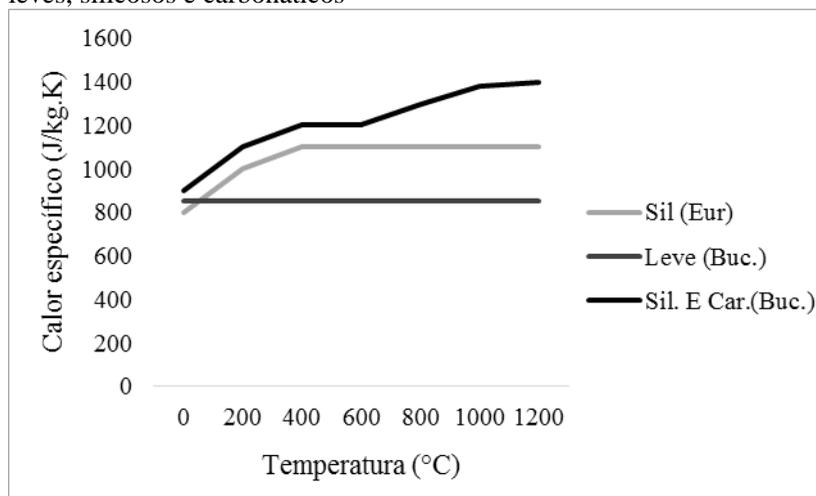
3.4.2.1 Calor específico

O calor específico é a propriedade termodinâmica mais importante do material, pois mede a variação térmica de um material ao receber calor (ALBUQUERQUE, 2012). É uma propriedade térmica sensível às várias transformações que ocorrem no concreto em elevadas temperaturas. Essas transformações incluem, por exemplo, a vaporização da água livre em torno dos 100 °C e a dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e H_2O entre 400 °C e 500 °C (COSTA, 2008).

No concreto essa propriedade térmica é pouco influenciada pelo tipo de agregado e pelo teor de argamassa da mistura, tendo em vista que, em geral, o calor específico dos agregados e da pasta de cimento possui valores similares (BRITZ; COSTA, 2011).

A Figura 20 ilustra os valores de calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos proposto por Buchanan (2002) e, valores de calor específico para concretos produzidos com agregados silicosos, recomendado pelo Eurocode 2 (1992).

Figura 20 – Calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos



Fonte: Buchanan, 2002; Eurocode 2 (CEN, 2004).

3.4.2.2 Condutividade térmica

A condutividade térmica de um material indica a capacidade que este tem de conduzir calor, sendo que esta propriedade depende do tipo de agregado e do grau de saturação existente.

Neville (2016) lembra que, para concretos menos saturados a condutividade é menor devido a menor capacidade da água em conduzir calor, se comparado à pasta.

Na Tabela 3 são apresentados os valores de condutividade térmica para um concreto convencional, em função do tipo de agregado empregado (SOUSA, 2009).

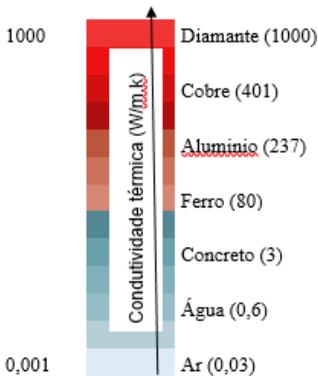
Tabela 3 – Condutividade térmica do concreto em função do tipo de agregado

Condutividade ($\frac{W}{m \cdot K}$)	Tipo de agregado
3,5	Quartzito
3,3	Dolomito
3,2	Calcário
2,9	Arenito
2,6	Granito
2,0	Basalto
0,5	Folhelho expandido

Fonte: Sousa, 2009.

Os valores da condutividade térmica de alguns materiais são ilustrados na Figura 21.

Figura 21 – Condutividade térmica de diferentes materiais

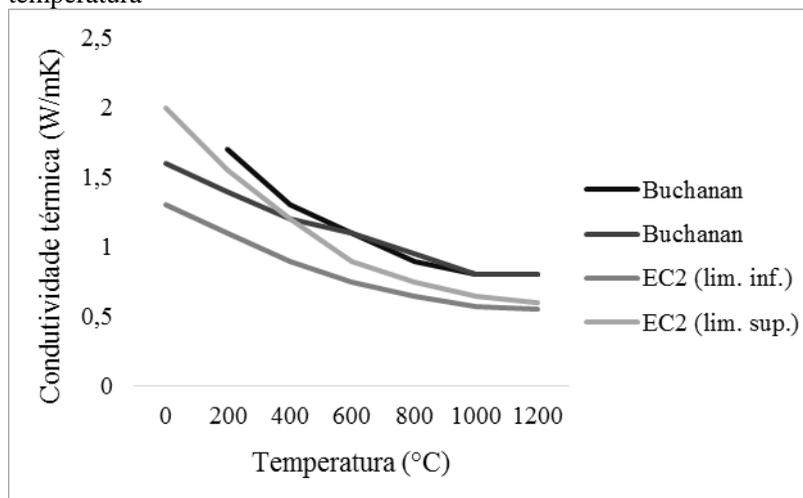


Fonte: Adaptado de Buchanan, 2002.

A Figura 22 apresenta os valores de condutividade térmica, sugeridos por Fleischmann e Buchanan (2002), e os limites superior e inferior do Eurocode 2. Nota-se que os valores fornecidos por Fleischmann e Buchanan (2002) estão acima dos limites indicados pelo Eurocode 2. Porém, não existe um consenso sobre este tema na Europa,

pois cada país adota o seu próprio anexo nacional com base nas curvas superior e inferior do Eurocode.

Figura 22 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura



Fonte: Buchanan, 2002; Eurocode 2 (CEN, 2004).

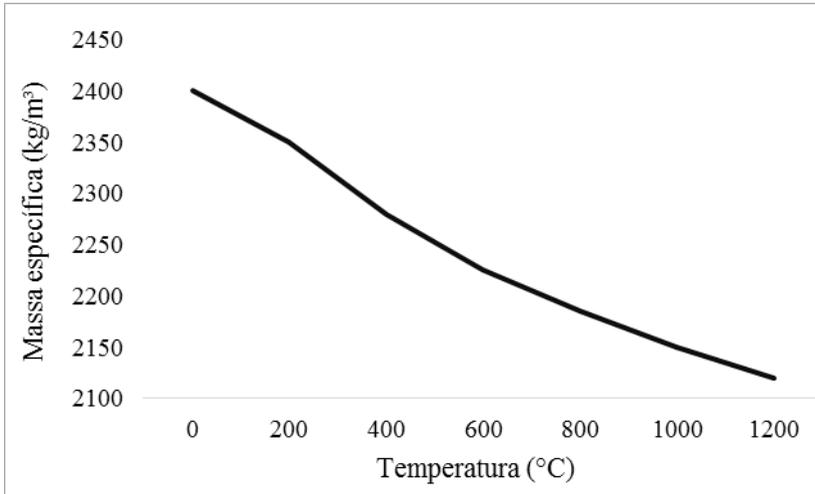
3.4.2.3 Massa específica

A massa específica do concreto varia sensivelmente durante o aumento de temperatura. Essa alteração é, principalmente, devida à evaporação da água livre, mas também ao aumento do volume causado pela expansão térmica (BRITZ; COSTA, 2011).

Como os agregados ocupam entre 60 % e 80 % do volume do concreto, eles influenciam na variação da massa específica, de acordo com a sua dilatação térmica.

Conforme apresenta a Figura 23, pode-se observar que a massa específica do concreto reduz diante de elevadas temperaturas ocasionadas durante os incêndios, conforme já comentado. Essa redução é causada pela evaporação da água livre e pelo aumento do volume do concreto devido à expansão térmica. Essa expansão decorre das transformações mineralógicas que sofrem os agregados acima dos 500 °C (COSTA, 2008).

Figura 23 – Massa específica do concreto de acordo com a temperatura



Fonte: Albuquerque, 2012.

3.4.2.4 Difusividade térmica

Segundo Brites e Costa (2011) a difusividade térmica é uma propriedade térmica que fornece a medida da taxa de fluxo de calor sob condições térmicas transientes e, conseqüentemente, a facilidade com que o concreto suporta as mudanças de temperatura. Essa propriedade fornece uma noção global do comportamento térmico do material e está relacionada diretamente com o tipo de agregado empregado na dosagem do concreto.

A difusividade térmica pode ser calculada de acordo com a equação 6:

$$K = \frac{k}{c\rho} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

K = difusividade (m²/h);

k = condutividade (J/m.h.K);

c = calor específico (J/kg.K);

ρ = massa específica do concreto (kg/m³).

O agregado tipo basalto, comumente empregado no Brasil, possui valor de difusividade térmica menor do que a maioria dos agregados e, conseqüentemente maior estabilidade térmica (FURNAS, 1997).

A Tabela 4 apresenta valores de difusividade térmica para concretos compostos de diferentes agregados graúdos.

Tabela 4 – Difusividade térmica para concretos com diferentes agregados graúdos

Agregado Graúdo	m ² /h
Quartzito	0,0054
Dolomita	0,0047
Calcário	0,0046
Granito	0,0040
Riolito	0,0033
Basalto	0,0030

Fonte: Mehta; Monteiro, 2008.

3.4.2.5 Dilatação térmica

De acordo com a NBR 6118 (2014), o coeficiente de dilatação térmica do concreto para efeito de análise estrutural pode ser admitido como sendo igual a $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Pretende-se, de um modo geral, que o coeficiente de dilatação do concreto seja praticamente igual ao coeficiente de dilatação térmica do aço, que possui valor igual a $11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Porém, o valor que corresponde ao coeficiente de dilatação térmica real do concreto é uma grandeza variável que depende do tipo de cimento, dos agregados, do grau de umidade e das dimensões da seção transversal da peça estudada. Na prática a dilatação térmica também depende da consequência da velocidade relativamente vagarosa de propagação das temperaturas no interior do concreto (BAUER, 2014).

Os concretos ricos em cimento possuem coeficientes de dilatação térmica superiores aos concretos magros. Admite-se que o coeficiente de dilatação para esses concretos varie de $7,4 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ a $13,1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

3.5 CIMENTO REFRAATÁRIO

O cimento refratário é um cimento em pó, de pega hidráulica que é recomendado para assentamento e para a fabricação de peças refratárias e elementos estruturais que exigem boa resistência mecânica em temperaturas elevadas.

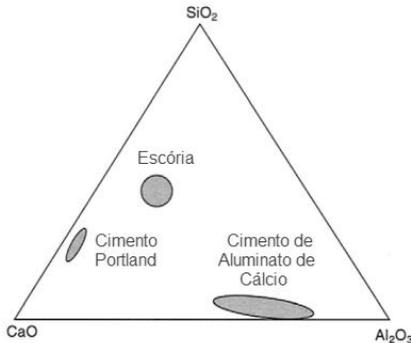
Os cimentos de aluminato de cálcio (CAC) são utilizados na confecção de concretos refratários, já que o óxido de cálcio oriundo do

cimento leva à deterioração das propriedades mecânicas dos concretos sob altas temperaturas em sistemas contendo sílica (OLIVEIRA; GARCIA; PANDOLFELLI, 2007).

Esses cimentos são constituídos, principalmente, pelas fases $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (CA) com cerca de 40 % a 70 % do produto, $\text{CaO} \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3$ (CA_2) com uma proporção de < 25 % e, a fase $12\text{CaO} \cdot 7\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_{12}A_7) em teores menores ou iguais a 3 % (GEORGE, 1994 apud OLIVEIRA; GARCIA; PANDOLFELLI, 2007).

A Figura 24 mostra a zona aproximada das composições de cimentos de aluminato de cálcio, cimento Portland e escória de alto forno, dentro do sistema $\text{CaO}-\text{SiO}_2-\text{Al}_2\text{O}_3$.

Figura 24 – Composição de cimentos de aluminato de cálcio em comparação com cimentos Portland



Fonte: Adaptado de Scrivener, 2003.

No Brasil o cimento refratário é fabricado pela ELFUSA - que é uma empresa totalmente nacional - que produz uma grande variedade de produtos destinados a aplicações refratárias, abrasivas e cerâmicas. Toda a linha de produtos da empresa é baseada no processo de eletrofusão em fornos elétricos tipo Higgins que consiste, basicamente, na mistura de matérias-primas de composições definidas (para o cimento EL-61 são utilizados Alumina Calcínada pelo processo Bayer e Calcário Cálcico) e a submissão das mesmas a uma corrente elétrica bastante elevada que, promove a formação da fase líquida completa da mistura.

A temperatura do processo atinge temperaturas aproximadas de 2200 °C. Após a fusão o material é resfriado durante três dias e cominuído em britadores e moinhos de bolas e, posteriormente, classificados em aeroclassificador tipo ZUS-13.

Esta fábrica produz três tipos de cimento refratários: EL-60 GUN, E e N; EL-61 e EL-70 GUN, E e N.

Cimentos de aluminato de cálcio, assim como os cimentos Portland, contêm os óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, porém sua composição é bastante distinta (Figura 19). Devido aos requisitos para concretos refratários, os CAC são produzidos com uma ampla gama de conteúdos de alumina (Al_2O_3), cerca de 40 % a 80 % (SCRIVENER, 2003).

3.5.1 Cimento refratário EL-60 GUN, E e N

EL-60 GUN, E e N é um cimento de aluminato de cálcio obtido pela fusão de bauxita de alta pureza e carbonato de cálcio, em forno elétrico a arco. É recomendado para a fabricação de materiais refratários: fornos de altas temperaturas, elementos estruturais de indústrias com riscos de serem atingidos por incêndio (indústria química, por exemplo), e qualquer elemento estrutural de concreto que necessite ter um bom desempenho sob a ação de altas temperaturas.

A Tabela 5 apresenta os valores percentuais dos materiais constituintes do cimento refratário EL-60 GUN, E e N, fabricado pela empresa ELFUSA.

Tabela 5 – Análise química por FRX do cimento EL-60 GUN, E e N (%)

Al_2O_3	SiO_2	FeO	MgO	CaO	Na_2O
61,66	3,79	0,39	0,32	33,16	0,11

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

A Tabela 6 mostra a análise mineralógica por DRX dos materiais constituintes do cimento refratário EL-60 GUN, E e N.

Tabela 6 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-60 GUN, E e N

Fase predominante	CA (aluminato de cálcio)
Fase secundária	CA_2 e C_2AS , $C = CaO$; $A = Al_2O_3$ e SiO_2

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

As propriedades físicas do cimento refratário EL-60 GUN, E e N são apresentadas na tabela 7.

Tabela 7 – Propriedades físicas do cimento EL-60 GUN, E e N

Ensaio	Unidade	Valor
+325 mesh (+45 μm)	%	2,26
Superfície específica	cm^2/g	3420
	Tipo	
Tempo de pega – agulha de Vicat (pasta pura)	Gun	min. 30 a 120
	E	min. 125 a 240
	N	Min. 245 a 600
Relação água/cimento (pasta pura)	-	0,32
Refratariedade	$^{\circ}\text{C}$	1450

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

3.5.2 Cimento refratário EL-61

O EL-61 é um cimento de aluminato de cálcio de alta pureza, obtido pela fusão de alumina calcinada e carbonato de cálcio, em forno elétrico a arco. É recomendado para a fabricação de materiais refratários.

A Tabela 8 apresenta os valores percentuais dos materiais constituintes do cimento refratário EL-61, fabricado pela empresa ELFUSA.

Tabela 8 – Análise química por FRX do cimento EL-61 (%)

Al_2O_3	SiO_2	FeO	MgO	CaO	Na_2O
67,83	0,34	0,25	0,26	31,10	0,19

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

A Tabela 9 mostra a análise mineralógica por DRX dos materiais constituintes do cimento refratário EL-61.

As propriedades físicas do cimento refratário EL-61 são apresentadas na tabela 10.

Tabela 9 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-61

Fase predominante	CA (aluminato de cálcio)
-------------------	--------------------------

Fase secundária	CA ₂ , C = CaO; A = Al ₂ O ₃
Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda	

Tabela 10 – Propriedades físicas do cimento EL-61

Ensaio	Unidade	Valor
+325 mesh (+45 µm)	%	0,26
Superfície específica	cm ² /g	4441
Tempo de pega – agulha de Vicat (pasta pura)	inicial min.	240
	final min.	720
Relação água/cimento (pasta pura)	-	0,32
Refratariedade	°C	1460

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

3.5.3 Cimento refratário EL-70 GUN, E e N

O EL-70 GUN, E e N é um cimento de aluminato de cálcio obtido pela fusão de bauxita de alta pureza e carbonato de cálcio, em forno elétrico a arco. É moído em moinho de bolas com a adição de alumina, o que faz do EL-70 GUN, E e N um produto ideal para a fabricação de material refratário.

A Tabela 11 apresenta os valores percentuais dos materiais constituintes do cimento refratário EL-70 GUN, E e N, fabricado pela empresa ELFUSA.

Tabela 11 – Análise química por FRX do cimento EL-70 GUN, E e N (%)

Al ₂ O ₃	SiO ₂	FeO	MgO	CaO	Na ₂ O
67,42	3,04	0,42	0,34	28,10	0,13

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

A Tabela 12 apresenta a análise mineralógica por DRX dos materiais constituintes do cimento refratário EL-70 GUN, E e N.

Tabela 12 – Análise mineralógica por DRX do cimento EL-70 GUN, E e N

Fase predominante	CA (aluminato de cálcio)
Fase secundária	CA ₂ , e Alumina, C = CaO e A = Al ₂ O ₃

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

As propriedades físicas do cimento refratário EL-70 GUN, E e N são apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Propriedades físicas do cimento EL-70 GUN, E e N

Ensaio	Unidade	Valor	
+325 mesh (+45 µm)	%	0,27	
Superfície específica	cm ² /g	4941	
	Tipo		
Tempo de pega – agulha de Vicat (pasta pura)	Gun	min.	30 a 120
	E	min.	125 a 240
	N	Min.	245 a 600
Relação água/cimento (pasta pura)	-	0,33	
Refratariedade	°C	1605	

Fonte: ELFUSA Eletro Fusão Ltda.

3.5.4 Concreto com cimento refratário em elevadas temperaturas

O efeito das elevadas temperaturas sobre as propriedades do concreto com cimento Portland, especialmente na resistência à compressão, já é bem conhecido. No entanto o desempenho do cimento refratário em temperaturas elevadas é relativamente pouco estudado devido à carência de dados sobre as propriedades do material, tais como, na resistência à tração, módulo de elasticidade, perda de massa e resistência à compressão. Enquanto algumas informações sobre a resistência à compressão residual do concreto com cimento refratário estão disponíveis, ocorre o contrário a respeito do comportamento do mesmo em altas temperaturas (KHALIQ; KHAN, 2015).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os materiais e métodos utilizados para esta pesquisa.

4.1 MATERIAIS

4.1.1 Concreto

O concreto utilizado para a moldagem dos corpos de prova (cps) da presente pesquisa foi produzido baseado na composição (cimento, areia e brita) mais utilizada na região de Criciúma/SC. Foi utilizado o cimento Portland CII-Z32 (Tabela 14), agregado graúdo granítico (brita 1 (19mm)) e areia média lavada.

Tabela 14 – Caracterização do cimento CII-Z32

Teores dos componentes (% em massa)		
	Clínquer + sulfatos de cálcio	94 - 76
	Material pozolânico	6 - 14
	Material carbonático	0 - 10
Exigências químicas - Limites (% em massa)		
	Resíduo insolúvel (RI)	$\leq 16,0$
	Perda ao fogo (PF)	$\leq 6,5$
	Óxido de magnésio (MgO)	$\leq 6,5$
	Trióxido de enxofre (SO ₃)	$\leq 4,0$
	Anidrido carbônico (CO ₂)	$\leq 5,0$
Exigências físicas e mecânicas		
Finura	Resíduo na peneira 75 μm (%)	$\leq 12,0$
	Área específica (m ² /kg)	≥ 260
	Tempo de início de pega (h)	≥ 1
	Expansibilidade a quente (mm)	≤ 5
Resistência à compressão (MPa)	3 dias de idade	$\geq 10,0$
	7 dias de idade	$\geq 20,0$
	28 dias de idade	$\geq 32,0$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11578, 1991.

Para a substituição parcial e total (50% e 100%) do cimento Portland CP-II-Z32 por cimento refratário, foram realizados ensaios preliminares com os 3 tipos de cimento refratário produzidos pela empresa ELFUSA (EL-60 GUN, E e N; EL-61 e EL-70 GUN, E e N) e, em função dos resultados obtidos, optou-se por utilizar o cimento refratário EL-70 GUN devido ao melhor desempenho apresentado para o desenvolvimento desta pesquisa.

4.1.2.1 Composição do concreto

A composição do concreto adotada foi obtida pelo método de dosagem IPT/EPUSP com consistência fixada em 60 ± 10 mm. Este método, também conhecido como o método dos 4 quadrantes, baseia-se no ajuste de curvas de resistência e trabalhabilidade em função dos requisitos estruturais e de produção da estrutura no canteiro.

A composição unitária do concreto utilizada, em massa, foi de 1:2,64:3,36:0,588 (cimento: areia: brita: água) para a resistência à compressão característica de 25 MPa. Foi adotada a resistência de 25 MPa por ser o valor mais utilizado na região de Criciúma/SC.

A Tabela 15 apresenta a composição do concreto em peso para esta pesquisa.

Tabela 15 – Composição do concreto

fck estimado (MPa)	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (kg)
25	6	15,84	20,10	3,52

Fonte: Autor, 2018.

4.1.2 Corpos de prova

Para esta pesquisa foram moldados 135 corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, para os ensaios de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

Os corpos de prova foram moldados em 3 composições diferentes (Tabela 16), sendo denominadas de composição 1, 2 e 3. Na composição 1 foi utilizado apenas cimento Portland CII-Z32, na composição 2 foi utilizado apenas cimento refratário e, na composição 3 foram misturados ambos os cimentos (Portland CII-Z32 e refratário) sendo 50% da massa de cada.

Tabela 156 – Composição dos corpos de prova

Composição	Percentual de cimento Portland CII-Z32	Percentual de cimento refratário
1	100%	-
2	-	100%
3	50%	50%

Fonte: Autor, 2018.

A Tabela 17 quantifica os corpos de prova cilíndricos para cada composição do concreto, que foram expostos a diferentes patamares de temperatura.

Tabela 17 – Quantidade de corpos de prova por composição e temperatura

Temperatura (°C)	Composição		
	1	2	3
Ambiente	15 cps	15 cps	15 cps
450	15 cps	15 cps	15 cps
900	15 cps	15 cps	15 cps

Fonte: Autor, 2018.

A Figura 25 apresenta uma parcela dos corpos de prova.

Figura 25 – Corpos de prova no molde (a) e desmoldados (b)



Fonte: Autor, 2018.

4.2 MÉTODOS

4.2.1 Cura dos corpos de prova

Depois de retirados dos moldes os corpos de prova ficaram submersos em água num tanque durante 28 dias (Figura 26), conforme NBR 5738 (2015) e, posteriormente foram estocados em temperatura ambiente até atingirem a idade de 90 dias.

Aos 90 dias foram iniciados os ensaios, pois de acordo com Mehta e Monteiro (2008), a partir dos 90 dias as reações químicas que ocorrem no concreto tendem a se estabilizar, diminuindo desta forma, as interferências destas nos ensaios.

Figura 176 – Cura dos corpos de prova



Fonte: Autor, 2018.

4.2.2 Aquecimento dos corpos de prova

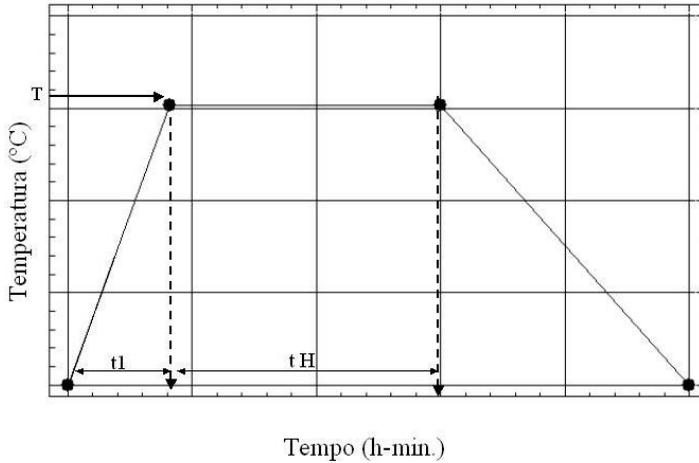
Após a cura e completados os 90 dias, os corpos de prova foram aquecidos nos patamares de temperatura de 450 °C e 900 °C. A taxa de aquecimento adotada foi de 3 °C/min, recomendada por Rilem TC129 MHT (2000 apud SILVA, 2009), e os corpos de prova foram aquecidos até atingirem o patamar de temperatura desejada e, mantidos nesta temperatura durante 30 minutos.

Após o aquecimento o forno foi desligado e os corpos de prova permaneceram no interior deste até o seu resfriamento natural. Não foi possível simular o resfriamento brusco com água, como geralmente ocorrem nos incêndios reais, pois a abertura do forno em temperaturas acima de 150 °C pode danificar o equipamento. O equipamento utilizado para aquecimento foi um forno existente no laboratório do IDT - UNESC.

A curva de aquecimento (Figura 27) de cada temperatura foi calculada em função da taxa de aquecimento, mesmo procedimento

adotado por Silva (2009) e Silva (2015 apud VIEIRA; GODINHO, 2016).

Figura 187 – Curva de aquecimento



Fonte: Silva, 2009.

Onde:

T = temperatura que representa o patamar desejado;

t_l = tempo necessário para que a temperatura atinja o patamar desejado;

t_H = tempo de exposição do concreto na temperatura desejada.

Na Tabela 18 pode-se observar o programa de aquecimento realizado.

Tabela 18 – Programa de aquecimento

Temperatura (°C)	t_l (h:min)	t_H (h:min)
450	02:03	00:30
900	04:52	00:30

Fonte: Autor, 2018.

A Figura 28 apresenta alguns corpos de prova indo para o aquecimento em forno.

Figura 198 – Aquecimento dos corpos de prova em forno



Fonte: Autor, 2018.

4.2.3 Resistência à compressão axial

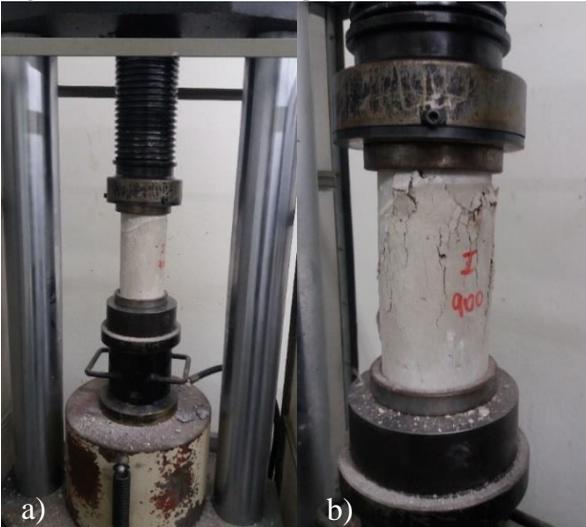
O ensaio de resistência à compressão axial foi realizado de acordo com a NBR 5739/2018. O procedimento se deu pela aplicação de uma força axial executada pelo eixo da prensa hidráulica da marca EMIC, modelo PC 200, com capacidade máxima de 2000 kN.

A regularização dos corpos de prova, para a melhor distribuição da carga aplicada, consistiu na retificação das superfícies superior e inferior dos corpos de prova que, posteriormente foram revestidas com neoprene. Os corpos de prova foram encaixados e centralizados nos pratos de aço, conferindo assim, uma maior eficiência ao procedimento e confiança ao resultado do ensaio. Para este ensaio foram utilizados 5 corpos de prova para cada composição e para cada patamar de temperatura

O ensaio foi iniciado aplicando-se uma carga constante sobre o corpo de prova, e finalizado quando percebido um decréscimo na carga aplicada, indicando a ruptura do corpo de prova. Os resultados dos ensaios foram então registrados.

A Figura 29 apresenta o ensaio de compressão axial.

Figura 29 – Ensaio de compressão axial



Fonte: Autor, 2018.

A partir da força máxima alcançada e do diâmetro do corpo de prova, é possível obter a resistência à compressão do concreto através da equação 7 (NBR 5739,2018).

$$f_c = \frac{F}{A} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

f_c = resistência á compressão do concreto (N/mm²);

A = área da seção transversal (mm²);

F = força de ruptura (N).

4.2.4 Resistência à tração por compressão diametral

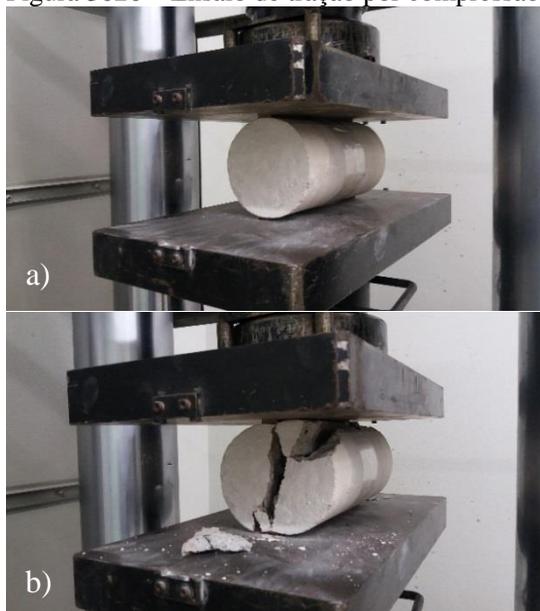
O ensaio de resistência à tração por compressão diametral tem por objetivo medir o esforço máximo resistente dos corpos de prova em relação à tração, quando aplicados esforços de compressão. Para a realização deste ensaio foram utilizados 5 corpos de prova para cada composição e para cada patamar de temperatura.

O ensaio foi realizado pela aplicação de duas forças distribuídas e, diametralmente opostas de compressão em um cilindro, gerando ao longo do diâmetro solicitados tensões de tração perpendiculares à aplicação da carga, de acordo com a NBR 7222/2011. Para a realização deste ensaio foi utilizada uma prensa hidráulica da marca EMIC, modelo PC 200, com capacidade máxima de 2000 kN.

Para este ensaio o corpo de prova foi fixado entre os eixos da prensa na posição horizontal, com o auxílio de anteparos próprios da mesma e com a utilização de taliscas de madeira que, além de ajudar na fixação também servem para efetuar a distribuição uniforme da carga. A carga de compressão foi aplicada de forma contínua até que ocorreu a ruptura do corpo de prova por tração indireta.

A Figura 30 apresenta a execução do ensaio de tração por compressão diametral.

Figura 3020 – Ensaio de tração por compressão diametral



Fonte: Autor, 2018.

Com a ruptura do corpo de prova foi obtida a carga (N). Com este resultado foi obtida a resistência de tração por compressão diametral em MPa, com a aplicação da equação 8 (NBR 7222, 2011).

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot l} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

d = diâmetro do corpo de prova (mm);

F = força máxima obtida no ensaio (N);

l = comprimento do corpo de prova (cm);

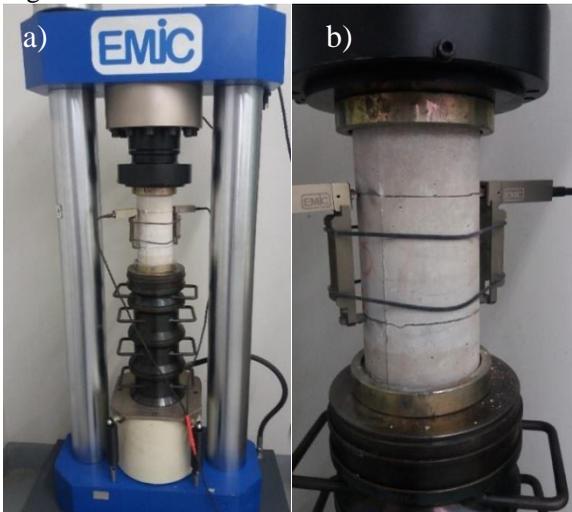
$f_{ct,sp}$ = resistência à tração por compressão diametral (MPa).

4.2.5 Módulo de elasticidade

O ensaio do Módulo de Elasticidade foi executado de acordo com a NBR 8522/2017. Para a realização deste ensaio foi utilizada uma prensa hidráulica da marca EMIC, modelo PC 200 CS, com capacidade máxima de 2000 kN. Foram utilizados extensômetros elétricos cuidadosamente fixados ao corpo de prova ensaiado com o auxílio de cordões elásticos que, foram posicionados a 5 cm das extremidades do corpo de prova (Figura 31). Estes extensômetros têm por finalidade fazer a medição das pequenas deformações sofridas pelo corpo de prova.

Para a realização do ensaio foram utilizados 5 corpos de prova para cada composição e para cada patamar de temperatura.

Figura 31 – Ensaio de modulo de elasticidade



Fonte: Autor, 2018.

Obtidos os valores de tensão e variação de deslocamento (deformação específica), o resultado do módulo de elasticidade (E) foi obtido pela equação 9.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (GPa);

σ = tensão (MPa);

ε = deformação.

4.2.6 Perda de massa

A determinação da perda de massa dos corpos de prova foi obtida pela diferença entre as massas antes e 24 horas após o aquecimento, através da equação 10.

$$pm = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100 \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

pm = perda de massa do corpo de prova (%);

m_1 = massa do corpo de prova antes do aquecimento (kg);

m_2 = massa do corpo de prova 24 horas após ser exposto à altas temperaturas (kg).

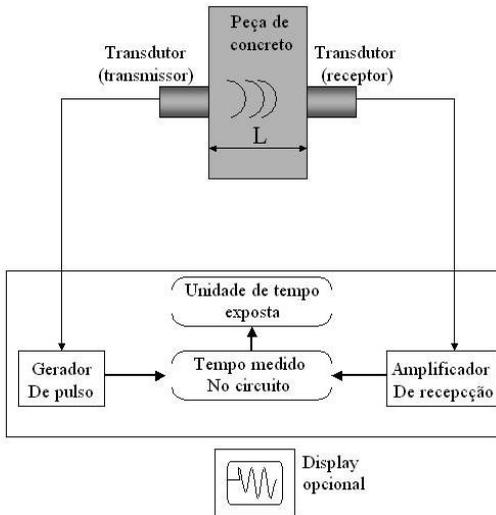
A balança utilizada para a pesagem dos corpos de prova é da marca Marte, modelo AS 5000 com capacidade de 5000 g, disponibilizada pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil – UNESC.

4.2.7 Velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos

O Ultrassom é um ensaio não destrutivo que relaciona a velocidade de propagação do pulso ultrassônico com a resistência e o módulo de elasticidade (EVANGELISTA, 2002). É baseado no conceito de que, a velocidade de um pulso de ondas longitudinais através de um material depende de suas propriedades elásticas e da sua densidade.

O instrumento consiste em um gerador e um transmissor (Figura 32) para a produção e a introdução de um pulso de onda no concreto, e de um receptor para detectar a chegada do pulso e medir com exatidão o tempo de trânsito do pulso pelo concreto. O procedimento de ensaio pelo método do ultrassom é estabelecido na NBR 8802 (2013).

Figura 32 – Diagrama típico de um equipamento de ultrassom



Fonte: Malhotra; Carino, 2004.

O ensaio pode ser realizado em três tipos de transmissão: direto, semidireto e indireto (Figura 21); nos quais três tipos de pulsos são gerados: longitudinal (compressão), transversal (cisalhamento) e de superfície (Rayleigh). (MALHOTRA; CARINO, 2004).

Para a análise de estruturas sinistradas por incêndio, o método de ultrassom pode ser aplicado nos diferentes tipos de transmissão e, para a presente pesquisa foi utilizado o método direto que pode ser utilizado para comparações entre zonas de concreto sãs e zonas de concreto sinistradas por incêndio.

Para a determinação da velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos foram utilizados 5 corpos de prova cilíndricos para cada composição e para cada patamar de temperatura. As leituras de velocidade foram realizadas antes e após o aquecimento por meio do equipamento Ultracon 170 (Figura 33).

Figura 33 – Equipamento de ultrassom



Fonte – ATPC, Engenharia Física.

A determinação da velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos foi efetuada a partir do tempo em que o pulso levou para percorrer a distância entre um transdutor e outro, ou seja, a altura do corpo de prova, por meio da equação 11.

$$V = \frac{L}{t} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

V = velocidade de propagação (m/s);

L = distância entre os centros de acoplamentos das faces dos transdutores (m);

t = tempo decorrido entre a emissão e a recepção do pulso de onda (s).

4.2.8 Difração de Raio X (DRX)

Esta técnica permite identificar as fases cristalinas presentes na amostra e possíveis mudanças que podem ocorrer nas mesmas com o aumento da temperatura, através de picos gerados na difração dos raios produzidos pelos átomos característicos do material.

Os resultados das análises foram apresentados em forma de gráficos, cujas variáveis são o ângulo 2θ (eixo horizontal) e a

intensidade dos picos difratados (eixo vertical). Para realização do ensaio as amostras dos corpos de prova foram fragmentadas através de um britador de mandíbula, moídas através do moinho de bolas de esferas (moinho periquito) e peneiradas (peneira 200 μm), obtendo-se um material fino.

A análise por DRX foi realizada no Laboratório de Caracterização de Materiais do IDT/UNESC no equipamento LabX, modelo XRD 6000, marca SHIMADZU, com varredura entre 2θ 3 a 80° , com velocidade de $2^\circ/\text{min}$, aceleração de 25 kV e 25 mA.

O objetivo principal deste ensaio foi o de verificar as possíveis mudanças de fase que podem ocorrer depois do aquecimento do concreto.

Para localização das fases não identificadas no ensaio foi utilizada a Lei de Bragg (Equação 12).

$$n \cdot \lambda = 2 \cdot d \cdot \text{sen}(\theta) \quad \text{Equação 12}$$

Parâmetro experimental:

λ = comprimento de onda da radiação;

Parâmetros da amostra:

n = ordem de difração;

d = distância entre planos atômicos;

θ = orientação desses planos em relação ao feixe (ângulo de Bragg).

4.2.9 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) é um ensaio realizado por um microscópio eletrônico capaz de produzir imagens de alta resolução da superfície de uma amostra. A realização deste ensaio é efetuada com o auxílio do microscópio eletrônico de varredura ZEISS, modelo MA10.

O objetivo deste ensaio foi o de analisar a micrografia formada no concreto com a substituição parcial e total do cimento Portland CII-Z32 por cimento refratário quando submetido a diferentes patamares de temperatura.

As amostras para a realização deste ensaio foram retiradas dos corpos de prova cilíndricos (10 x 20 cm), que foram seccionados com o auxílio de um equipamento de precisão (ISOMET 1000).

Posteriormente, foram lixadas e polidas de forma a criar uma superfície lisa e, permaneceram em estufa a 105 °C até a constância de massa.

A análise do MEV foi realizada no Laboratório de Cerâmica Técnica do IDT/UNESC em microscópio eletrônico de varredura ZEISS, modelo MA10.

4.2.10 Análise térmica (TGA-DSC)

A análise Calorimétrica Diferencial de Varredura (DSC) avalia o comportamento exotérmico e endotérmico dos materiais presentes na amostra, bem como a entalpia. Já a análise Termogravimétrica (TGA) se baseia na perda de massa com a variação da temperatura.

A análise térmica da amostra de concreto foi realizada no Laboratório de Cerâmica Técnica do IDT/UNESC em atmosfera de ar sintético, no intervalo de temperatura de 20 °C a 1000 °C, com taxa de aquecimento de 10 °C/min, no equipamento TA instrument, modelo Q600 simultaneous TGA/DSC.

O objetivo deste ensaio foi o de obter informações sobre a composição, transições de fase e reações químicas das amostras.

4.2.11 Comportamento térmico das amostras

Dois corpos de prova foram submetidos ao aquecimento e resfriamento e monitorados por termopares instalados na face externa e no centro de ambos, e os dados foram coletados por data-logger.

O objetivo deste ensaio foi o de registrar e comparar as diferenças entre as temperaturas externas e internas das amostras durante o aquecimento. A taxa de aquecimento utilizada foi de 5 °C/min.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados oriundos do programa experimental, que consistiu na análise da influência da substituição parcial e total de cimento Portland CII-Z32 por cimento refratário, na resistência do concreto e suas alterações devido à exposição a diferentes patamares de temperatura.

Os ensaios de resistência à compressão axial, tração por compressão diametral, módulo de elasticidade e perda de massa, foram analisados através de gráficos, e os demais resultados foram interpretados por suas características peculiares.

Os resultados foram tratados estatisticamente e foi realizada a análise de variância com o objetivo de verificar a existência de diferença significativa entre as variáveis nos diferentes níveis de temperatura. A análise de variância foi realizada através do método de Bonferroni com intervalo de confiança de 95 %.

5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Na tabela 19 são apresentados os valores médios obtidos do ensaio de compressão axial (f_{cm}), bem como o desvio padrão para as 3 composições diferentes e os 3 patamares de temperatura.

Tabela 19 – Resistência à compressão axial

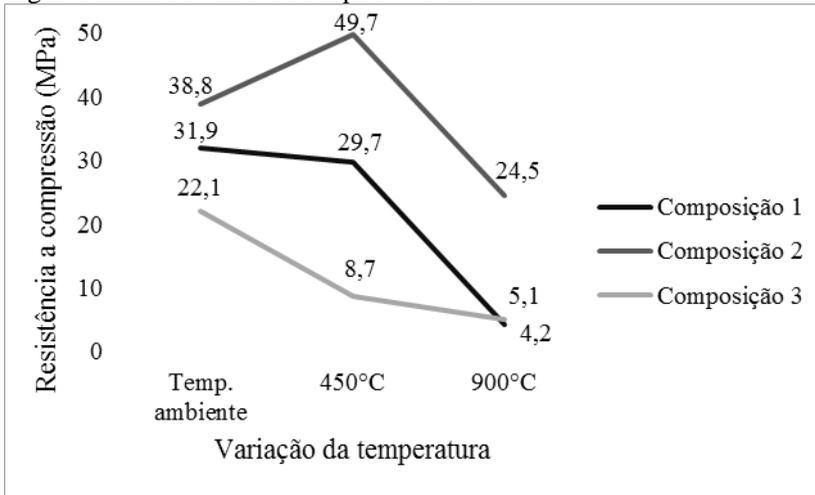
Temperatura (°C)	Composição 1		Composição 2		Composição 3	
	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Temperatura ambiente	31,9	1,16	38,8	1,31	22,1	0,31
450	29,7	1,8	49,7	0,96	8,7	0,35
900	4,2	0,2	24,5	1,53	5,1	0,26

Fonte: Autor, 2018.

Para as composições 1 e 3 a resistência à compressão axial diminuiu com o aumento da temperatura e, para a composição 2 ocorreu um aumento da resistência em 450 °C e uma posterior redução na temperatura de 900 °C.

A Figura 34 apresenta os resultados obtidos para o ensaio de Resistência à Compressão Axial.

Figura 34 – Resistência à compressão axial



Fonte: Autor, 2018.

A composição 1 apresentou a redução na resistência à compressão axial de 6,90 % na temperatura de 450 °C, enquanto a redução chega a 86,8 % para a temperatura de 900 °C, comparadas com a resistência obtida em temperatura ambiente. A composição 3 também apresentou a redução na resistência à compressão axial com o aumento da temperatura: aos 450 °C ocorreu uma redução de 60,6 % e, de 76,9 % na temperatura de 900 °C, em relação à resistência obtida em temperatura ambiente. No entanto para a composição 2 ocorreu um acréscimo na resistência de 28,1 % na temperatura de 450 °C e uma redução de 36,9 % em 900 °C, comparadas com a resistência à compressão em temperatura ambiente.

Resultados muito variados são verificados em ensaios realizados com o propósito de estabelecer o efeito da exposição do concreto a temperaturas até, aproximadamente, 600 °C. Essas variações podem ser geradas por: diferenças de tensões atuantes, diferença de condição de umidade do concreto enquanto sob aquecimento, diferença na duração da exposição à alta temperatura, diferença nas propriedades dos agregados, condições de cura e, regimes de resfriamento (NEVILLE, 1997 apud RIOS, 2005).

A redução na resistência pode ser explicada por Costa e Silva (2002a) cujos afirmam que, entre as temperaturas de 400 °C e 600 °C ocorre a destruição do gel de C-S-H devido à decomposição e desidratação dos hidróxidos de cálcio, que resultam em óxido de cálcio puro e água vaporizada. O C-S-H tem como função manter a pasta de cimento unida por meio de ligações químicas e das forças coesivas de Van der Waals, influenciando assim, a resistência do concreto (CASTELLOTE et al., 2003 apud SILVA, 2009).

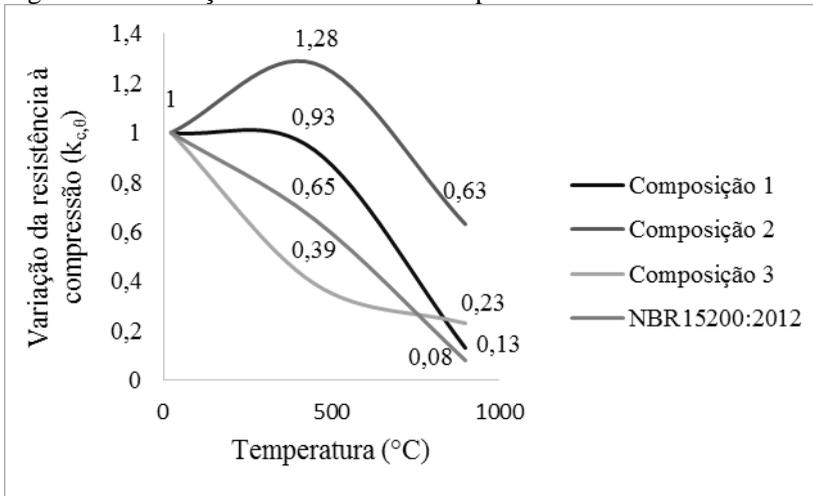
Acima de 400 °C ocorre a desidratação da portlandita que gera retração e microfissuração da pasta de cimento e também, o aumento da porosidade do concreto, contribuindo assim para a redução da resistência à compressão axial do concreto (FERNANDES et al., 2017). Próximo à temperatura de 600 °C pode ser considerada como a temperatura limite para manter a integridade estrutural do concreto produzido com cimento Portland (NEVILLE, 2016).

Lima (2005) afirma que a 800 °C ocorrem mudanças nas ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica, implicando em uma perda de 85 % da resistência do concreto.

A Figura 35 ilustra os valores da variação obtidos nos ensaios de resistência à compressão axial dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura, comparados com os valores estabelecidos pela norma NBR15200 (2012).

Percebe-se que os valores da Resistência à Compressão Axial das composições 1 e 2 estão acima dos valores especificados pela norma nas temperaturas de 450 °C e 900 °C. Para a composição 3 nota-se que em 450 °C a resistência fica abaixo do valor da norma e acima quando a temperatura é de 900 °C

Figura 35 – Variação da resistência à compressão axial



Fonte: Autor, 2018.

Conforme a análise de variância ANOVA é possível observar através do valor “p” que, a composição é significativa (com 97 % de confiança) na resistência à compressão do concreto, tanto para a função quadrática quanto para a função linear, enquanto a temperatura possui nível de significância de 94 %.

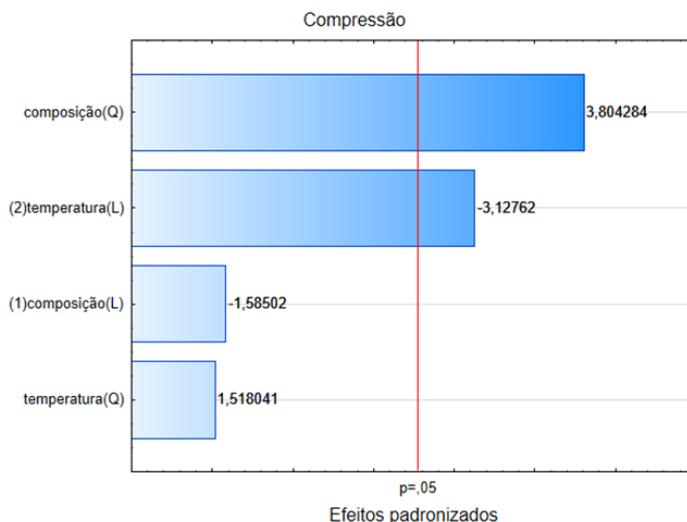
Tabela 20 – ANOVA resistência à compressão

	SS	df	MS	F	p
(1)composição L+Q	1007,36222	2	503,681111	8,492427	0,036334
(2)temperatura L+Q	716,842222	2	358,421111	6,043238	0,06183
Error	237,237778	4	59,309444		
Total SS	1961,44222	8			

Fonte: Autor, 2018.

De acordo com o gráfico de Pareto (Figura 36) a visualização da influência da composição e da temperatura sobre a resistência à compressão do concreto, fica mais evidente. A temperatura e a composição são significativas, sendo que para a composição o melhor ajuste foi obtido pela função quadrática, enquanto que, para a temperatura foi a função linear. O R^2 , o ajuste ao modelo, foi de 0,88.

Figura 36 – Gráfico de Pareto para a resistência à compressão axial

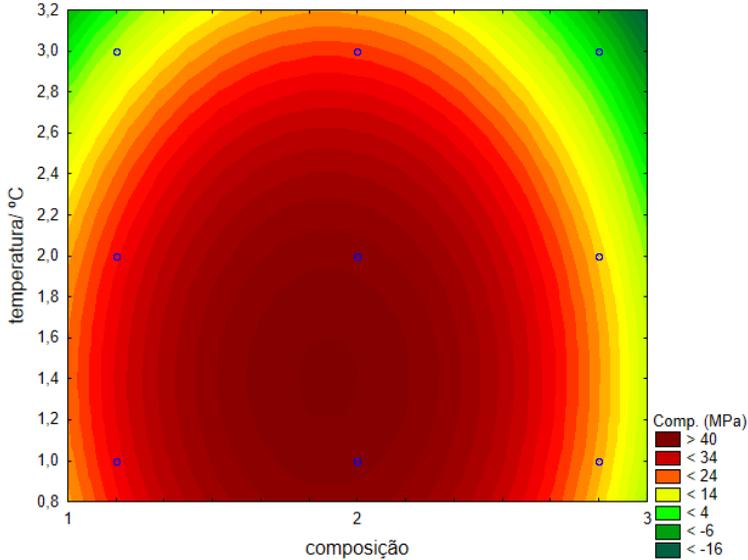


Fonte: Autor, 2018.

O modelo quadrático foi o modelo que melhor se ajustou à análise e, portanto a superfície de resposta foi montada em função deste modelo.

A superfície de resposta apresenta em qual região se obtém a maior resistência à compressão do concreto. A Figura 37 apresenta que, a maior resistência à compressão foi verificada na composição 2 e para a menor temperatura, evidenciando a influência da temperatura sobre a resistência à compressão do concreto.

Figura 37 – Superfície de resposta para a resistência à compressão axial



Fonte: Autor, 2018.

5.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os valores médios da resistência à tração por compressão diametral e o desvio padrão para as 3 composições diferentes e os 3 patamares de temperatura são apresentados na Tabela 21.

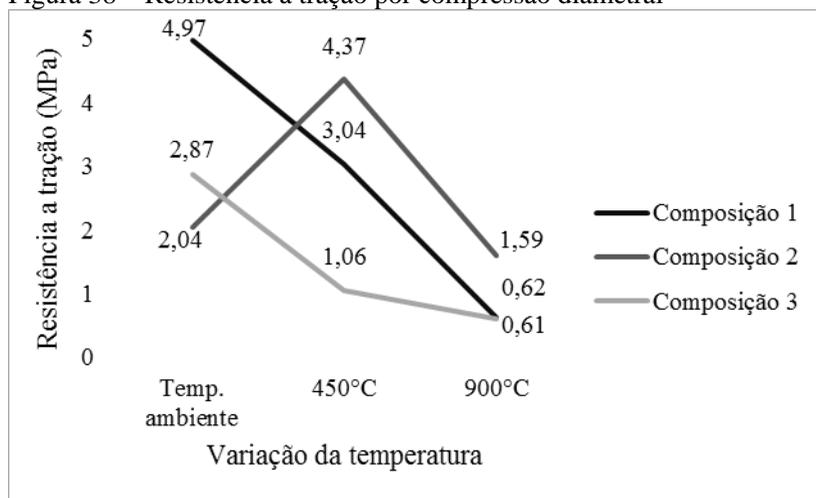
Tabela 21 – Resistência à tração por compressão diametral

Temperatura (°C)	Composição 1		Composição 2		Composição 3	
	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Temperatura ambiente	4,97	0,32	2,04	0,62	2,87	0,22
450	3,04	0,08	4,37	0,09	1,06	0,05
900	0,62	0,02	1,59	0,06	0,61	0,09

Fonte: Autor, 2018.

A Figura 38 apresenta os resultados obtidos dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura. De maneira semelhante aos resultados obtidos na resistência à compressão axial, na resistência à tração por compressão diametral as composições 1 e 3 sofreram redução na resistência com o aumento da temperatura, enquanto na composição 2 acontece um aumento na resistência em 450 °C.

Figura 38 – Resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor, 2018.

Na composição 1 ocorreu uma redução na resistência à tração por compressão diametral de 38,8 % na temperatura de 450 °C e de 87,5 % em 900 °C, em relação à resistência obtida em temperatura ambiente. A composição 3 segue o mesmo comportamento da composição 1 e os resultados dos ensaios apresentaram uma redução de 63,1 % na temperatura de 450 °C e de 78,7 % para a temperatura de 900 °C, comparadas com a resistência em temperatura ambiente. A composição 2 apresentou um comportamento diferente das composições 1 e 3, porém semelhante ao apresentado no ensaio de resistência à compressão. Na temperatura de 450 °C ocorreu um aumento na resistência de 114,2 % e uma redução de 22,0 % em 900 °C, comparado com a resistência em temperatura ambiente.

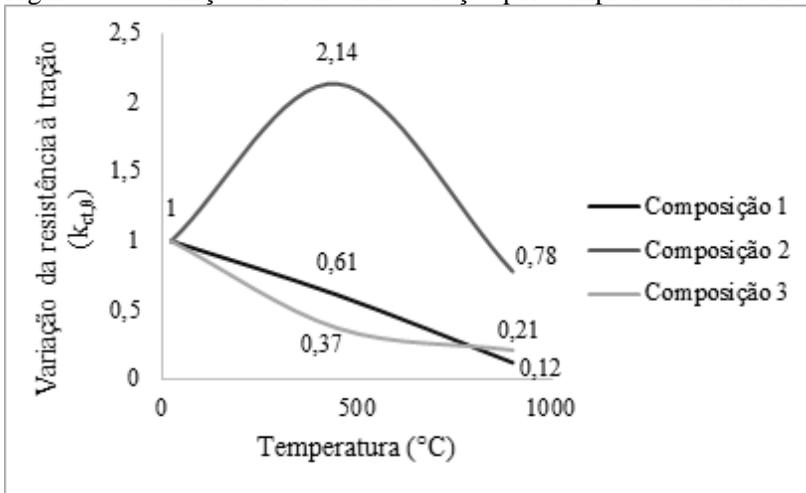
Segundo Castro, Tiba e Pandolfelli (2011) verifica-se que o comportamento à tração de concretos expostos a altas temperaturas é

significativamente distinto da perda gradual normalmente observada para a resistência à compressão. Isso porque com o aumento da temperatura são criadas microfissuras, juntamente com a decomposição do Ca(OH)_2 e de outros hidratos. Desta forma a resistência à tração do concreto é mais sensível a elevadas temperaturas e a formação de fissuras do que a resistência à compressão.

De acordo com os resultados obtidos na pesquisa realizada por Souza e Moreno (2010) a resistência à tração sofreu um maior prejuízo do que a resistência à compressão, apresentando decréscimo de resistência mais acentuado. Segundo os autores este comportamento já era esperado devido à ocorrência da microfissuração do concreto, que prejudica em maior grau a resistência à tração.

A Figura 39 ilustra os valores da variação ($k_{ct,\theta} = f_{ct,\theta}/f_{ct}$) obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura.

Figura 39 – Variação da resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor, 2018.

A ANOVA para a resistência à tração por compressão diametral apresentou nível de significância de 80 % para a temperatura. Isso também é refletido nos baixos valores de F (Tabela 22).

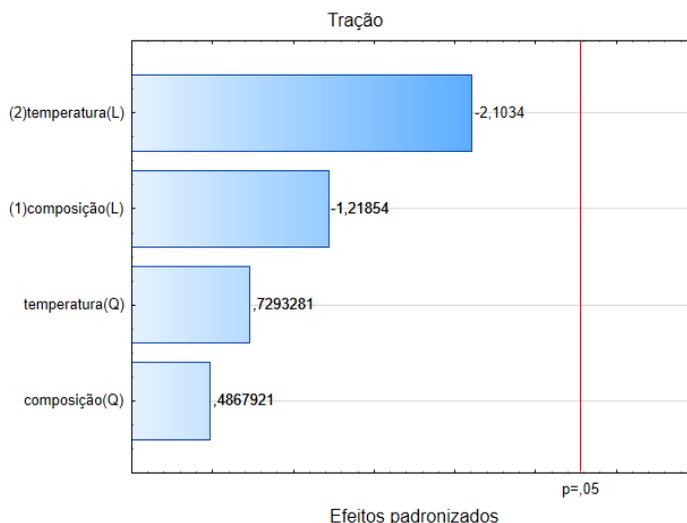
Tabela 22 – ANOVA resistência à tração por compressão diametral

	SS	df	MS	F	p
(1)composição L+Q	3,232956	2	1,616478	0,860907	0,488711
(2)temperatura L+Q	9,306022	2	4,653011	2,478111	0,199467
Error	7,510578	4	1,877644		
Total SS	20,049556	8			

Fonte: Autor, 2018.

De acordo com o gráfico de Pareto, o nível de significância foi de 80 % para a temperatura sobre a resistência à tração por compressão diametral. O R^2 foi de 0,63, considerado, ainda assim, explicativo ao modelo.

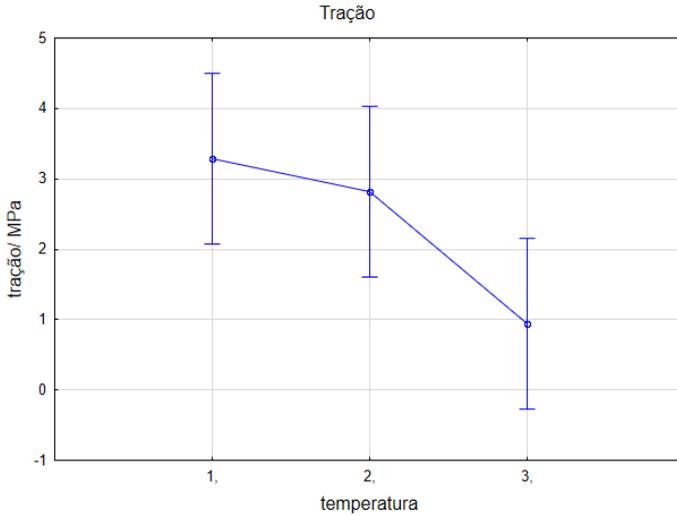
Figura 40 – Gráfico de Pareto para a resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor, 2018.

Para melhor visualização da influência da temperatura sobre a resistência à tração por compressão diametral, o Figura 41 apresenta que, com o aumento da temperatura a resistência à tração por compressão diametral diminui, porém com as médias significativamente semelhantes entre si.

Figura 41 – Gráfico de médias para a resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor, 2018.

5.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

A Tabela 23 apresenta os valores médios do ensaio de módulo de elasticidade bem como, o desvio padrão para as 3 composições diferentes e os 3 patamares de temperatura.

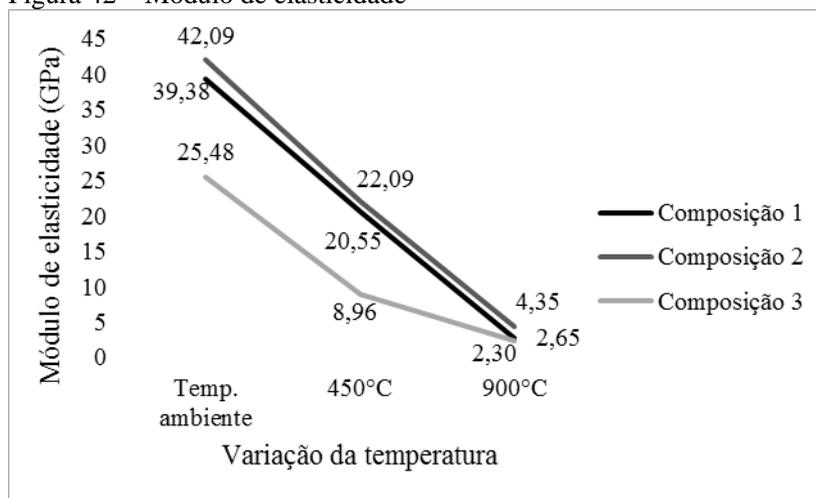
Tabela 163 – Módulo de elasticidade

Temperatura (°C)	Composição 1		Composição 2		Composição 3	
	E (GPa)	Desvio padrão (GPa)	E (GPa)	Desvio padrão (GPa)	E (GPa)	Desvio padrão (GPa)
Temperatura ambiente	39,38	0,45	42,09	0,25	25,48	0,2
450	20,55	1,07	22,09	1,25	8,96	0,8
900	2,65	0,02	4,35	0,19	2,3	0,09

Fonte: Autor, 2018.

A Figura 42 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura. É possível observar que as 3 composições apresentaram a redução dos valores de módulo de elasticidade à medida que a temperatura aumentou, apresentando uma redução de aproximadamente 90 % na temperatura de 900 °C comparado com o valor do módulo de elasticidade em temperatura ambiente.

Figura 42 – Módulo de elasticidade



Fonte: Autor, 2018.

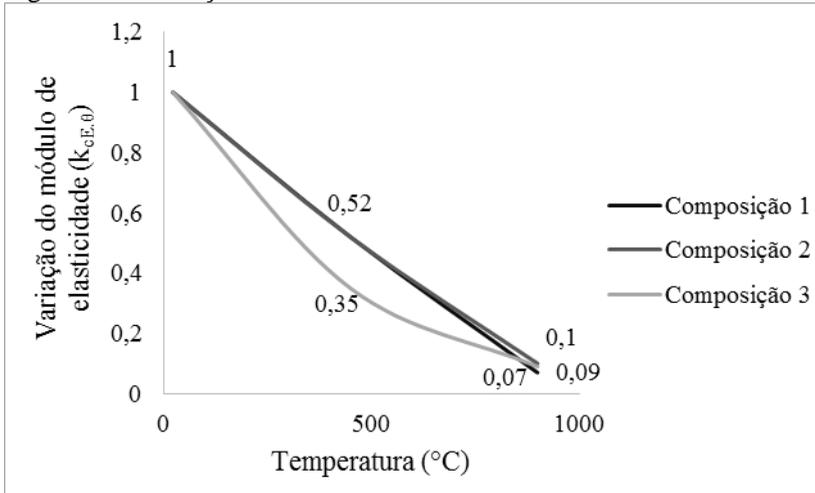
A composição 1 apresentou uma redução de 47,8 % em 450 °C e de 93,3 % em 900 °C, em relação ao módulo de elasticidade em temperatura ambiente. O decréscimo do módulo de elasticidade na composição 2 foi de 47,5 % na temperatura de 450 °C e de 89,7 % em 900 °C e, para a composição 3 a redução foi de 64,8 % em 450 °C e de 91,0 % em 900 °C, comparados com os valores de módulo de elasticidade obtidos em temperatura ambiente.

Neville (2016) afirma que entre as temperaturas de 21 °C a 96 °C não há a redução do módulo de elasticidade ou esta é pouco significativa. Segundo Mehta e Monteiro (2014), próximo à temperatura de 400 °C ocorre o aparecimento de microfissuras na zona de transição na interface pasta de cimento/agregado comprovado, por imagens microscópicas, que há um efeito prejudicial ao módulo de elasticidade próximo a esta temperatura.

Lima (2005) sustenta que, com uma redução significativa do módulo de elasticidade ocorrem deformações nos elementos estruturais, tornando-os inadequados ao uso. O comportamento das estruturas de concreto normalmente depende do seu módulo de elasticidade, e este é afetado significativamente pela ação da temperatura (NEVILLE, 2016).

A Figura 43 apresenta os valores da variação obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura.

Figura 43 – Variação do módulo de elasticidade



Fonte: Autor, 2018.

Para o módulo de elasticidade a análise de variância ANOVA (Tabela 24) apresentou elevados valores de “p”, ou seja, a composição e a temperatura são significativas para o módulo de elasticidade do concreto. O valor de F mais alto para a temperatura indicou que essa variável está associada, mais evidentemente, com a resposta. A composição e a temperatura apresentaram nível de significância de 93 % e 99 %, respectivamente. O ajuste ao modelo (R^2) foi de 0,96.

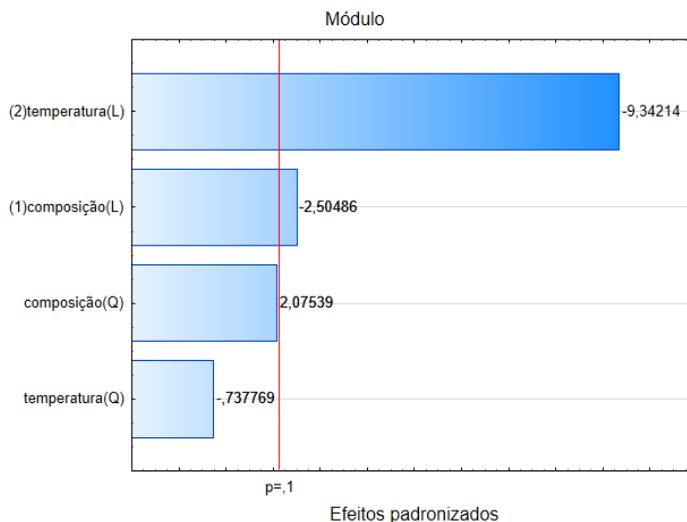
Tabela 24 – ANOVA Módulo de elasticidade

	SS	df	MS	F	p
(1)composição L+Q	191,622067	2	95,811033	5,290787	0,075251
(2)temperatura L+Q	1590,3342	2	795,1671	43,909969	0,001898
Error	72,436133	4	18,109033		
Total SS	1854,3924	8			

Fonte: Autor, 2018.

O gráfico de Pareto (Figura 44) apresenta que a temperatura exerce maior influência do que a composição sobre o módulo de elasticidade do concreto. Tanto para a composição quanto para a temperatura, a função linear foi a que melhor se ajustou ao modelo.

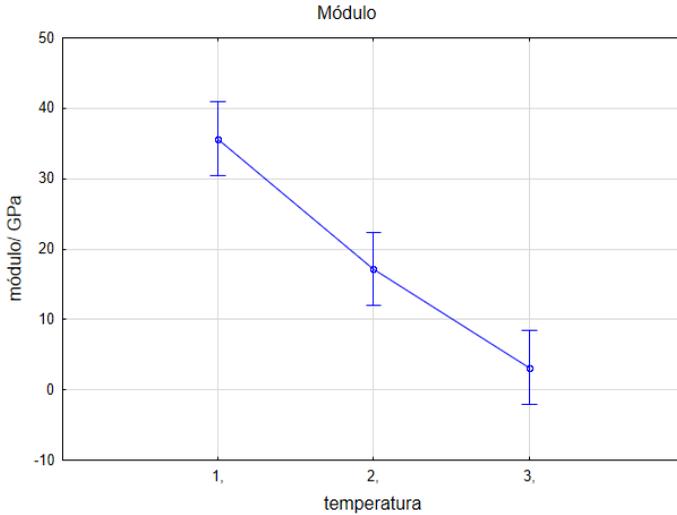
Figura 44 – Gráfico de Pareto para ao módulo de elasticidade



Fonte: Autor, 2018.

O gráfico de médias (Figura 45) apresenta, nitidamente, a redução dos valores do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura, sendo que, os valores do módulo de elasticidade são distintos entre si para as 3 composições.

Figura 45 – Gráfico de médias para o módulo de elasticidade



Fonte: Autor, 2018.

5.4 PERDA DE MASSA

Os valores médios da perda de massa e o desvio padrão para as 3 composições diferentes e os 3 patamares de temperatura são apresentados na Tabela 25.

Os resultados encontrados nos ensaios da perda de massa dos corpos de prova para as 3 composições e 3 patamares de temperatura são apresentados na Figura 46. Percebe-se que a perda de massa aumenta progressivamente com o incremento da temperatura para as 3 composições estudadas.

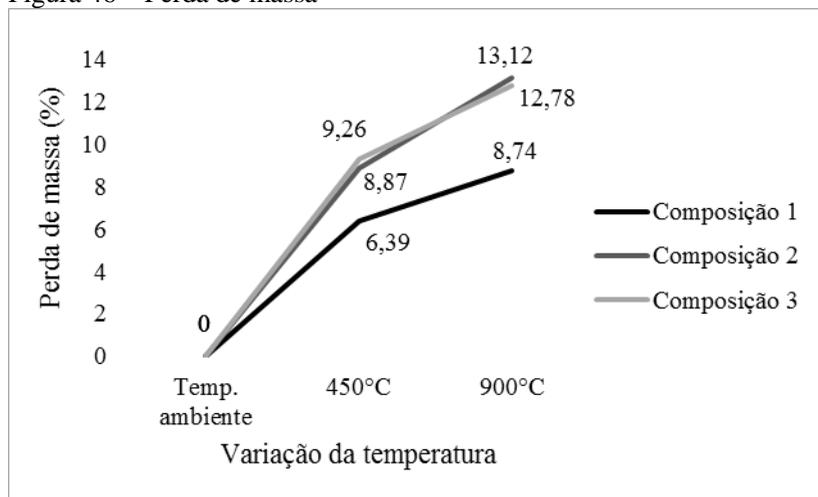
As massas de referência foram obtidas em temperatura ambiente, ou seja, antes do aquecimento dos corpos de prova, e a massa final foi obtida após o resfriamento dos mesmos.

Tabela 175 – Perda de massa

Temperatura (°C)	Composição 1		Composição 2		Composição 3	
	%	Desvio padrão (%)	%	Desvio padrão (%)	%	Desvio padrão (%)
Temperatura ambiente	0	0	0	0	0	0
450	6,39	0,24	8,87	0,25	9,26	0,14
900	8,74	0,24	13,12	0,35	12,78	0,49

Fonte: Autor, 2018.

Figura 46 – Perda de massa



Fonte: Autor, 2018.

A composição 1 apresentou uma perda de massa de 6,39 % em 450 °C e de 8,74 % em 900 °C. As composições 2 e 3, que possuem o cimento refratário em sua composição, apresentaram resultados de perda de massa muito próximos, e maiores quando comparados com a composição 1. A composição 2 apresentou uma perda de massa 8,87 % em 450 °C e de 13,12 % em 900 °C e, a composição 3 apresentou uma perda de massa de 9,26 % na temperatura de 450 °C e de 12,78 % em 900 °C.

Segundo Fernandes et al. (2017), sob altas temperaturas o processo de degradação se inicia com a decomposição da etringita a 80 °C, na sequência com o aumento da temperatura a pasta de cimento inicia o processo de desidratação, inicialmente com a evaporação das águas capilares seguida da evaporação das águas lamelares.

Segundo Hager (2013), em 500 °C ocorre a desidratação da portlandita (Ca(OH)_2), o que justifica a perda de massa nesta faixa de temperatura. Aos 670 °C ocorre a descarbonatação da calcita (CaCO_3) resultando na liberação de gás carbônico (CO_2) e, formação de óxido de cálcio (CaO). A perda de massa acima dos 700 °C pode estar relacionada à decomposição da pasta de cimento e agregados (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2011).

O comportamento da perda de massa dos corpos de prova aquecidos para as 3 composições, segue o mesmo comportamento dos resultados obtidos nos ensaios de termogravimetria.

Para a perda de massa a análise de variância ANOVA (Tabela 26) apresentou que, a composição e a temperatura são significativas, com 86 % e 99 % de confiança, respectivamente. O R^2 , ajuste ao modelo, foi de 0,97.

Tabela 186 – ANOVA Perda de massa

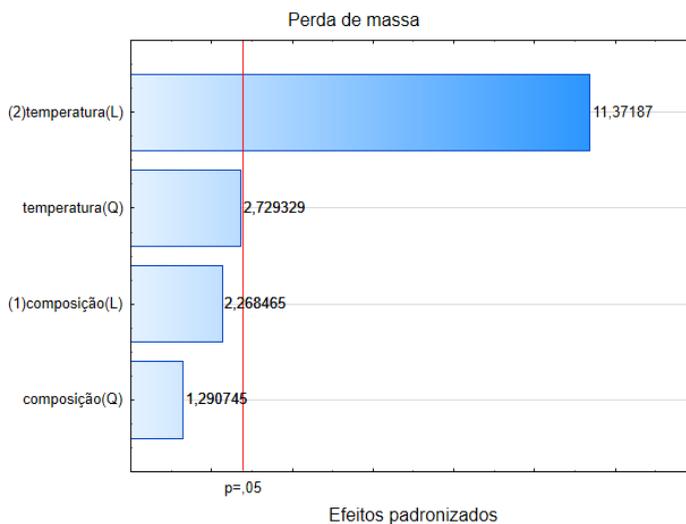
	SS	df	MS	F	p
(1)composição L+Q	10,534467	2	5,267233	3,405979	0,136871
(2)temperatura L+Q	211,508267	2	105,754133	68,38436	0,000807
Error	6,185867	4	1,546467		
Total SS	228,2286	8			

Fonte: Autor, 2018.

De acordo com o gráfico de Pareto (Figura 47) a temperatura exerce maior influência sobre a perda de massa, principalmente para a função linear.

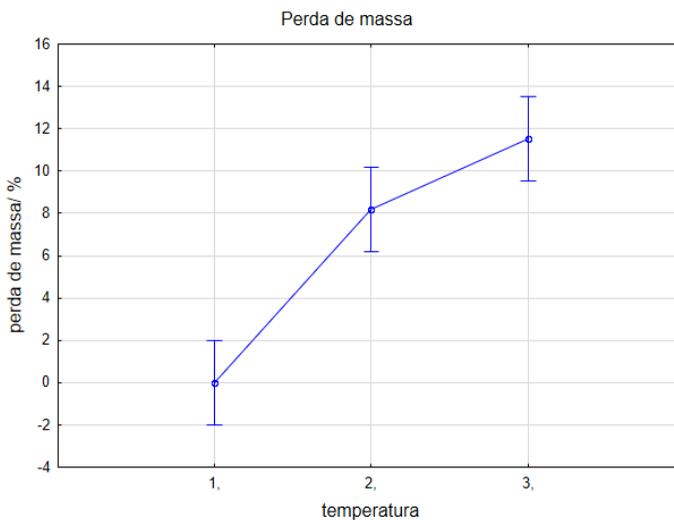
O gráfico de médias (Figura 48) mostra, claramente que, quanto maior a temperatura maior a perda de massa, além de que, a composição 1 é visivelmente distinta das composições 2 e 3.

Figura 47 – Gráfico de Pareto para a perda de massa



Fonte: Autor, 2018.

Figura 48 – Gráfico de médias para a perda de massa

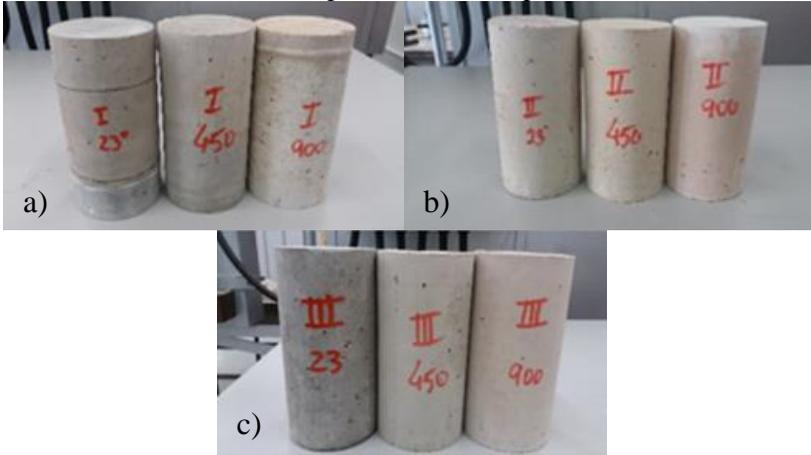


Fonte: Autor, 2018.

5.5 MUDANÇA DE COLORAÇÃO

De acordo com a Figura 49 é possível observar a mudança de coloração dos corpos de prova após o aquecimento em 450 °C e 900 °C, nas 3 composições distintas.

Figura 49 – Mudança de coloração das amostras de composição 1 (a), 2 (b) e 3 (c), submetidas aos 3 patamares de temperatura



Fonte: Autor, 2018.

Segundo Cánovaz (1988), no processo de elevação da temperatura o concreto vai sofrendo uma série de mudanças na coloração, especialmente os agregados silicosos e calcários, devido à presença de componentes ferrosos nos mesmos.

Percebe-se que a 450 °C o tom da coloração dos corpos de prova é rosado e, conforme Cánovaz (1988) entre 300 °C e 600 °C a cor muda para rosa avermelhado, reduzindo a resistência à compressão (redução não verificada para a composição 2). Em 900 °C a coloração dos corpos de prova muda para avermelhado, semelhante ao que ressalta Cánovaz (1988), que acima de 600 °C e até 950 °C a cor muda novamente para um segundo cinza com pontos avermelhados, o que indica friabilidade e alta sucção de água, sendo a resistência à compressão significativamente reduzida.

5.6 ULTRASSOM

Os valores médios para a velocidade dos pulsos ultrassônicos e o desvio padrão para as 3 composições diferentes e os 2 patamares de temperatura são apresentados na Tabela 27. Não foi possível detectar as velocidades de propagação dos pulsos ultrassônicos na temperatura de 450 °C para a composição 3 e, na temperatura de 900 °C para as 3 composições, pois o equipamento não efetuou as leituras.

Tabela 27 – Velocidade dos pulsos ultrassônicos

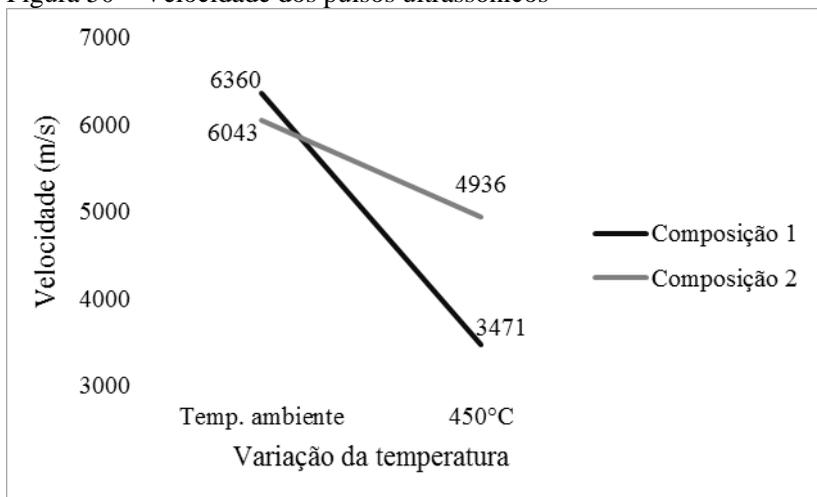
Temperatura (°C)	Composição 1		Composição 2		Composição 3	
	Veloc. (m/s)	Desvio padrão (m/s)	Veloc. (m/s)	Desvio padrão (m/s)	Veloc. (m/s)	Desvio padrão (m/s)
Temperatura ambiente	6360	35,17	6043	48	6490	24,17
450	3471	41	4936	54,78		

Fonte: Autor, 2018.

A Figura 50 ilustra os resultados dos ensaios de velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos para as 2 composições, em temperatura ambiente (velocidade inicial a temperatura ambiente) e, após o aquecimento a temperaturas de 450 °C (velocidade final, residual). Com os resultados parciais encontrados é possível observar que, com o aumento da temperatura a 450 °C ocorreu a redução da velocidade de propagação dos pulsos ultrassônicos. Este fato demonstra a capacidade do ultrassom em detectar as alterações das propriedades mecânicas do concreto em função da temperatura.

Não foi possível realizar a análise estatística dos resultados de Ultrassom, devido à ausência de dados deste ensaio para as 3 composições submetidas aos 3 patamares de temperatura, conforme já comentado. Contudo, com as leituras obtidas foi possível constatar que a velocidade dos pulsos ultrassônicos diminuiu com o aumento da temperatura.

Figura 50 – Velocidade dos pulsos ultrassônicos



Fonte: Autor, 2018.

Para a composição 1 ocorreu uma redução de 45,42 % na velocidade dos pulsos ultrassônicos para a temperatura de 450 °C em relação à temperatura ambiente. Para a composição 2 a redução da velocidade dos pulsos ultrassônicos foi de 18,32 % na temperatura de 450 °C em relação à temperatura ambiente.

Comparando os resultados da composição 1 e da composição 2, nota-se que na temperatura ambiente a velocidade dos pulsos ultrassônicos é 4,98 % menor para a composição 2 e, na temperatura de 450 °C a composição 1 apresentou uma redução de 29,68 % em relação à composição 2.

A redução encontrada na velocidade dos pulsos ultrassônicos pode estar relacionada com o aumento na porosidade do concreto, ocasionado pelo aquecimento dos corpos de prova, dado que, com o aumento da porosidade na pasta de cimento, os pulsos ultrassônicos levam mais tempo para percorrer a distância entre os transdutores emissores e receptores, pois a velocidade do pulso no ar é menor do que na pasta de cimento.

Pode-se constatar através do ultrassom, a degradação do concreto em função do aumento da porosidade ocasionada pela perda de massa. Esse mesmo resultado foi encontrado por Lima et al. (2005).

Na pasta de cimento a perda de água livre leva ao aumento da porosidade e, a principal razão desta porosidade é a decomposição das

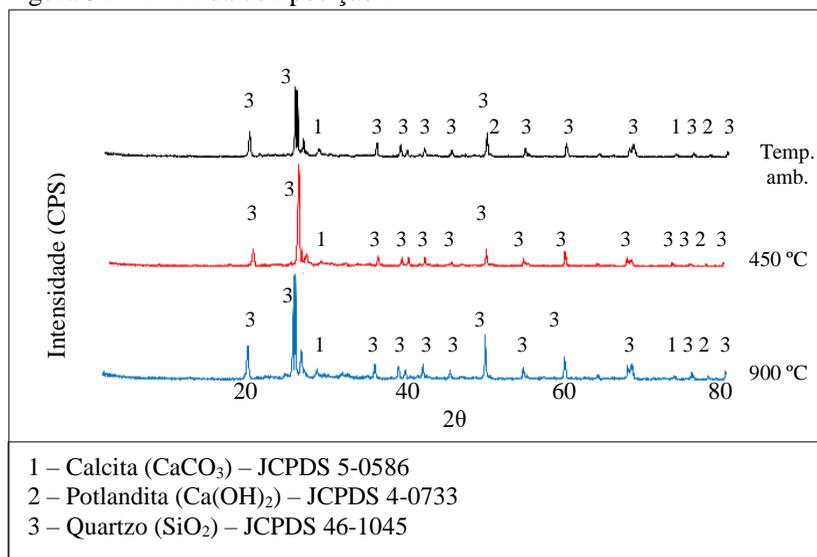
fases sólidas do concreto por desidratação, que ocorrem até 300 °C. A partir de 500 °C as alterações na porosidade também são influenciadas pela perda de estabilidade de alguns agregados (LIMA et al., 2005).

5.7 DRX

Na análise de DRX as 3 composições se apresentaram de forma semelhante, com a presença de Quartzo (SiO_2), Portlandita (Ca(OH)_2) e Calcita (CaCO_3). Alguns picos não foram identificados.

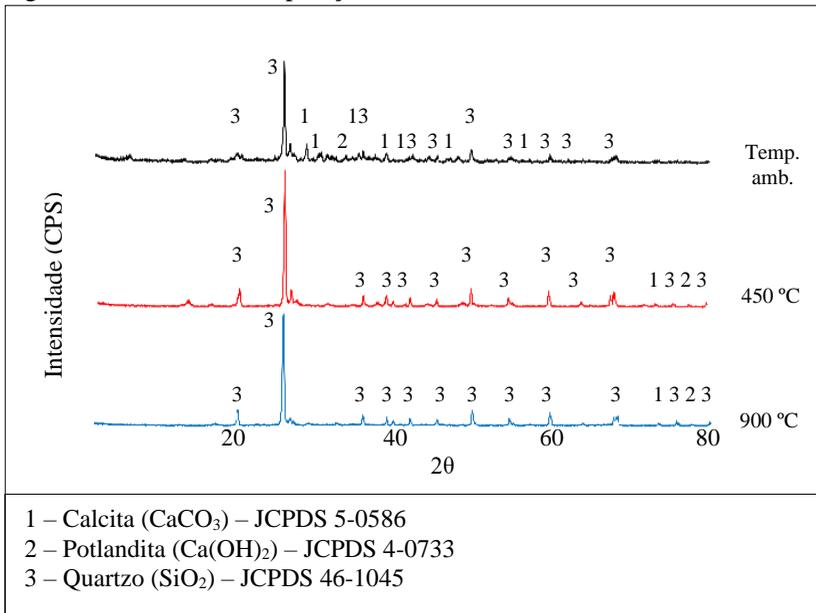
A Portlandita aparece estável para as amostras em temperatura ambiente e menos intensa para a temperatura de 450 °C, já que a decomposição por desidratação deste composto se inicia em torno de 530 °C. O óxido de cálcio (CaO) não foi verificado nas análises, o qual normalmente aparece em temperaturas em torno de 600 °C, já que este composto é formado pela decomposição da portlandita e da calcita. A calcita se apresenta em todas as temperaturas, porém em picos mais significativos para as amostras em temperatura ambiente (LIMA, 2005).

Figura 51 – DRX da composição 1



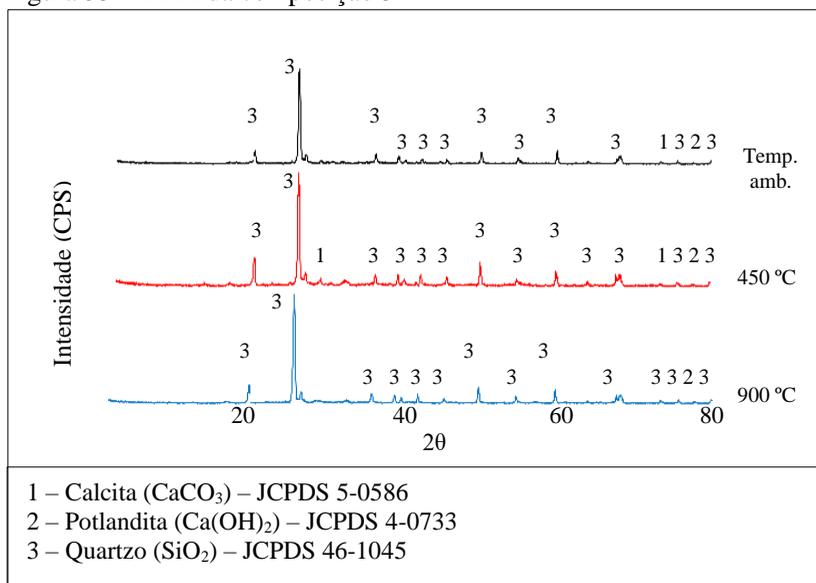
Fonte: Autor, 2018.

Figura 52 – DRX da composição 2



Fonte: Autor, 2018.

Figura 53 – DRX da composição 3



Fonte: Autor, 2018.

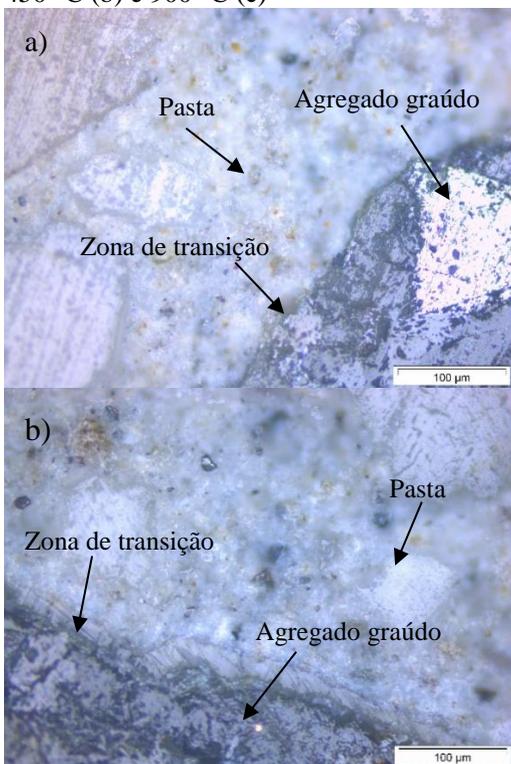
5.8 MICROSCOPIA ÓPTICA

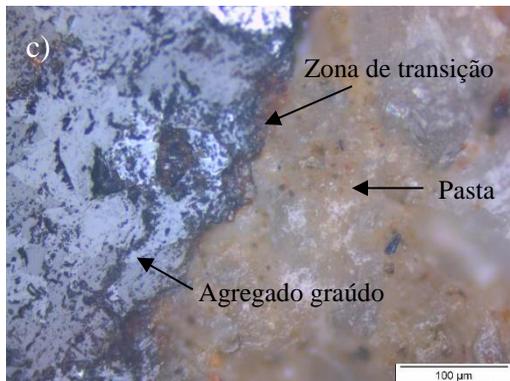
Quando o concreto é aquecido diversos fenômenos químicos e físicos ocorrem na faixa de temperatura entre 100 °C e 900 °C. Até aproximadamente 550 °C, apenas a pasta de cimento passa por mudanças físicas e químicas, enquanto a maioria dos agregados comumente utilizados é pouco influenciada pelo aquecimento (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2011).

As figuras 54, 55 e 56 apresentam as imagens obtidas por microscopia das amostras das composições 1, 2 e 3, obtidas em temperatura ambiente, 450 °C e 900 °C. Com as imagens geradas pelo microscópio é possível verificar a zona de transição que se forma entre o agregado graúdo e a pasta de cimento. A zona de transição encontra-se na interface que existe entre partículas grandes do agregado e a pasta de cimento hidratada (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Também é possível observar que as duas fases macroscópicas da estrutura (agregado e pasta de cimento) não são homogêneas e também não estão distribuídas homogeneamente (LIMA, 2005).

Como incremento da temperatura ocorre a mudança na coloração da estrutura de concreto, que pode ser relacionada com a perda de resistência sofrida pelo material através da exposição ao calor (LIN et al., 1996 apud LIMA, 2005).

Figura 54 - Microscopia da composição 1 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)



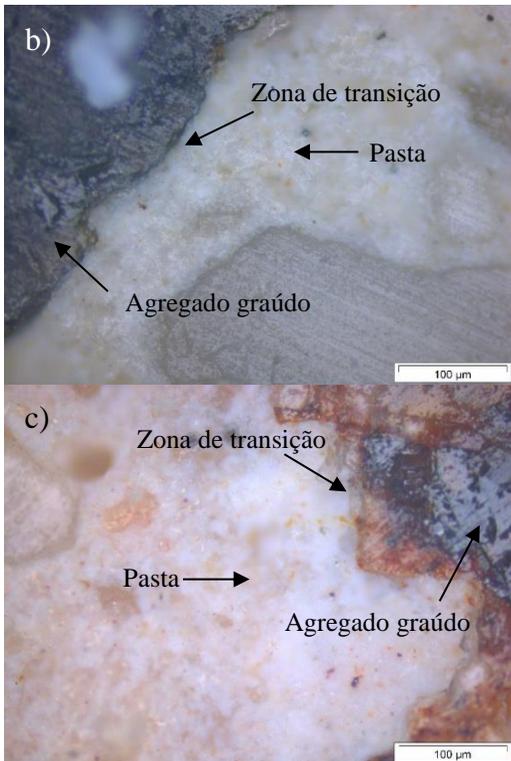


Fonte: Autor, 2018.

Para a composição 2 a Figura 55 c) apresenta a nítida mudança de coloração para o patamar de temperatura a 900 °C. A amostra apresenta a coloração entre cinza e vermelho, o que é verificado em amostras submetidas a temperaturas acima de 600 °C (CÁNOVAZ, 1988).

Figura 55 - Microscopia da composição 2 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)

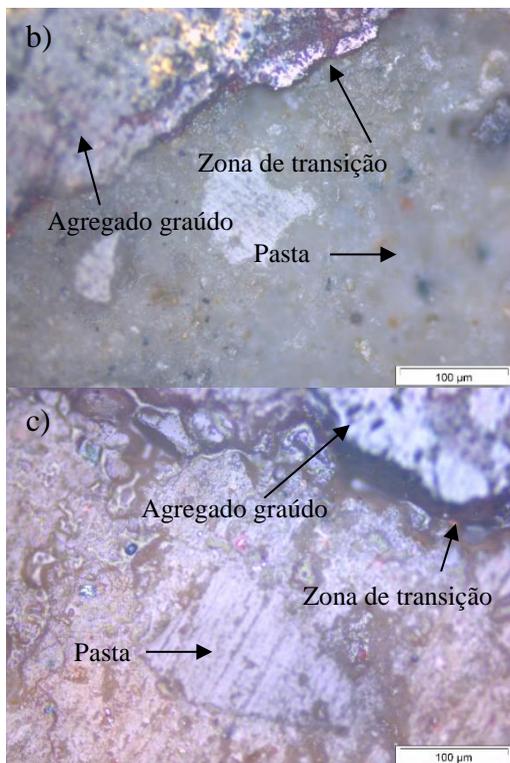




Fonte: Autor, 2018.

Figura 56 - Microscopia da composição 3 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)





Fonte: Autor, 2018.

5.9 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

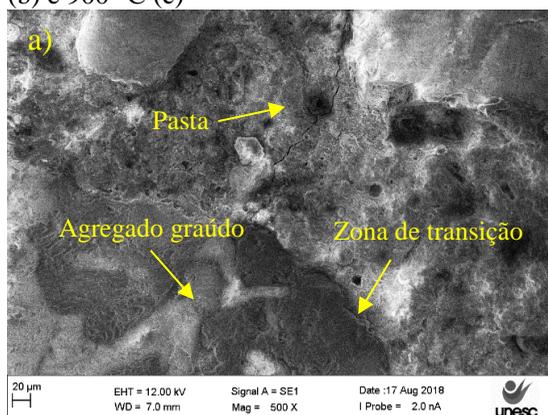
Na faixa de temperatura de 100 °C a 900 °C as reações endotérmicas ocorrem seguindo a ordem: liberação da água da pasta de cimento (água capilar), desidratação da etringita, do monossulfoaluminato de cálcio e do silicato de cálcio hidratado (C-S-H), decomposição do hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), do C-S-H e do carbonato de cálcio (CASTRO; TIBA; PANDOLFELLI, 2011).

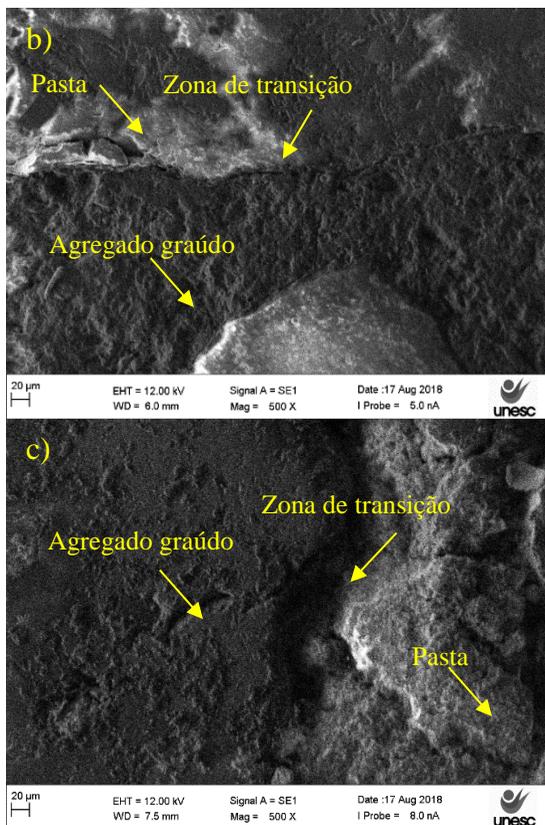
Até, aproximadamente, 400 °C as partículas anidras da pasta de cimento não são afetadas pela variação da temperatura, porém a maneira como elas estão ligadas com o restante da pasta pode se alterar, visto que, a zona de transição na interface agregado e pasta, consiste em uma região que desidrata com maior facilidade, estando mais suscetível à fissuração (LIMA et al., 2004).

Na Figura 57 é possível observar a análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV) para a composição 1, submetida aos 3 patamares de temperatura. A Figura 57 a) apresenta a amostra de concreto com 100% de cimento Portland em temperatura ambiente, na qual se observa a pasta de cimento interrompida pela presença da zona de transição, na interface pasta/agregado graúdo.

As Figuras 57 b) e c) apresentam a matriz da pasta de cimento mais rugosa quando comparada com a Figura a). A Figura b) apresenta a presença de trincas próximas da zona de transição, enquanto na Figura c) é ilustrada a presença de trincas tanto na pasta de cimento quanto no agregado graúdo, além da expansão da zona de transição ilustrada na análise para a temperatura de 900 °C. O aspecto pouco coeso e descontínuo do material em 900 °C é devido à desidratação e transformação dos silicatos (LIMA, 2005).

Figura 57 - MEV da composição 1 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)





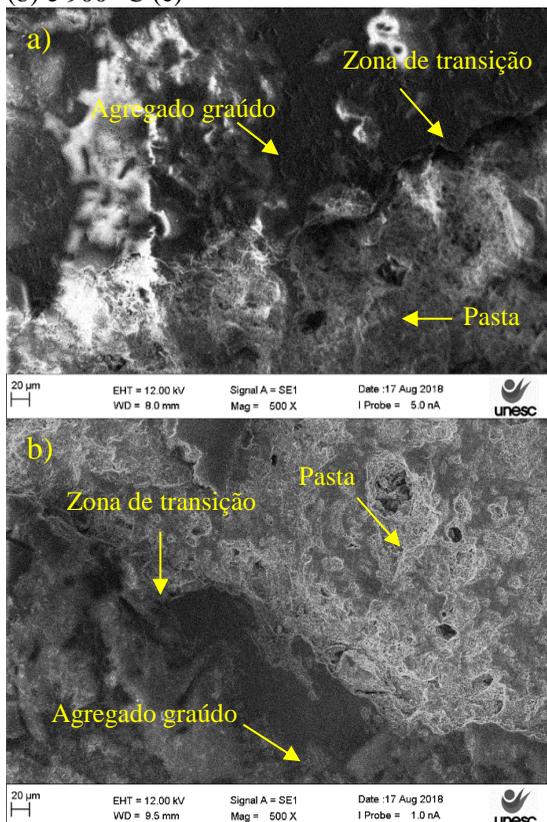
Fonte: Autor, 2018.

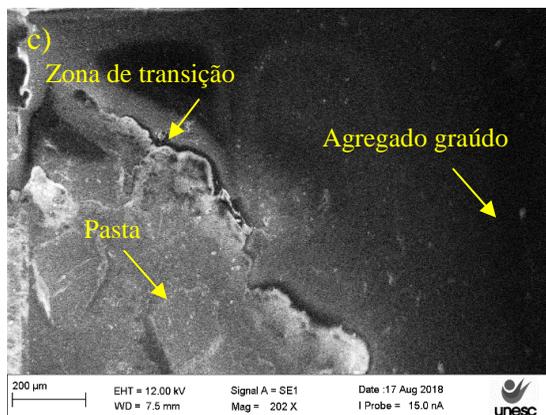
Para a composição 2 (100 % de cimento refratário) é possível observar que, com o aumento da temperatura ocorre a redução da aderência entre a pasta e os agregados (zona de transição) e a fissuração da matriz.

Na Figura 58 b) é verificada uma matriz mais porosa quando comparada à amostra em temperatura ambiente. Khaliq e Khan (2015) verificaram que, para o cimento com aluminato de cálcio, em 200 °C cristais de C_3AH_6 e AH_3 densamente compactados cobrem os poros dentro dos hidratos, produzindo uma microestrutura densa. Em uma 450 °C os mesmos cristais aparecem desidratados, apresentando uma matriz mais rugosa e com presença de vazios devido à evaporação da água quimicamente combinada (MARTINOVIC et al., 2012 apud KHALIQ; KHAN, 2015).

Para Rossikhina et al. (2011) no tratamento térmico a $380\text{ }^{\circ}\text{C}$ os processos de desidratação estão praticamente concluídos no material de ligação e, com o aquecimento a $1000\text{ }^{\circ}\text{C}$ é formada uma fase de vidro. Ou seja, em $900\text{ }^{\circ}\text{C}$ a microestrutura da composição 2 se apresenta mais densa comparada com a composição 1, o que pode ser decorrente da presença de gel AH_3 cobrindo os cristais C_3AH_6 (KHALIQ; KHAN, 2015).

Figura 58 - MEV da composição 2 à temperatura ambiente (a), $450\text{ }^{\circ}\text{C}$ (b) e $900\text{ }^{\circ}\text{C}$ (c)



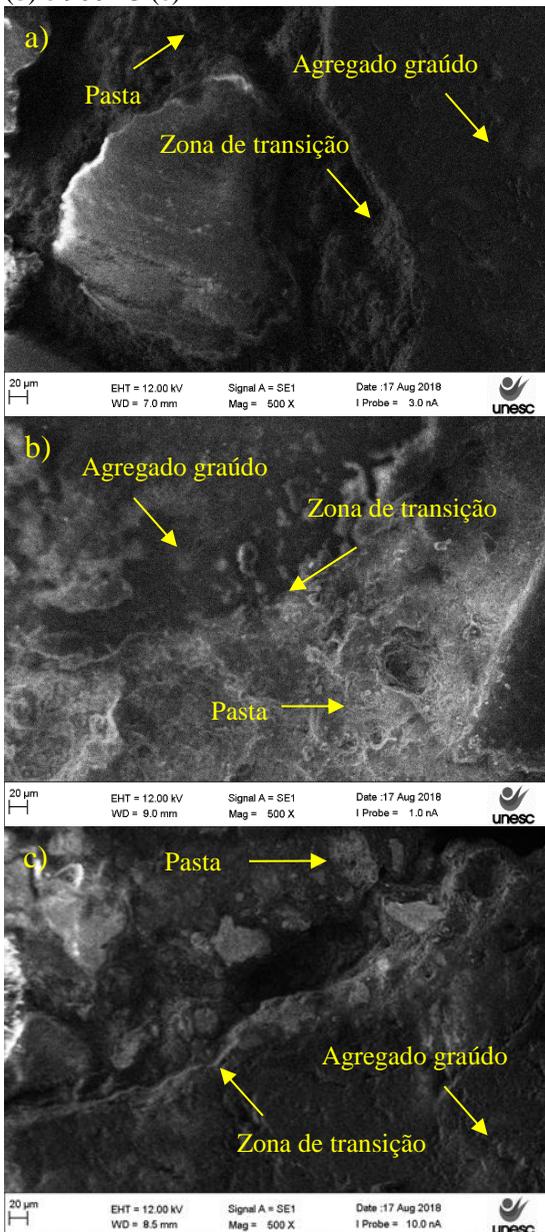


Fonte: Autor, 2018.

Na Figura 59 é ilustrada a presença de uma matriz mais rugosa na medida em que a temperatura aumenta. Na Figura b) há um aumento no volume dos poros após a exposição a $450\text{ }^{\circ}\text{C}$, resultante da evaporação da água na camada intermediária e dos poros do gel e do encolhimento dos géis hidratados do cimento de aluminato de cálcio e da transformação e decomposição dos silicatos do cimento Portland (LEE, et al., 2017; LIMA, 2005).

Após a exposição a $900\text{ }^{\circ}\text{C}$ a Figura c) apresenta a presença de trincas no agregado e na pasta e, a notável expansão da zona de transição na interface agregado/matriz, devido à completa desidratação e decomposição dos hidratos presentes na pasta de cimento.

Figura 59 - MEV da composição 3 à temperatura ambiente (a), 450 °C (b) e 900 °C (c)



Fonte: Autor, 2018.

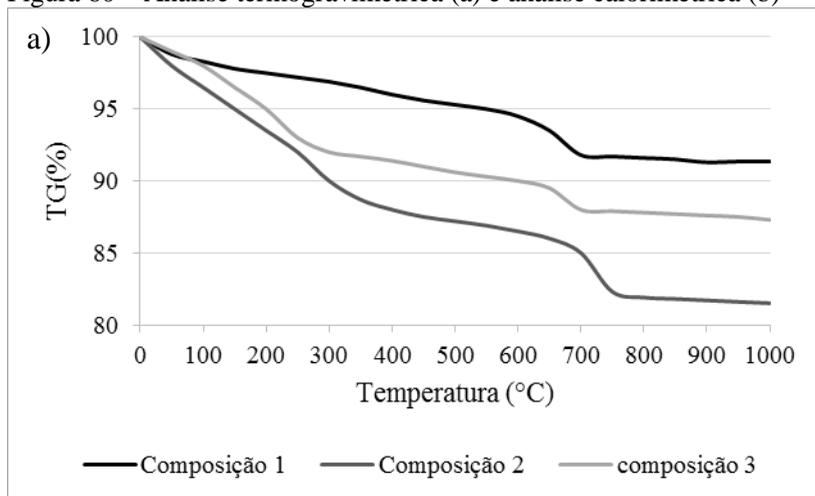
5.10 DSC/TGA

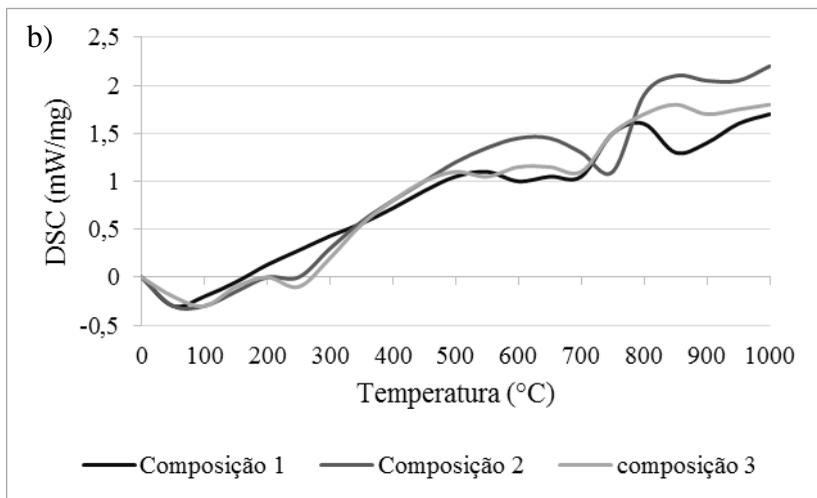
Na Figura 60 são apresentados os resultados obtidos para o comportamento termogravimétrico (TGA) e para a análise realizada no calorímetro diferencial de varredura (DSC). Com o aumento da temperatura a perda de massa é observada para as 3 composições.

As mudanças súbitas na inclinação indicam as temperaturas nas quais ocorrem perdas de massa mais acentuadas, o que pode estar associada com mudanças de fase ou transformações químicas (LIMA, 2005).

A mudança na massa em temperaturas elevadas depende dos produtos de hidratação e do tipo de agregados utilizados no concreto, com pouca influência do tipo de cimento (KHALIQ, 2012; KODUR; SULTAN, 2003 apud KHALIQ; KHAN, 2015).

Figura 60 – Análise termogravimétrica (a) e análise calorimétrica (b)





Fonte: Autor, 2018.

Analisando a curva termogravimétrica percebe-se que há um comportamento semelhante entre as curvas para as 3 composições, nas quais há a perda de massa com o aumento da temperatura. A descendência inclinada entre a temperatura inicial e 100 °C está associada à perda inicial da água absorvida e a contida nos capilares. Isso aparece como um pico endotérmico na curva termo-diferencial (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002a; LIMA, 2005; SOUZA, 2016).

Para a composição 1 ocorre uma gradativa perda de massa entre 100 °C até a temperatura de 550 °C. De acordo com Costa, Figueiredo e Silva (2002a), Lima (2005) e Souza (2016) entre a temperatura de 100 °C e 420 °C se inicia a decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) que é acompanhada de uma gradual perda de massa. Entre as temperaturas de 550 °C e 700 °C ocorre uma acentuada declividade na curva termogravimétrica e um pico endotérmico na curva calorimétrica, que pode ser atribuída à desidroxilação da portlandita. Próximo a 800 °C ocorre um pico endotérmico que pode ser explicado pela perda do dióxido de carbono do carbonato de cálcio que foi formado pela desidratação do hidróxido de cálcio (LIMA, 2005)

Para as composições 2 e 3, entre a temperatura ambiente e 200 °C o pico endotérmico pode ser atribuído à desidratação de CAH_{10} . Entre 200 °C e 300 °C ocorre a desidratação de AH_3 seguida da desidratação de C_3AH_6 . A redução de massa após 700 °C indica que, a maioria dos hidratos do cimento de aluminato de cálcio, desapareceu. O pico

exotérmico para a composição 2 entre 750 °C até, aproximadamente, 900 °C pode ser decorrente da cristalização do CA (SORO; SMITH; GAULT, 2006; LEE et al., 2017).

Já para a composição 1, próximo a 850 °C ocorre um pico endotérmico na curva calorimétrica que pode ser atribuído à decomposição da calcita com a formação de CO₂ e CaO (LIMA, 2005; SOUZA, 2016).

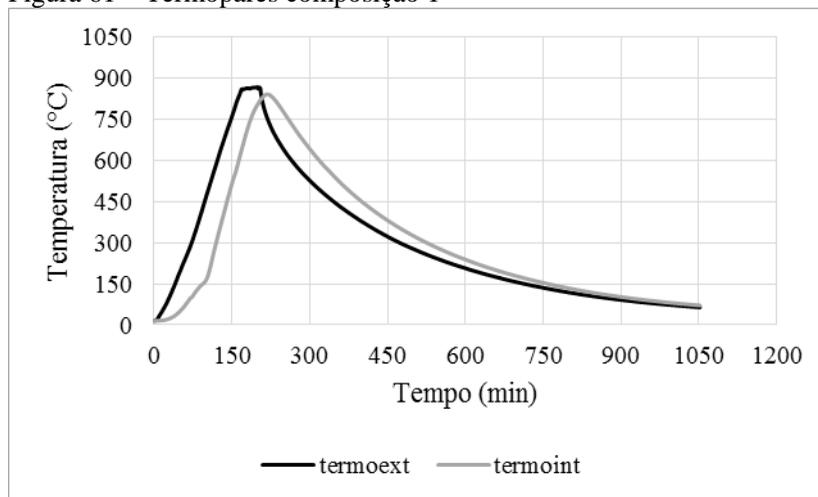
Para as 3 composições (Apêndice) é verificado um pico em torno de 573 °C, o que é atribuído à reação endotérmica na qual o α -quartzo é transformado em β -quartzo (KLINGSCH, 2003 apud LEE et al., 2017). Essa mudança de fase em 573 °C provoca um aumento significativo no volume e na formação de trinca no concreto (HERTZ, 2003 apud LEE et al., 2017).

5.11 COMPORTAMENTO TÉRMICO

Foram posicionados termopares no centro e na face externa dos corpos de prova das composições 1 e 2 para avaliar a diferença de temperaturas entre ambas as regiões durante o aquecimento de até 850 °C, a uma taxa de 5 °C/min. Após este aquecimento o forno foi desligado.

Os resultados são ilustrados nas Figuras 61 e 62.

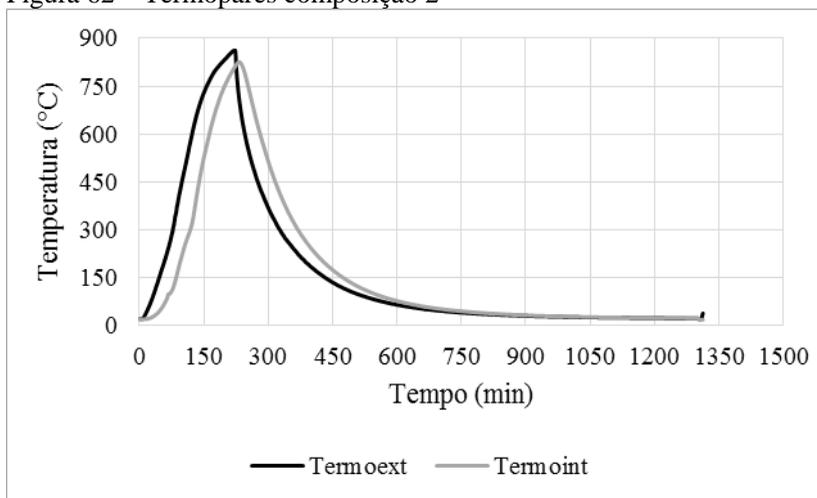
Figura 61 – Termopares composição 1



Fonte: Autor, 2018.

O termopar posicionado na face externa do corpo de prova da composição 1 registrou uma temperatura máxima de 868 °C em 200 minutos e, nesse mesmo tempo o termopar interno registrou 806 °C. O termopar posicionado no interior do corpo de prova precisou de 218 minutos para acusar uma temperatura máxima de 842 °C e, nesse mesmo minuto a temperatura externa foi de 756 °C. Uma diferença de 26 °C foi constatada entre as temperaturas máximas registradas entre a face externa e o centro do corpo de prova e 18 minutos foi o tempo de diferença entre ambas.

Figura 62 – Termopares composição 2



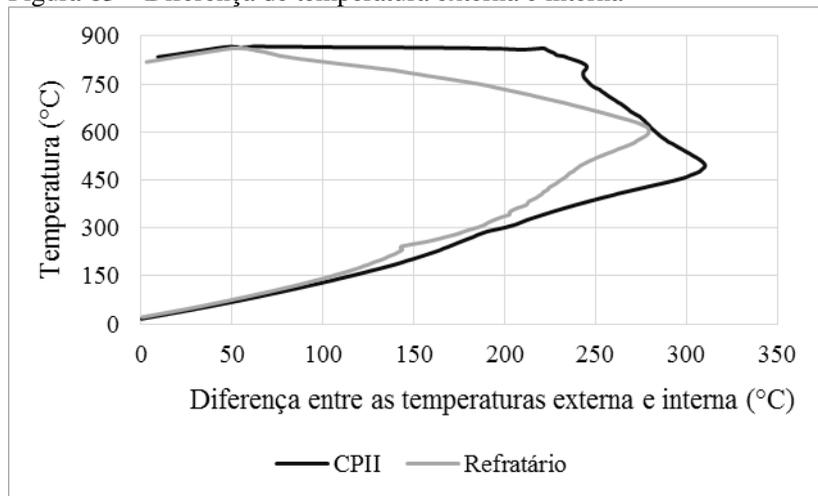
Fonte: Autor, 2018.

Analisando os resultados obtidos para o corpo de prova com cimento refratário (composição 2), verifica-se que o termopar externo precisou de 223 minutos para registrar a temperatura máxima de 862 °C na superfície do corpo de prova, enquanto nesse mesmo minuto a temperatura interna foi de 812 °C. O termopar interno acusou a temperatura máxima de 826 °C no minuto 232 e, nesse mesmo minuto a temperatura externa foi de 712 °C. A diferença entre as temperaturas máximas, externa e interna do corpo de prova foi de 36 °C com diferença de 9 minutos entre ambas.

Com os resultados obtidos com os termopares foi possível analisar e comparar as diferenças máximas registradas entre as

temperaturas externas e internas dos corpos de prova analisados. Essas diferenças entre as temperaturas são apresentadas na Figura 63.

Figura 63 – Diferença de temperatura externa e interna



Fonte: Autor, 2018.

A diferença máxima entre as temperaturas externa e interna do corpo de prova da composição 1 foi de 309 °C, no minuto 105. Nesse instante a temperatura externa registrada foi de 495 °C, enquanto a temperatura interna era de 186 °C.

A diferença máxima obtida entre as temperaturas externa e interna do corpo de prova da composição 2 ocorreu no minuto 123 com uma variação de 279 °C. Nesse minuto a temperatura externa registrada foi de 603 °C, enquanto a temperatura interna era de 324 °C.

Comparando os resultados obtidos para os dois corpos de prova se observa que, a diferença máxima entre as temperaturas externa e interna é 30 °C maior para o corpo de prova da composição 1.

O corpo de prova da composição 1 levou um menor tempo para atingir a temperatura máxima na superfície do corpo de prova, como também apresentou a temperatura máxima interna 16 °C maior do que para a composição 2. Do mesmo modo, a temperatura máxima no interior do corpo de prova da composição 1 foi registrada 14 minutos mais cedo do que a temperatura máxima registrada no interior do corpo de prova da composição 2, demonstrando uma menor condução de calor no interior do concreto confeccionado com cimento refratário.

5 CONCLUSÕES

Através da pesquisa realizada foram obtidas as conclusões que seguem:

- Para o ensaio de compressão axial os corpos de prova com 100 % de cimento refratário (composição 2) apresentaram uma resistência maior quando comparados com os corpos de prova das composições 1 e 3, com o acréscimo variando entre 21,63 % e 483,33 % nos 3 patamares de temperatura;
- Para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral não foi evidenciada diferença significativa entre as amostras;
- Para o ensaio do módulo de elasticidade os corpos de prova da composição 2 apresentaram valores entre 6,88 % e 146,54 % maiores do que os valores de módulo de elasticidade para as composições 1 e 3;
- Os corpos de prova da composição 2 apresentaram valores de perda de massa até 50,11 % maiores quando comparados com os corpos de prova da composição 1. O mesmo ocorre para a composição 3, a qual apresentou um acréscimo entre 44,91 % e 46,22 % comparada com a composição 1 para as temperaturas de 450 °C e 900 °C, respectivamente;
- Os ensaios de análise microestrutural apresentaram as variações sofridas no pasta de cimento e no agregado graúdo, bem como na interface agregado/pasta devido ao incremento da temperatura;
- A análise térmica verificou que, o corpo de prova da composição 1 precisou de menos tempo para atingir a temperatura máxima na superfície e no interior do concreto, e também apresentou uma temperatura máxima interna superior em 16 °C ao corpo de prova da composição 2, demonstrando uma menor condução de calor no concreto confeccionado com cimento refratário;
- No ensaio de ultrassom a velocidade das ondas no concreto de composição 2 em 450 °C apresentou um acréscimo de 42,21 % em relação à composição 1 para a mesma temperatura. Essa redução na velocidade dos pulsos ultrassônicos pode estar relacionada com o aumento na porosidade do concreto com 100 % de cimento Portland.

A utilização de cimento refratário no concreto em casos de incêndio apresentou melhores propriedades mecânicas quando comparado com o concreto confeccionado com cimento Portland, no que diz respeito à estabilidade estrutural. Esse fato evidencia a importância da utilização de cimentos refratários para evitar ou amenizar os efeitos causados por incêndios em estruturas de concreto, podendo ser uma opção em prol da segurança.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). ACI 228.2R-98.

Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures: reported by ACI Committee 228. 1998. p. 1-62.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628:** componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 5738:** concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739:** concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7222:** concreto e argamassa: determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 8522:** concreto: determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 8802:** concreto endurecido: determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 11578:** cimento Portland composto. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

_____. **NBR 14432:** exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 15200:** projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ABRAMS, M.. **Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F**. American Concrete Institute, SP-25, Temperature and Concrete, Detroit, p. 33-58, 1971.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 245 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ALMEIDA, D. F. **As estruturas de concreto armado e o fogo – comportamento – conseqüências – restauração**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. 5ª Revisada. ed. Rio de Janeiro: LTC, v. I, 2014.

BRITTEZ, Carlos A.; COSTA, Carla N. Ações do fogo nas estruturas de concreto. In: ISAIÁ, Geraldo C. (Org.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011.

BRITTEZ, Carlos Amado. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. 252 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

BUCHANAN, A. H., structural design for fire safety. Chichester: Jhon Wiley & Sons Ltda, 2002.

CÁNOVAZ, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CASTRO, A. L. de; TIBA, P. R. T.; PANDOLFELLI, V. C. **Fibras de polipropileno e sua influência no comportamento de concretos expostos a altas temperaturas: revisão** = Polypropylene fibers and their influence on the behavior of concretes exposed to high temperatures: review. **Cerâmica**, São Paulo, v. 57, n. 341 , p.22-31, mar. 2011.

COELHO, A. L. **Incêndios em edifícios**. Editora Orion, primeira edição – outubro de 2010.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo: PEFEPUSP, 2002. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. 2008.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D. de; SILVA, V. P. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica**. In: 44° Congresso Brasileiro Concreto, Belo Horizonte, 2002a.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D. de; SILVA, V. P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. **NUTAU**, p. 1-12, 2002b.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais. In: V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. **Anais**. São Paulo: EPUSP, 2002a.

COSTA, C.N.; SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. **XXX Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural**, Brasília, p. 1-20, maio 2002b.

COSTA, C. R. G. et al. Estudo comparativo da utilização da ABNT NBR 15200:2012 e da ABNT NBR 6118:2014. **REINPEC**, v. 2, n. 1, p. 65-79, jan./jun. 2016.

CULTURA AERONÁUTICA. **Resgate aéreo**. 2013. Disponível em: <<http://culturaaeronautica.blogspot.com.br/2013/01/resgate-aereo-dramatico-o-incendio-do.html>>. Acesso em: 02 abr. 2017.

ELFUSA Geral de Eletrofusão LTDA. Disponível em: <<http://www.elfusa.com.br/pt/home>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

ENGEPLUS . **Engeplus segurança**. 2015. Disponível em:
<<http://www.engeplus.com.br/noticia/seguranca/2015/incendio-atinge-predio-da-prefeitura-de-criciuma>>. Acesso em: 02 abr. 2017

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN).
Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1. Brussels: CEN, 2004.

EVANGELISTA, A.C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**, Tese de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

FERNANDES, B. et al. Microestrutura do concreto submetido a altas temperaturas: alterações físico-químicas e técnicas de análise. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 10, n. 4, p. 838-863, Ago. 2017. Disponível em:
<http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952017000400838&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 21 maio 2018.

FLEISCHMANN, C. e BUCHANAN, A. (2002) Analytical Methods for Determining Fire Resistance of Concrete Members. In: **SFPE Handbook of Fire Protection Engineering**. 3rd ed. National Fire Protection Association

FURNAS, Laboratório de Concreto; ANDRADE, W. P. (Ed.). **Concretos**: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. São Paulo: PINI, 1997.

GRIMM, A.M. **Meteorologia Básica**. Notas de aula. Universidade Federal do Paraná. 1999. Disponível em:
<<http://fisica.ufpr.br/grimm/aposmeteo/index.html>>. Acesso em: 2 mar. 2018.

HAGER I. Behaviour of cement concrete at high temperature. **Bulletin of the Polish Academy of sciences, Technical Sciences**, v. 61, n. 1, p. 1-10, 2013.

HUSEM, M. **The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete.** Fire Safety Journal, vol. 41(2), p. 155-163, 2006.

INCROPERA, F.P. & DEWITT, D.P. **Fundamentos de transferência de calor e de massa** 4a. edição LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1998.

INSTITUTO SPRINKLER BRASIL. **Estatísticas 2017.** 2017.

Disponível em:

<<http://www.sprinklerbrasil.org.br/instituto-sprinkler-brasil/estatisticas/estatisticas-2017-anual/>>. Acesso em: 18 mar. 2018.

KHALIQ, W.; KHAN, H. A. **High temperature material properties of calcium aluminate cement concrete.** Construction and Building Materials. National University of Sciences and Technology (NUST), Islamabad 44000, Pakistan 475p. 2015.

KLEIN, D.L. **Plano de prevenção e proteção contra incêndio: curso sobre plano de prevenção e proteção contra incêndio (PPCI)**, Porto Alegre: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, 2001. 164p. Apostila.

KHOURY, G. A.. **Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment.** Magazine of Concrete Research, vol. 44, p. 291-309, 1992.

LEE, N. K. et al. Microstructural investigation of calcium aluminate cement-based ultra-high performance concrete (UHPC) exposed to high temperatures. **Cement and Concrete Research**, 2017.

LIE, T. T. **Structural fire protection.** ASCE manuals and reports on engineering practice, n° 78. New York: ASCE, 1992. [Prepared by ASCE Committee on Fire Protection, Structural Division, American Society of Civil Engineers]

LIMA, R. C. A. et al. **Efeito de altas temperaturas no concreto.** In: II SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES, 2004, Porto Alegre, 2004. v. 1, p. 1 - 15.

LIMA, R.C.A.; et al. **Difração de raios-x e ultra som**: usando ensaios não destrutivos eficazes para análise de estruturas sinistradas. 47 CBC – Ibracon – Olinda, PE, 2005.

LIMA, R. C. de. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRS, Porto Alegre, RS, 2005.

MALHOTRA, V. M., CARINO, N. J., editors, **CRC Handbook of Nondestructive Testing of Concrete**, 2004, CRC Press, EUA.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. São Paulo: Ibracon, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014.

MORENO Jr., A. L.; BIZZO, L. B. P. Estudo do comportamento do concreto sob o efeito de temperaturas elevadas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto – Portugal, 2004.

NASCIMENTO, Vinícius Franco do. **Desenvolvimento de concreto de alta resistência mecânica**. Dissertação (Mestrado em Ciência de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

NATUREZA DO FOGO. **Noções de incêndio**. 2012. Disponível em: <<http://naturezadofogo.com.br/2012/09/combustao>> Acesso em: 10 abr. 2017.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

NORMAS REGULAMENTADORAS. **NR 23**: Proteção contra incêndios. 1978.

OLIVEIRA, Marcos de. **Manual de Estratégias, táticas e técnicas de combate a incêndio estrutural**. Florianópolis –SC: Editora Editograf, 2005. 136 p.

OLIVEIRA, T.A. de. **Gerenciamento de riscos de incêndio**: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

OLIVEIRA, I. R.; GARCIA, J. R.; PANDOLFELLI, V.C. Cinética de hidratação de ligantes à base de alumina hidratável ou aluminato de cálcio. **Cerâmica**, v. 53, n. 325, p. 20-28, 2007.

PORTAL G1. **G1 notícias**. 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/mundo/noticia/2016/01/focos-de-incendio-continuam-ativos-no-hotel-de-luxo-em-dubai.html>>. Acesso em: 02 abr. 2017.

RIOS, F.C.M. **Um estudo das propriedades mecânicas do concreto submetido a elevadas temperaturas para dar suporte ao gerenciamento de riscos ed incêndio em edificações**. Recife, 2005. (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

ROSSIKHINA, G. S. et al. Refractory materials for the glass industry. **Glass and Ceramics**, v. 69, n. 1 e 2, p. 25-27, jan./fev. 2011.

SÃO PAULO. **Decreto nº 10.878, de 7 de fevereiro de 1974**. Institui normas especiais para a segurança dos edifícios, a serem observadas na elaboração dos projetos e na execução, bem como no equipamento e no funcionamento, e dispõe ainda sobre sua aplicação em caráter prioritário. São Paulo, 1974. Disponível em: <<https://leismunicipais.com.br/a/sp/s/sao-paulo/decreto/1974/1087/10878/decreto-n-10878-1974-institui-normas-especiais-para-a-seguranca-dos-edificios-a-serem-observadas-na-elaboracao-dos-projetos-e-na-execucao-bem-como-no-equipamento-e-no-funcionamento-e-dispoe-ainda-sobre-sua-aplicacao-em-carater-prioritario>>. Acesso em: 24 abr. 2018.

SCRIVENER, Karen. Calcium aluminate cements. **Advanced Concrete Technology**, p. 1–31, 2003

SILVA, D. S. **Propriedades Mecânicas Residuais Após Incêndio de Concretos Usados na Construção Civil na Grande Florianópolis**. 2009. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. SC.

SILVA, K. K. D. S. et al. Comportamento do concreto de alto desempenho submetido à temperaturas elevadas utilizando de ensaios não destrutivos e método dos elementos finitos. **PATORREB 2018**, Rio de Janeiro, abr. 2018.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme a NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher, 2012.

SORO, Julien; SMITH, Agnès; GAULT; Christian. Thermomechanical characteristics of calcium aluminate cement and sand tapes prepared by tape casting. **Journal of the European Ceramic Society**, v. 26, p. 3799-3807, 2006.

SOUSA, Moisés M, de. **Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação das condições de incêndio**. 2009. 126 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

SOUZA, A. A. A.; MORENO Jr., A. L. Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo, 2003.

SOUZA, A. A. A. de; MORENO JR, A. L.. Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 3, n. 4, p. 432-448, Dec. 2010. Disponível em:<http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952010000400005&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 12 Jun. 2018.

SOUZA, Leovegildo Douglas Pereira de. **Análise do comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetidas às altas temperaturas utilizando a metodologia do planejamento fatorial**. 2016. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

UOL. **Uol notícias**. 2018. Disponível em:
< <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/05/incendio-de-grandes-proporcoes-atinge-um-edificio-no-largo-do-paissandu.shtml> > .
Acesso em: 26 maio 2018.

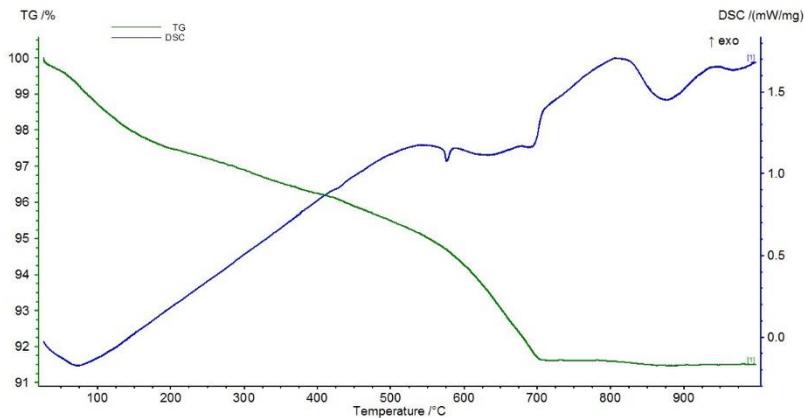
UOL. **Uol notícias**. 2017. Disponível em:
<<http://www1.folha.uol.com.br/mundo/2017/06/1892837-grande-incendio-atinge-predio-residencial-em-londres.shtm>> . Acesso em: 02 jun. 2017.

UOL. **Uol notícias**. 2014. Disponível em:
<<https://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2014/02/01/sobrevivente-comemora-40-anos-de-vida-apos-incendio-no-edificio-joelma.htm>> . Acesso em: 02 abr. 2017.

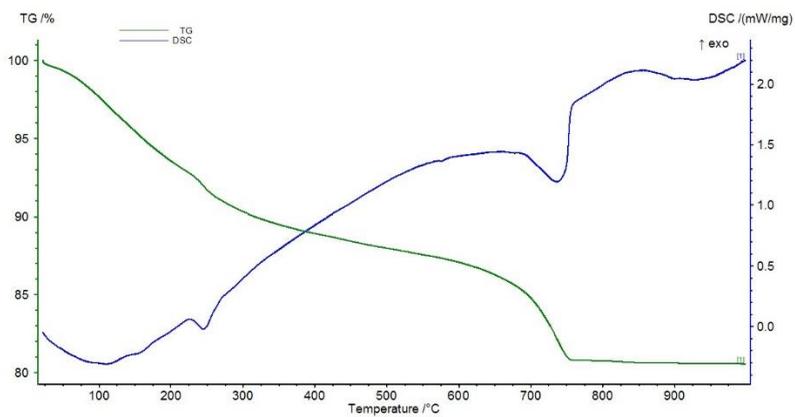
ZABEU, L. J. L. **Comportamento de estruturas de concreto de edifícios industriais compartimentadas submetidos à situação de incêndio**. Dissertação de pós-graduação (Dissertação em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011

APÊNDICES

APÊNDICE A – Análise térmica da composição 1



APÊNDICE B – Análise térmica da composição 2



APÊNDICE C – Análise térmica da composição 3

