

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI – COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO ZAMPIERI SEGALIN

**INFLUÊNCIA DO MODO DE RESFRIAMENTO NA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO APÓS EXPOSIÇÃO A ELEVADAS
TEMPERATURAS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO - PR

2018

LEONARDO ZAMPIERI SEGALIN

**INFLUÊNCIA DO MODO DE RESFRIAMENTO NA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO APÓS EXPOSIÇÃO A ELEVADAS
TEMPERATURAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra.

TOLEDO - PR

2018



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 162

INFLUÊNCIA DO MODO DE RESFRIAMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO APÓS EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

por

Leonardo Zampieri Segalin

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 11:10 h do dia **07 de novembro de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra
(UTFPR – TD)
Orientador

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza
Fakhye
(UTFPR – TD)

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

Aos meus pais, Luiz Alberto Segalin e Ivonete Zampieri Segalin, e às minhas irmãs, Rafaela Zampieri Segalin e Nicole Zampieri Segalin, os quais mesmo não estando sempre presentes comigo, forneceram todo amparo necessário e não deixaram de me apoiar e incentivar nessa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter sido meu suporte, me acalmando nos momentos de angústia, por ter sido meu guia, me auxiliando a tomar as decisões corretas, por ter colocado as pessoas certas em meu caminho e por ter me ensinado que para sermos bons profissionais, antes devemos ser boas pessoas.

Agradeço à Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR pela formação de seu corpo docente e por sua estrutura física que juntos proporcionaram dias de aprendizagem valiosos.

Agradeço a todos os professores que se dedicaram e demonstraram amor pela arte de ensinar, vocês são os grandes mentores responsáveis por garantir a excelência de nossa formação.

Agradeço em especial ao Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra pelas orientações, pelos conhecimentos transmitidos e pela compreensão, paciência e confiança nos momentos em que não correspondi às suas expectativas.

Também agradeço ao Prof. Dr. Gustavo Savaris, ao Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye e à Prof. Dr. Daniela Trentin Nava, os quais fizeram excelentes ponderações que ajudaram a enriquecer o meu trabalho.

Agradeço à Cia. de Cimento Itambé que, por intermédio da Eng. Francielle Cristine da Rocha, acreditou na importância desta pesquisa e disponibilizou o cimento necessário para seu desenvolvimento.

Agradeço a Universidade Paranaense – UNIPAR pelo empréstimo de seu espaço e equipamentos fundamentais para o êxito do presente trabalho.

Agradeço aos laboratoristas Marcos Vinicius Schlichting e Wilson Leobet, da UTFPR, e ao laboratorista Alex Eduard Minga, da UNIPAR, pelas instruções e pela atenção que deram a mim e à minha pesquisa. Também agradeço aos laboratoristas do Laboratório de Química da UTFPR pelo empréstimo de utensílios usados nos ensaios.

Agradeço à minha família e amigos que andaram ao meu lado e aliviaram a pressão dos momentos difíceis, sou privilegiado por tê-los ao meu lado.

Por fim, expresso minha gratidão a todos que direta ou indiretamente fizeram parte dessa trajetória.

RESUMO

SEGALIN, Leonardo Zampieri. **Influência do modo de resfriamento na resistência à compressão do concreto após exposição a elevadas temperaturas.** 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

O concreto é atualmente o material de construção mais utilizado no mundo e atribui-se sua predominância à sua versatilidade, propriedades favoráveis nos estados fresco e endurecido, além de seu baixo custo e grande disponibilidade de elementos constituintes. Dentre suas propriedades, destaca-se o bom desempenho quando exposto a elevadas temperaturas, garantido por características como a baixa difusividade térmica e incombustibilidade. No entanto sabe-se que apesar de apresentarem boa resistência ao fogo, estruturas de concreto submetidas à essas situações têm sua resistência mecânica reduzida, sendo ainda o resfriamento um fator de grande influência nessa redução. Apesar de ser um tema de grande importância para a segurança da vida humana e da vida útil da estrutura, o conhecimento a respeito da consequência de elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas do concreto ainda é insuficiente. Nesta pesquisa, analisa-se a influência do modo de resfriamento na resistência à compressão do concreto após exposição a elevadas temperaturas. Para tal análise, inicialmente foram moldados 66 corpos de prova cilíndricos com 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura a partir de um traço obtido pelo método de dosagem da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), na proporção 1: 1,53: 2,12 (cimento CP-II-F 32, areia fina e agregado graúdo basáltico) com relação água/cimento igual a 0,48, que correspondeu a um concreto com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 25 MPa aos 28 dias. Procederam-se ensaios de compressão uniaxial nos corpos de prova após exposição com duração de 7 horas às temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C, 800°C e 1000°C, e emprego de regimes de resfriamento natural e resfriamento brusco. Os resultados obtidos confirmam que o resfriamento brusco gera resistência à compressão residual menor que a encontrada após o resfriamento natural. Esse procedimento gera gradientes de temperatura no concreto que resultam em perdas até 10,5% maiores que as experienciadas com o emprego do resfriamento natural. As maiores perdas observadas pelo aumento de 200°C na temperatura, após o resfriamento natural, foram identificadas para as temperaturas de 400°C e 600°C, onde as resistências à compressão residuais chegaram a 73% e 43% respectivamente. Temperaturas de 800°C e 1000°C foram suficientes para evidenciar a avançada decomposição do material e a perda da resistência à compressão.

Palavras-chave: Concreto. Resistência à compressão. Elevadas temperaturas. Resfriamento natural. Resfriamento brusco.

ABSTRACT

SEGALIN, Leonardo Zampieri. **Cooling regime influence on the compressive strength of concrete exposed to high temperatures.** 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

Concrete is currently the most used construction material in the world and its predominance came from its versatility, favorable properties when fresh and when hardened, low cost and wide availability of components. Among its properties, the great performance when exposed to high temperatures, guaranteed by a low thermal diffusivity and incombustibility, is really relevant. However, it is known that despite the good performance during fire exposures, high temperatures can cause significant deterioration on concrete structures and the cooling regime can even increase this damage. Despite the great importance to human lives and the preservation of the structure, the knowledge about the effects of high temperatures on the mechanical properties of concrete is still insufficient. This study analyzes the influence of two cooling regimes on the compressive strength of concrete after exposures to high temperatures. For such analysis, 66 cylindrical specimens (5 cm in diameter by 10 cm in height) were produced by a dosage obtained from the Brazilian Association of Portland Cement's method (ABCP), with the proportion 1: 1.53: 2.12 (cement CP-II-F 32, sand, basaltic aggregate) and water-cement ratio equal to 0.48, which represents a concrete with characteristic compressive strength (fck) of 25 MPa at 28 days. Compressive strength tests were conducted on specimens after 7-hour exposures at temperatures of 200°C, 400°C, 600°C, 800°C e 1000°C, followed by natural cooling and quenching. It is confirmed that quenching results in a more severe decrease of the residual compressive strength than the natural cooling. The temperature gradient caused by quenching is the reason why specimens cooled by this method have lost its compressive strength about 10,5% more than the specimens cooled naturally. By natural cooling, the most significant resistance losses were experienced at 400°C and 600°C, in which the residual compressive strength were 73% and 43% respectively. Temperatures of about 800°C and 1000°C were enough to significantly reduce the compressive strength of concrete and expose its degradation.

Keywords: Concrete. Compression strength. High temperatures. Natural cooling. Quenching.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Variação da resistência dos materiais em função da temperatura.	14
Figura 2 – <i>Spalling</i> em pilar de concreto após incêndio.	23
Figura 3 – Curvas TG e DTG de pastas de cimento preparadas com diferentes porcentagens de aditivo com tempo de cura de 28 dias.	24
Figura 4 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.	30
Figura 5 – Resistência à compressão residual das amostras cúbicas de concreto expostas a elevadas temperaturas com posterior resfriamento.	32
Figura 6 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.	33
Figura 7 – Diagrama de tensão-deformação para as amostras cilíndricas expostas a elevadas temperaturas com posterior resfriamento.	34
Figura 8 – Cimento Portland, areia, brita e água utilizados na produção do concreto.	37
Figura 9 – Ensaio de granulometria da areia.	39
Figura 10 – Ensaio de granulometria da brita.	39
Figura 11 – Ensaio de determinação da massa específica do cimento.	40
Figura 12 – Ensaio de determinação da massa específica do agregado miúdo.	41
Figura 13 – Ensaio de determinação da massa específica da brita.	42
Figura 14 – Ensaio de determinação da massa unitária compactada da brita.	43
Figura 15 – Gráfico para determinação da relação água/cimento (a/c) em função das resistências do concreto e do cimento aos 28 dias de idade.	44
Figura 16 – Medição do abatimento de tronco de cone.	49
Figura 17 – Disposição dos moldes dentro do laboratório.	50
Figura 18 – Corpos de prova para teste identificados.	50
Figura 19 – Corpos de prova para teste dentro do tanque de cura.	51
Figura 20 – Máquina utilizada para retificação dos corpos de prova.	51
Figura 21 – Prensa de Compressão EMIC AC6.08.	52
Figura 22 – Equipamentos e material utilizados na moldagem dos corpos de prova.	54
Figura 23 – Corpos de prova identificados após moldagem.	55
Figura 24 – Tanque utilizado no processo de cura e corpos de prova imersos em água.	56

Figura 25 – Procedimento de retificação dos corpos de prova.....	56
Figura 26 – Procedimento de pré-aquecimento dos corpos de prova.	57
Figura 27 – Forno mufla utilizado no aquecimento dos corpos de prova a 105°C. ...	57
Figura 28 – Disposição dos corpos de prova dentro do forno mufla.	58
Figura 29 – Procedimento para resfriamento natural.	59
Figura 30 – Medição da temperatura da água no momento do resfriamento brusco.	60
Figura 31 – Procedimento para resfriamento brusco.	60
Figura 32 – Medição da temperatura superficial do corpo de prova após resfriamento brusco.	61
Figura 33 – Máquina para Teste Universal WAW-1000D.....	62
Figura 34 – Curvas de tensão-deformação dos corpos de prova para teste.....	71
Figura 35 – Taxa de aquecimento do forno mufla em °C/min.	72
Figura 36 – Taxa média de resfriamento superficial dos corpos de prova em °C/min.	75
Figura 37 – Relação linear entre resfriamento natural e resfriamento brusco.....	82
Figura 38 – Resistência à compressão residual do concreto com o aumento de temperatura.....	83
Figura 39 – Estado de degradação do concreto após exposição a 600°C com resfriamento natural (a) e resfriamento brusco (b).	85
Figura 40 – Estado de degradação do concreto após resfriamento natural para exposição a 800°C (a) e 1000°C (b).....	86
Figura 41 – Estado de degradação do concreto após resfriamento brusco para exposição a 800°C (a) e 1000°C (b) e (c).....	88
Figura 42 – Ensaio de compressão após exposição a 800°C com resfriamento brusco.	89
Figura 43 – Ensaio de compressão após exposição a 1000°C com resfriamento natural.	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos.	29
Tabela 2 – Resistência à compressão do concreto aquecido após 2 regimes de resfriamento.	31
Tabela 3 – Resistência à compressão do concreto aquecido e resfriado lentamente, após 112 dias.	35
Tabela 4 – Resistência à tração do concreto aquecido após 112 dias.	36
Tabela 5 – Estimativa do consumo de água em kg para 1 m ³ de concreto.	45
Tabela 6 – Volume compactado seco (V_{cs}) de agregado graúdo por metro cúbico de concreto (m ³ /m ³).	46
Tabela 7 – Grupos de corpos de prova separados por temperatura de exposição e modo de resfriamento.	55
Tabela 8 – Distribuição t de Student.	66
Tabela 9 – Resultado do ensaio de granulometria da areia.	67
Tabela 10 – Módulo de finura e dimensão máxima característica da areia.	67
Tabela 11 – Resultado do ensaio de granulometria da brita.	68
Tabela 12 – Dimensão máxima característica da brita.	68
Tabela 13 – Resultado do ensaio de massa específica da brita.	69
Tabela 14 – Resultado do ensaio de massa unitária compactada da brita.	69
Tabela 15 – Consumo de materiais para produção de 1 m ³ de concreto.	70
Tabela 16 – Resistência à compressão dos corpos de prova para teste.	71
Tabela 17 – Tempo em minutos e segundos despendido para o aquecimento à temperaturas específicas.	73
Tabela 18 – Taxas de aquecimento médias.	73
Tabela 19 – Temperatura da água utilizada no resfriamento brusco para cada dia de ensaio.	74
Tabela 20 – Temperaturas superficiais medidas após resfriamento brusco.	74
Tabela 21 – Gradientes de temperatura superficial após resfriamento brusco.	75
Tabela 22 – Resistência à compressão de referência.	76
Tabela 23 – Resistências à compressão residuais para cada temperatura de exposição e modo de resfriamento.	76

Tabela 24 – ANOVA para resistências à compressão residuais do resfriamento natural.	77
Tabela 25 – ANOVA para resistências à compressão residuais do resfriamento brusco.	77
Tabela 26 – Teste de Tukey entre temperaturas para o resfriamento natural.	78
Tabela 27 – Teste de Tukey entre temperaturas para o resfriamento brusco.	79
Tabela 28 – Teste de Hipótese para variação da resistência à compressão residual com resfriamento diferente.	80
Tabela 29 – Pares ordenados de resistências médias.	81
Tabela 30 – Porcentagem de resistência à compressão residual em termos da resistência de referência.	83

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	JUSTIFICATIVA.....	16
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	Objetivo Geral.....	17
1.2.2	Objetivos Específicos	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	CONDIÇÕES DE ENSAIO	19
2.2	EFEITOS DE ELEVADAS TEMPERATURAS NO CONCRETO	22
2.2.1	Microestrutura.....	22
2.2.2	Macroestrutura	26
3	MATERIAIS E MÉTODOS	37
3.1	MATERIAIS	37
3.2	MÉTODOS	38
3.2.1	Caracterização dos materiais	38
3.2.2	Determinação do traço	43
3.2.3	Produção do concreto para teste inicial.....	47
3.2.4	Confecção dos corpos de prova para ensaios sob elevadas temperaturas..	52
3.2.5	Pré-aquecimento, exposição a elevadas temperaturas e resfriamento lento e brusco dos corpos de prova	56
3.2.6	Determinação da resistência à compressão residual	62
3.2.7	Tratamento estatístico dos dados.....	63
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	67
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	67
4.2	DETERMINAÇÃO DO TRAÇO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PARA TESTE INICIAL	69
4.3	ENSAIOS DE AQUECIMENTO, RESFRIAMENTO E DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL.....	72
4.3.1	Taxa de aquecimento da mufla	72
4.3.2	Taxa de resfriamento brusco	74
4.3.3	Resistência à compressão residual	76
5	CONCLUSÕES	90
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	90

5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	91
	REFERÊNCIAS	93

1 INTRODUÇÃO

O concreto é atualmente o segundo material mais utilizado no mundo, isso deve-se principalmente à sua versatilidade, alcançada após um intenso processo evolutivo que hoje permite seu uso em inúmeras situações, como em casas de alvenaria e edifícios, rodovias e pontes, e até em plataformas de extração petrolífera (PEDROSO, 2009).

De forma geral, o concreto caracteriza-se por qualquer massa ou composto provindo a partir de um meio cimentante, sendo produto da reação entre um cimento hidráulico e água (NEVILLE; BROOKS, 2010).

Mehta e Monteiro (2006), adaptando sua definição às normas ASTM C 125 (Definição Padrão de Termos Relativos ao Concreto e seus Agregados) e ACI Committee 116 (Glossário de Termos no Campo do Cimento e Tecnologia do Concreto), definem o concreto como um material compósito que consiste de um meio aglomerante no qual incorporam-se agregados miúdos e graúdos. Quando utilizado cimento hidráulico, o concreto é obtido a partir da mistura desse cimento com água.

O início da história do concreto é atribuído aos romanos, os quais ao descobrirem um depósito de cinza pozolânica nas regiões ao redor do monte Vesúvio misturaram esse material em sua argamassa de cal, obtendo um produto com propriedades e aspecto físico semelhantes ao do concreto atual. Com a chegada do cimento Portland em 1824 e conseqüente aumento no uso de estruturas de concreto simples, eventos marcantes levaram ao aperfeiçoamento no uso do concreto, como a criação do cimento armado por Joseph Louis Lambot, em 1849, e do concreto armado por Joseph Monier, em 1867 (CARVALHO, 2008).

A facilidade com que se trabalhava com esse novo produto e seus resultados satisfatórios chamaram a atenção de muitas pessoas do meio técnico e alheias a ele, que vieram contribuindo desde então para que se chegasse ao conhecimento atual sobre o uso do concreto em estruturas (CARVALHO, 2008).

Atribui-se a predominância do concreto como material de construção às suas propriedades favoráveis nos estados fresco e endurecido, além de seu baixo custo e grande disponibilidade de elementos constituintes. Ao ser produzido, em seu estado fresco, possui plasticidade que possibilita seu molde em vários formatos, e ao alcançar seu estado endurecido, garante boa resistência à maioria das solicitações (PEDROSO, 2009).

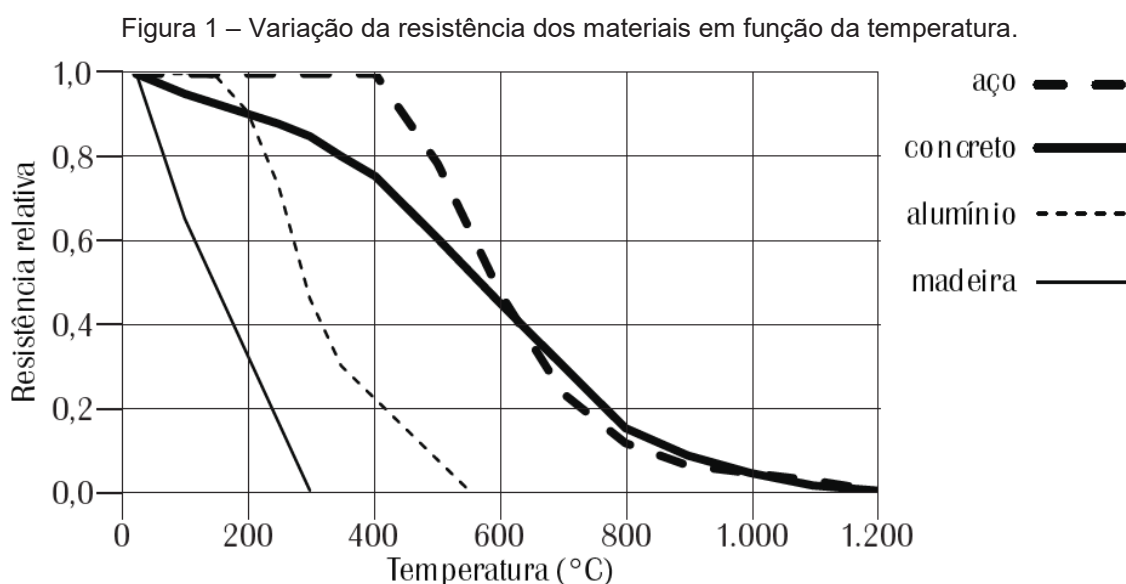
Além das propriedades acima citadas, o concreto apresenta boa resistência à agentes do intemperismo, abrasão, ataques químicos e exposição a elevadas temperaturas (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Referente a exposição a elevadas temperaturas, características como a baixa difusividade térmica e incombustibilidade garantem às estruturas de concreto desempenho satisfatório frente a situações de incêndio (FERNANDES et al., 2017).

Por ser um material não-combustível e que não emite gases tóxicos, o concreto coloca-se a frente de materiais como a madeira e plásticos para aplicações na construção civil. Além disso, diferentemente do aço, a baixa difusividade térmica do concreto lhe permite manter um certo nível mínimo de resistência quando exposto às temperaturas da ordem de 700 a 800°C por períodos de tempo suficientes para que se efetuem operações de resgate seguras, afinal o tempo despendido para que o concreto alcance tais patamares de temperatura é maior que o tempo necessário para que o aço as atinja (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Atualmente sabe-se que apesar de apresentar boa resistência ao fogo, sendo esse um dos importantes fatores que destacam o concreto dentre outros materiais de construção, estruturas de concreto expostas à essas situações têm sua resistência mecânica reduzida (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Atribui-se à redução da seção transversal de peças estruturais dos mais variados materiais e degeneração das propriedades mecânicas, a redução da resistência, como mostra a Figura 1 (SILVA, 2012).



FONTE: Adaptado de Silva (2012).

Ainda que a Figura 1 mostre que o aço se comporta melhor que o concreto ao manter sua resistência relativa maior até temperaturas de 600°C, esse material quando empregado como elemento isolado, atinge tais temperaturas muito mais rapidamente que o concreto, diminuindo o tempo disponível para um resgate seguro em situações de incêndio (SILVA, 2012).

A composição do concreto controla a redução de resistência quando exposto a elevadas temperaturas, pois tanto a pasta de cimento quanto os agregados são formados por componentes que se decompõem com o calor. Além disso, fatores como a permeabilidade do concreto, o tamanho do elemento e a taxa de aumento da temperatura são influentes, pois controlam a dissipação das pressões internas geradas pelos produtos de decomposição gasosa (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Segundo Souza e Moreno (2010), um fator de grande influência para o impacto sobre elementos de concreto submetidos a elevadas temperaturas é o modo como são resfriados. O resfriamento brusco, resultado da utilização de água para resfriamento em situações de incêndio, gera violentos gradientes de temperatura no concreto e como consequência, uma redução da resistência original.

Apesar de ser um tema de grande importância para a segurança da vida humana e da vida útil da estrutura, o conhecimento a respeito da consequência de elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas do concreto ainda é insuficiente. Isso surge como resultado da complexidade na elaboração de ensaios em escala real de estruturas de concreto em situação de incêndio e ainda devido a divergências encontradas entre os pesquisadores. Portanto, generalizar os resultados obtidos ainda é arriscado, sem que se considerem todas as influências presentes nas pesquisas (SOUZA e MORENO, 2010).

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento, uma estrutura de concreto em situação de incêndio poderá sofrer plastificações, ruínas e até colapsos locais, porém, para que seja novamente utilizada, deverá passar por vistorias e projetos de recuperação, que assegurem as capacidades últimas e de serviço que a estrutura apresentava antes do incêndio.

Apesar de situações de incêndio raramente ocorrerem durante a vida útil de uma estrutura, dar importância a esse acontecimento é vital para que as possíveis consequências geradas por ele, como perdas materiais e de vida humana, não se concretizem (LIMA, 2005).

No entanto, nem sempre se teve tal consciência das consequências geradas por situações de incêndio. Apenas a ocorrência de grandes acidentes e consequente perda de vidas levaram à elaboração de manuais de incêndio. No Brasil, até a década de 70, não existiam normativas referentes à segurança contra incêndios, e assim como nos Estados Unidos, nada foi elaborado até que tragédias despertassem a atenção para a prevenção contra incêndios (SILVA, 2012).

Os incêndios no Edifício Andraus, em 1972, e no Edifício Joelma, em 1974, que resultaram na morte de 195 pessoas e em 656 feridas, incitaram o início da reformulação dos critérios de segurança contra incêndios. Não demorou muito para que decretos, normas e instruções técnicas a respeito da segurança em estruturas fossem elaboradas (SILVA, 2012).

A ABNT também elaborou várias normas relativas a situações de incêndio. No que diz respeito à segurança em estruturas e seu correto dimensionamento, algumas normas publicadas são:

- NBR 14432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento;
- NBR 5628 - Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo;
- NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;
- NBR 15200 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio;
- NBR 14323 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.

Mediante o exposto, o presente trabalho surge junto com a necessidade de aumentar o subsídio técnico acerca do efeito de elevadas temperaturas na resistência à compressão do concreto, dando ênfase na influência dos modos de resfriamento empregados para controle da temperatura.

1.1 JUSTIFICATIVA

Botte e Caspeelee (2017) ressaltam que estruturas de concreto tem relativa resistência ao fogo, sendo comum que resistam à exposição ao fogo. No entanto, é

relevante investigar como restaurar as estruturas danificadas, já que isso resulta em uma grande economia quando comparada à demolição e reconstrução da mesma, e para estimar os reparos necessários, é preciso primeiro estimar os danos causados pelo fogo à estrutura.

Fernandes et al. (2017) destacam a importância de se estabelecer procedimentos específicos para o estudo de elevadas temperaturas na degradação do concreto, pois ensaios em escala real são de difícil execução e sequer existem procedimentos padronizados para a preparação de amostras usadas nessas análises.

A NBR 15200 (ABNT, 2012) é a única norma que relaciona perda de resistência à compressão do concreto com o aumento de temperatura, todavia apenas apresenta valores para concretos produzidos com agregados graúdos calcáreos e agregados graúdos silicosos, além de não explanar sobre a maneira de resfriamento empregada nos ensaios, desprezando a influência do tipo de resfriamento na redução da resistência.

Deste modo, justifica-se a necessidade de pesquisas para aumentar o subsídio técnico acerca do efeito de elevadas temperaturas no concreto que tragam resultados coerentes e que apresentem parâmetros de ensaio para que uma possível padronização surja e permita compreender melhor como esse material se comporta perante situações de incêndio, e posteriormente auxilie no estabelecimento de estratégias de recuperação de estruturas sinistradas por tais ocorrências.

Os métodos adotados para o resfriamento no presente estudo justificam-se por buscar uma semelhança com a realidade. O resfriamento natural representa circunstâncias nas quais o fogo se extingue juntamente com a completa combustão dos materiais inflamáveis, enquanto o resfriamento brusco, por imersão, assemelha-se com a ação de bombeiros ao utilizarem água para combater ocorrências de incêndio em menos tempo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a influência do modo de resfriamento na resistência à compressão residual de corpos de prova de concreto produzidos com agregado graúdo basáltico após exposição a elevadas temperaturas.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar gráficos que relacionem a resistência à compressão residual, relativa à resistência à compressão dos corpos de prova de referência ensaiados a temperatura ambiente ($23 \pm 2^{\circ}\text{C}$), com o aumento de temperatura.
- Analisar a resistência do concreto após exposição às temperaturas de 200°C , 400°C , 600°C , 800°C e 1000°C mediante resfriamento natural e resfriamento brusco.
- Buscar uma correlação entre o modo de resfriamento natural e o modo de resfriamento brusco que possibilite entender como o concreto se comporta perante essas situações.
- Verificar se os resultados obtidos são similares aos encontrados na literatura de referência.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONDIÇÕES DE ENSAIO

Para analisar o efeito de altas temperaturas no concreto, Abrams (1973) utilizou corpos de prova de concreto com 7,5 centímetros de diâmetro e 15 de altura, com resistência média (f_c) de 27 Mpa, variando o tipo de agregado graúdo, podendo ser carbonático (para qual utilizou-se calcário), silicoso ou leve de argila expandida.

Abrams (1973) despendeu 6 dias para cura do concreto em uma câmara úmida, e depois disso retirou os corpos de prova e os deixou à temperatura ambiente (21 a 24°C) com umidade relativa do ar entre 30 e 40% até que a umidade no centro do corpo de prova atingisse 75%, tendo essa etapa duração de 3 a 6 semanas e precedendo os ensaios de aquecimento.

Para exposição a elevadas temperaturas e posterior elaboração de gráficos que relacionassem a perda de resistência a compressão com o aumento de temperatura, os corpos de prova, contendo termopares embutidos para regulação do aquecimento, foram expostos até 871°C, com tempo de exposição variando entre 3 e 4 horas necessárias para garantir uniformidade na temperatura dentro do corpo de prova.

Os corpos de prova de Abrams (1973) foram ensaiados à compressão sob 3 condições diferentes: a primeira com os corpos de prova ainda quentes e sem nenhum carregamento prévio, a segunda com os corpos de prova ainda quentes e com carregamento prévio ao aquecimento igual a 40% da tensão de ruptura e a terceira condição com os corpos de prova ensaiados após o resfriamento natural à temperatura ambiente sem nenhum carregamento prévio.

Maanser, Benouis e Ferhoun (2018), utilizando como referência um concreto usual elaborado com cimento Portland CEM II-A, que apresenta resistência à compressão aos 28 dias de cerca de 45 MPa conforme a norma europeia EN-197/1, relação água/cimento igual a 0,56 e agregados sílico-calcáreos, testaram o comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas com a adição de diferentes aditivos em corpos de prova cúbicos com 10 centímetros de lado. Os corpos de prova foram ensaiados às temperaturas de 20°C, 105°C e 300°C, e mostraram diferentes perdas de resistência para os diferentes aditivos utilizados.

Foi empregado para cura do concreto um período de 28 dias com imersão em água, sendo os corpos de prova em seguida retirados e deixados secando à temperatura ambiente. Utilizando um forno elétrico para o aquecimento, a temperatura foi elevada a uma taxa de 2°C/min até a temperatura máxima, na qual o tempo de exposição foi de 3 horas para garantir a homogeneidade de temperatura nos cubos de concreto. Passadas as 3 horas, os corpos de prova foram retirados do forno e deixados resfriar à temperatura ambiente (20°C), e em seguida foram submetidos a ensaios de compressão (MAANSER; BENOUIS; FERHOUNE, 2018).

Segundo observado na literatura pesquisada, a maioria dos estudos focados na resistência à compressão residual após exposição a altas temperaturas, ensaia sob condições de resfriamento natural e isso difere da realidade, onde jatos de água são utilizados para apagar o fogo.

Lorenzon (2014) utilizou agregados de origem basáltica e ensaiou corpos de prova com 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura, feitos a partir de um traço 1: 1,06 : 1,06 : 2,87 : 0,55 (cimento CP-II-Z 32, areia natural, areia artificial, brita, água), para determinar a resistência à compressão residual após exposição a elevadas temperaturas com diferentes tempos de exposição (30, 60 90 minutos) e resfriamento lento e brusco.

Lorenzon (2014) utilizou um tempo de cura de 7 dias para ganho de resistência dos corpos de prova, e ainda um tempo de armazenamento em laboratório de 2 horas à temperatura ambiente, que antecedeu o aquecimento, afim de evitar que corpos de prova fossem levados à mufla com extrema umidade.

Durante a fase de aquecimento, os corpos de prova de Lorenzon (2014) foram expostos a temperaturas de 300°C, 500°C e 800°C com uma taxa aquecimento de 5°C/min aproximadamente. Passados os tempos de exposição, procederam-se o resfriamento lento, sobre a bancada, e o resfriamento brusco, com os corpos de prova imersos em água à temperatura ambiente durante 2 minutos.

Souza e Moreno (2010) utilizaram corpos de prova cilíndricos com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura, a partir de um traço 1: 3: 3 (cimento CP II-32, areia média, agregado graúdo silicoso) com relação água/cimento igual a 0,60, para avaliar o efeito da exposição à 300°C, 600°C e 900°C na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação longitudinal do concreto.

Souza e Moreno (2010) utilizaram uma taxa de aquecimento de 15°C/min a partir da temperatura de 25°C (temperatura ambiente fixada), e assim que atingida a

temperatura máxima, o tempo de exposição foi de 2 horas, para assegurar que toda a massa de concreto estivesse na mesma temperatura. Em seguida os corpos de prova foram resfriados lentamente dentro do forno a $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ e bruscamente com utilização de água corrente.

Foram utilizados 12 corpos de prova para analisar o efeito do resfriamento, 6 corpos de prova resfriados lentamente e 6 resfriados bruscamente. Já os outros 48 corpos de prova restantes, também resfriados lentamente, foram utilizados para analisar o efeito da reidratação na resistência do concreto (SOUZA; MORENO, 2010).

Botte e Caspeelee (2017) sugerem o emprego de dois regimes de resfriamento, para analisar quais suas influências na resistência à compressão do concreto, no seu diagrama de tensão-deformação e nas taxas de resfriamento experienciadas em $^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

Utilizando um concreto de resistência normal, composto por cimento CEM I 52,5 N, equivalente ao CP V-ARI no Brasil, agregados silicosos e água, Botte e Caspeelee (2017) moldaram corpos de prova cúbicos com 15 centímetros de lado, que foram utilizados para a análise da resistência à compressão e das taxas de resfriamento experienciadas, e corpos de prova cilíndricos com 10,6 centímetros de diâmetro e 33 centímetros de altura, que foram usados para a análise do diagrama de tensão-deformação.

Para cura os corpos de prova foram armazenados durante 28 dias a $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ com umidade relativa do ar maior que 90%, em seguida foram armazenados durante 35 dias a $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ com umidade relativa do ar de 60%. Após esse tempo de cura, as amostras sofreram um pré-aquecimento à temperatura de 105°C durante 7 dias. Terminado esse período iniciou-se o ensaio de aquecimento (BOTTE; CASPEELE, 2017).

Botte e Caspeelee (2017) utilizaram uma taxa de aquecimento de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$, para garantir ao fim do aquecimento uma temperatura uniforme em toda massa da amostra, e ao atingir as temperaturas máximas de 175°C , 350°C e 600°C , os corpos de prova permaneceram expostos durante 900 minutos (15 horas). Em seguida os corpos de prova foram resfriados de dois modos diferentes, em um borrifou-se água a 20°C durante 5 minutos sobre as amostras, e em outro ocorreu a imersão dos corpos de prova em água a 20°C durante o tempo necessário para que os 3 termopares embutidos indicassem que a temperatura medida era igual à temperatura ambiente.

2.2 EFEITOS DE ELEVADAS TEMPERATURAS NO CONCRETO

2.2.1 Microestrutura

A norma NBR 15200 (ABNT, 2012) – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento, define para as chamadas situações normais, temperatura ambiente próxima a 20°C, e para situação de incêndio, qualquer temperatura que a estrutura atinja sob a ação do fogo.

Nessas situações de incêndio onde há elevação da temperatura, as alterações nas propriedades do concreto durante e após a exposição, como a redução de sua capacidade resistente entre outras propriedades macroestruturais, são resultado principalmente das transformações microestruturais da pasta de cimento e dos agregados que compõem o concreto (LIMA, 2005).

Nos agregados, essa degradação resulta da expansão e inclusive da mudança de fase. Já na pasta de cimento hidratada, a transformação química dos componentes hidratados provoca o aparecimento de fissuras, vazios e retração da pasta. Por fim, combinados com a movimentação diferencial entre os materiais que compõem o concreto, esses fatores promovem a acentuada degradação das propriedades do concreto (FERNANDES et al., 2017).

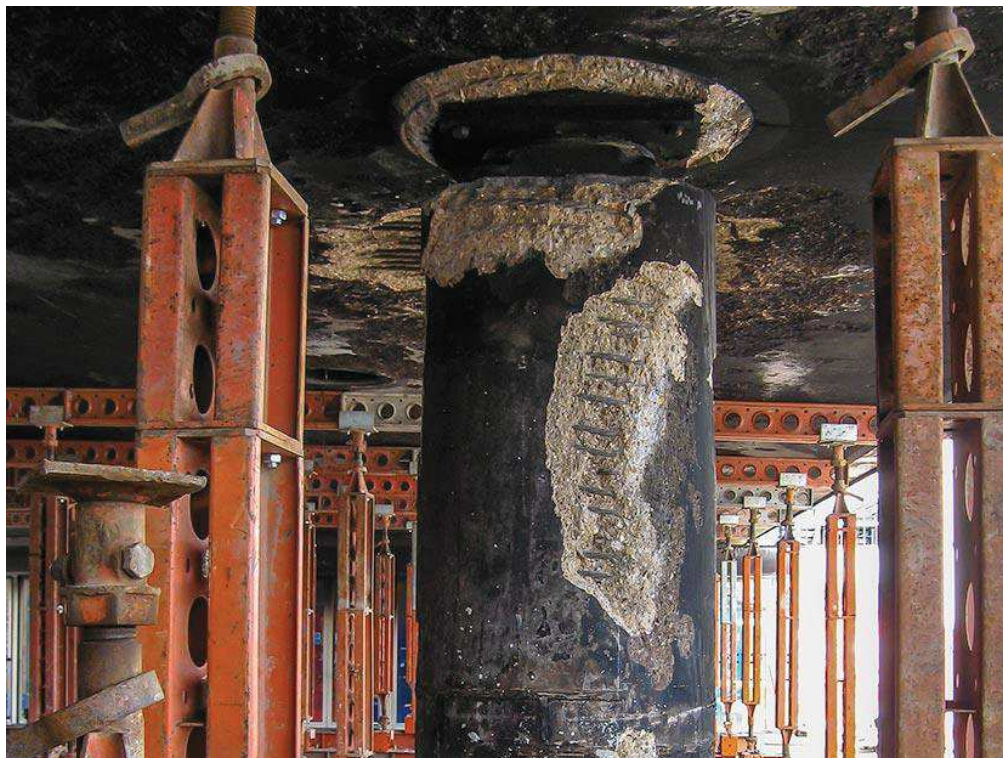
Segundo Mehta e Monteiro (2006), em situações de incêndio, a temperatura do concreto só se elevará a partir do momento que os diversos tipos de água presentes na estrutura forem perdidos. Tratando especificamente da pasta de cimento hidratada, observa-se que sua resposta à elevação de temperatura depende do seu grau de hidratação e estado de umidade.

Quando bem hidratada, a pasta é formada essencialmente por silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), hidróxido de cálcio e sulfoaluminatos de cálcio hidratados. Considera-se a existência de água livre, água capilar e água adsorvida em pastas saturadas, que evaporam rapidamente com o aumento da temperatura no concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Considerando a existência de grandes quantidades de água evaporável, ao combinar uma alta taxa de aquecimento com uma baixa permeabilidade da pasta de cimento, pode ocorrer o fenômeno do *spalling* ou lascamento superficial (Figura 2). Esse fenômeno é fruto da diferença existente entre o aumento da pressão do vapor dentro do concreto e o alívio dessa pressão pela dispersão na atmosfera. Os

problemas do *spalling* são principalmente a redução da área resistente e exposição da armadura em elementos de concreto armado (SILVA, 2012).

Figura 2 – *Spalling* em pilar de concreto após incêndio.



FONTE: Sandberg (2017).

A quantidade de poros no concreto influencia na ocorrência de lascamento superficial, de modo que quanto maior é o número de poros, mais fácil é a migração do vapor para a superfície e conseqüentemente menor é a possibilidade de *spalling* (LORENZON, 2014).

Observando o efeito do aquecimento, após a evaporação da água, em cerca de 300°C, a água interlamelar do C-S-H e parte da água quimicamente combinada do C-S-H e dos sulfoaluminatos hidratados também evaporarão. A decomposição do hidróxido de cálcio gera desidratação da pasta de cimento, e começa a partir de temperaturas maiores que 500°C (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Aos 600°C, o silicato de cálcio hidratado já está em decomposição, e o concreto perde a água livre e a quimicamente combinada, resultando em um alto grau de fissuração superficial, o qual, juntamente com a expansão dos agregados, gera tensões internas, reduzindo a resistência à compressão do concreto. Aos 900°C a completa decomposição do silicato de cálcio hidratado justifica a diferença existente

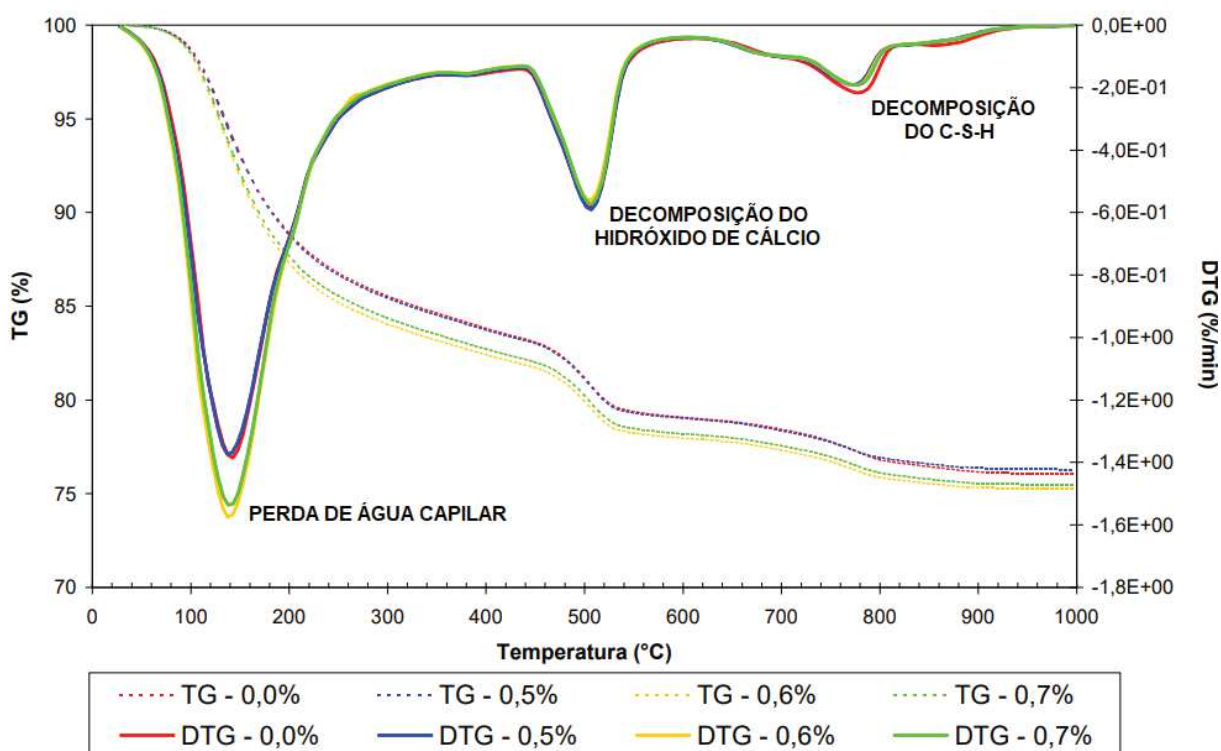
entre as resistências do concreto encontradas às temperaturas de 600 e 900°C, além de ocorrer uma modificação nas ligações químicas do concreto, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica (LIMA, 2005; SOUZA; MORENO, 2010).

Essas temperaturas podem ser encontradas através de análise termogravimétrica (TG) e termogravimétrica derivada (DTG), que apontam indiretamente o teor de água quimicamente combinada da pasta de cimento hidratada. Para cada componente existem picos específicos para a perda de água, e a partir dessa perda determina-se a água quimicamente combinada.

Taylor (1997) aponta temperaturas necessárias para perda de massa entre 100 e 300°C para o silicato de cálcio hidratado, etringita e aluminato de cálcio hidratado, temperaturas entre 425 e 550°C para o hidróxido de cálcio (portlandita), e temperaturas acima de 550°C necessárias para a completa decomposição do C-S-H.

Rojas e Cincotto (2013) realizaram um estudo utilizando termogravimetria. Neste ponto, a Figura 3 apresenta um exemplo das curvas TG e DTG, onde é possível observar através dos picos indicados as perdas de massa dos materiais supracitados.

Figura 3 – Curvas TG e DTG de pastas de cimento preparadas com diferentes porcentagens de aditivo com tempo de cura de 28 dias.



FONTE: Adaptado de Rojas e Cincotto (2013).

Já quando se analisa o agregado, Mehta e Monteiro (2006) descrevem como fatores que influenciam no comportamento do concreto em situações de incêndio, a porosidade e a mineralogia dos agregados utilizados em sua produção.

Quanto à porosidade, agregados porosos estão sujeitos à expansão destrutiva, onde há um aumento de volume e aparecimento de fissuras. Isso depende da taxa de aquecimento, dimensão, permeabilidade e umidade do agregado. Assim como ocorre em ataques por congelamento, agregados expostos a tal situação sofrem empipocamento. A movimentação da umidade interna nesses casos não afeta agregados de baixa porosidade (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Referente à mineralogia, agregados silicosos contendo quartzo, como arenitos, expostos à temperatura de aproximadamente 573°C, são capazes de danificar o concreto a partir da expansão súbita da ordem de 0,85% do quartzo que se transforma da forma α para a β . Rochas carbonáticas também apresentam expansão súbita gerada pela reação de descarbonatação a 700°C (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Agregados sofrem expansões térmicas diferentes da pasta de cimento, e sua mineralogia determina ainda a resistência última da zona de transição na interface, que em conjunto com as transformações físicas e químicas descritas, também influenciam na resistência do concreto exposto a elevadas temperaturas. A zona de transição na interface é chamada a região microscópica que existe entre partículas de agregado e a pasta de cimento hidratada, a qual é tratada como uma fase isolada da microestrutura do concreto, por possuir estrutura e propriedades diferentes da matriz da pasta. Formada devido ao acúmulo de água ao redor dos agregados no concreto fresco, a maior relação água/cimento resulta na formação de maiores produtos cristalinos gerando uma região mais porosa e menos resistente (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Como visto, o concreto possui muitas fases em sua composição, e a nível microestrutural é completamente heterogêneo. Além das inúmeras respostas que seus componentes podem dar para exposições a elevadas temperaturas, sua distribuição espacial em elementos de concreto também é relevante. Os materiais podem estar distribuídos de forma não uniforme, como consequência de lançamentos inadequados do composto, falta de compactação ou segregação dos materiais constituintes, e essa falta de homogeneidade dificulta que elementos estruturais de concreto atinjam um estado de equilíbrio durante incêndios (LIMA, 2005).

2.2.2 Macroestrutura

À temperatura ambiente os principais esforços causados em estruturas de concreto são originários de ações da gravidade e eólica. Em situações de incêndio quando a temperatura se eleva surgem ações térmicas, as quais provocam deformações, surgimento de esforços adicionais e reduções na capacidade resistente (LIMA, 2005).

Em estudo de caso, Ehrenbring et al. (2017) avaliaram a resistência à compressão residual de lajes alveolares em concreto armado após incêndio, para identificar se seriam necessárias intervenções para reabilitação da estrutura. Baseados em análises visuais e ensaios de difratometria de raios X e de fluorescência de raios X, chegaram à conclusão que a estrutura havia sido exposta à temperatura máxima próxima de 700°C, porém não conseguiram estipular o tempo de exposição. O fogo que incidiu sobre a parte inferior da laje, causou redução significativa da resistência à compressão apenas nas camadas de 10 e 20 milímetros, que apresentaram resistência à compressão residual de 30% e 75% respectivamente.

Para Ehrenbring et al. (2017), acima das camadas de 10 e 20 milímetros a perda de resistência foi desprezável, pois as temperaturas máximas alcançadas foram inferiores a 100°C, demonstrando que apesar da elevada temperatura externa, internamente o concreto não sofreu grandes variações. Portanto concluiu-se que a estrutura continuava atendendo aos esforços de modo seguro, sendo necessária apenas a restauração dessas camadas inferiores superficiais para conservar a vida útil da estrutura.

Ao avaliar a resistência à compressão de estruturas de concreto submetidas à ação do fogo, busca-se encontrar valores dessa resistência que afetam a função de suporte estabelecida pela norma, na qual se mantém a capacidade estrutural em sua totalidade, evitando o colapso global ou colapso local progressivo (ABNT, 2012).

Os estudos de Abrams (1973), citados anteriormente, já traziam resultados referentes à redução na capacidade resistente do concreto após exposição a elevadas temperaturas. Para a primeira condição de ensaio apresentada pelo autor, ensaios de compressão com as amostras ainda quentes e sem nenhum carregamento prévio ao aquecimento, os corpos de prova compostos por agregado carbonático e agregado leve mantiveram 75% da resistência original até os 649°C. Já os corpos de prova confeccionados com agregados silicosos, conservaram os 75% da resistência original

só até a temperatura de 427°C, pois aos 650°C só possuíam 25% da resistência (ABRAMS, 1973).

Mehta e Monteiro (2006) justificam que essa diferença de 50% da resistência pode ser devido à zona de transição na interface mais forte e a menor diferença entre os coeficientes de dilatação térmica entre a matriz argamassa e os agregados carbonáticos e leves.

Na segunda condição de ensaio, corpos de prova ensaiados ainda quentes e com carregamento prévio de 0,4.fc ao aquecimento apresentaram resistências à compressão 25% mais altas que os mesmos corpos de prova da primeira condição de ensaio. A maior retenção de resistência frente ao aquecimento para os corpos de prova compostos por agregados carbonáticos e leves de argila expandida se mantiveram (ABRAMS, 1973).

Por fim, na análise da influência do tipo do agregado na resistência à compressão após resfriamento do concreto submetido a elevadas temperaturas, segundo Abrams (1973), a 300°C concretos feitos com agregado silicoso e agregado leve perdem de 20 a 30% de sua resistência original, já concretos feitos com agregado de origem carbonática (calcário) perdem de 25 a 35% de sua resistência. Aos 600°C, no entanto, concretos feitos com agregado silicoso apresentaram resistência equivalente à 35% da original, enquanto corpos de prova feitos com agregado carbonático e agregado leve apresentaram respectivamente 45% e 50% da resistência à compressão original.

Avalia-se que a justificativa para essa condição de ensaio e o comportamento semelhante para os três tipos de agregados, está no efeito da microfissuração na zona de transição na interface resultante da retração térmica (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Já nos estudos de Lorenzon (2014), considerando o resfriamento lento, assim como empregado por Abrams (1973), são observadas perdas de 15% da resistência à compressão para exposição de 30 minutos à temperatura de 300°C, 30% para exposição de 60 minutos e 40% de perda para exposição de 90 minutos. Apesar do agregado de origem basáltica não ter sido utilizado por Abrams (1973), 90 minutos de exposição a 300°C para Lorenzon (2014) foram mais maléficos que 3 horas a 300°C agindo sobre concretos produzidos com agregados silicosos, carbonáticos e leves por Abrams (1973).

A 500°C as perdas observadas são de 20% para exposição de 30 minutos, 35% para exposição de 60 minutos e 43% para exposição de 90 minutos. Por fim, a

temperatura de 800°C, resulta em perdas de resistência à compressão de 70% para 30 minutos, 75% para 60 minutos e de 82% para 90 minutos de exposição.

Lorenzon (2014) ainda ressalta que a diferença observada para as amostras expostas a 300°C e 500°C não é grande, pois as maiores perdas de resistências encontram-se para exposições entre 500°C e 800°C. Para todas as temperaturas e tempos de exposição, sempre há diminuição da resistência com a exposição, e observa-se que 30 minutos a mais de exposição geram em média 10% de perda de resistência, ressaltando a necessidade de rápidas intervenções durante incêndios.

A temperatura de 800°C com exposições de 60 e 90 minutos é suficiente para reduzir a resistência inicial de 20,87 MPa de corpos de prova ao ponto que o simples capeamento não pode ser feito, visto a fragilidade apresentada pelos corpos de prova. Corpos de prova expostos à essa temperatura apresentam coloração esbranquiçada e fácil desagregação manual (LORENZON, 2014).

Galleto e Meneguini (2000), utilizando concreto convencional, aqueceram corpos de prova com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura até 300°C e os submeteram a um resfriamento lento, efetuando ensaio de resistência à compressão depois disso. Constataram, confirmando Abrams (1973), que a perda de resistência à compressão é da ordem de 24% com relação à original (GALLETO; MENEGUINI, 2000, apud SOUZA; MORENO, 2010).

Nos estudos de Maanser, Benouis e Ferhoune (2018), todas as amostras de concretos preparados com diferentes aditivos sofreram perda da resistência à compressão com o aumento da temperatura, variando a perda de acordo com o aditivo utilizado. No entanto, a resistência à compressão residual do concreto sem aditivos, utilizado como referência, para a temperatura de 300°C, foi de 97,5% para 3 horas de exposição, e a maior perda de resistência, que ocorreu para o concreto com 2% de aditivo incorporador de ar, foi de 8,7% a 300°C, divergindo dos resultados já apresentados por Abrams (1973) e Galleto e Meneguini (2000) e dos que ainda serão apresentados por Souza e Moreno (2010) e Botte e Caspeepele (2017).

Petrucci (1987), assim como Abrams (1973) para concretos produzidos com agregado carbonático e agregado leve de argila expandida, demonstra que a perda de resistência à compressão chega a cerca de 50% a cerca de 600°C (PETRUCCI, 1987, apud SOUZA; MORENO, 2010).

A norma NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta, para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, valores para a relação entre

o aumento de temperatura e resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto, como mostra a Tabela 1. A relação $f_{c,\theta}/f_{ck}$ representa a divisão entre a resistência à compressão encontrada à temperatura θ (em °C) pela resistência à compressão característica (f_{ck}), encontrada à temperatura ambiente de 20°C. Já a relação $E_{c,\theta}/E_c$ representa a divisão entre o módulo de elasticidade encontrado à temperatura θ (em °C) pelo módulo de elasticidade encontrado à temperatura ambiente de 20°C. Para valores de temperatura não apresentados na Tabela 1, permite-se interpolação (ABNT, 2012).

Tabela 1 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos.

Temperatura do concreto θ °C	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

FONTE: ABNT (2012).

A norma transforma essa tabela em gráfico, interpolando os dados intermediários e apresentando uma curva de perda de resistência à compressão com o aumento da temperatura, como mostra a Figura 4. Nas abcissas encontram-se as temperaturas e nas ordenadas o fator K_c provindo da relação $f_{c,\theta}/f_{ck}$ da Tabela 1 (ABNT, 2012).

Figura 4 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.



FONTE: ABNT (2012).

É relevante observar que a norma NBR 15200 (ABNT, 2012), apesar de falar sobre fatores de redução para a resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto após exposição a elevadas temperaturas, não menciona em momento algum de qual modo os corpos de prova foram resfriados, descartando a influência do tipo de resfriamento nos fatores de redução.

Para Lorenzon (2014), resfriamento brusco com 2 minutos de imersão em água gera resistências à compressão residuais menores que as encontradas após resfriamento natural em todos os casos, no entanto essa diferença de resistência nunca é superior a 14%. A diferença média de resistência à compressão residual entre corpos de prova resfriados lentamente e corpos de prova resfriados bruscamente é de 7,2%.

A exposição durante 90 minutos a 800°C com posterior resfriamento brusco resulta na menor resistência encontrada após as exposições, um concreto com 13% de resistência à compressão residual, contra 17% de resistência à compressão residual para o resfriamento lento na mesma situação (LORENZON, 2014).

Apesar da influência gerada pelo resfriamento brusco na perda de resistência, para Lorenzon (2014) esse procedimento gera poucas alterações na capacidade resistente, e não diverge tanto dos resultados apresentados pelos corpos de prova resfriados lentamente.

Para Souza e Moreno (2010), ao comparar os efeitos dos dois regimes de resfriamento utilizados, confirma-se o impacto causado pelo resfriamento brusco, ao observar que todas as resistências à compressão obtidas após o emprego desse método são menores que as resistências alcançadas após o resfriamento lento, apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Resistência à compressão do concreto aquecido após 2 regimes de resfriamento.

Temperaturas	Resfriado lentamente		Resfriado rapidamente	
	fc (MPa)	%residual	fc (MPa)	%residual
Padrão	30,45	100%	30,45	100%
300°C	26,80	88%	24,66	81%
600°C	26,19	86%	22,23	73%
900°C	2,44	8%	0,00	0%

FONTE: Souza e Moreno (2010).

Os corpos de prova que foram expostos à temperatura de 900°C, ao serem submetidos ao resfriamento brusco, apresentaram intensa microfissuração e se partiram, concordando com trabalhos da literatura (Lorenzon, 2014 e Botte e Caspeelee, 2017), impossibilitando que os ensaios fossem feitos para essas amostras (SOUZA; MORENO, 2010).

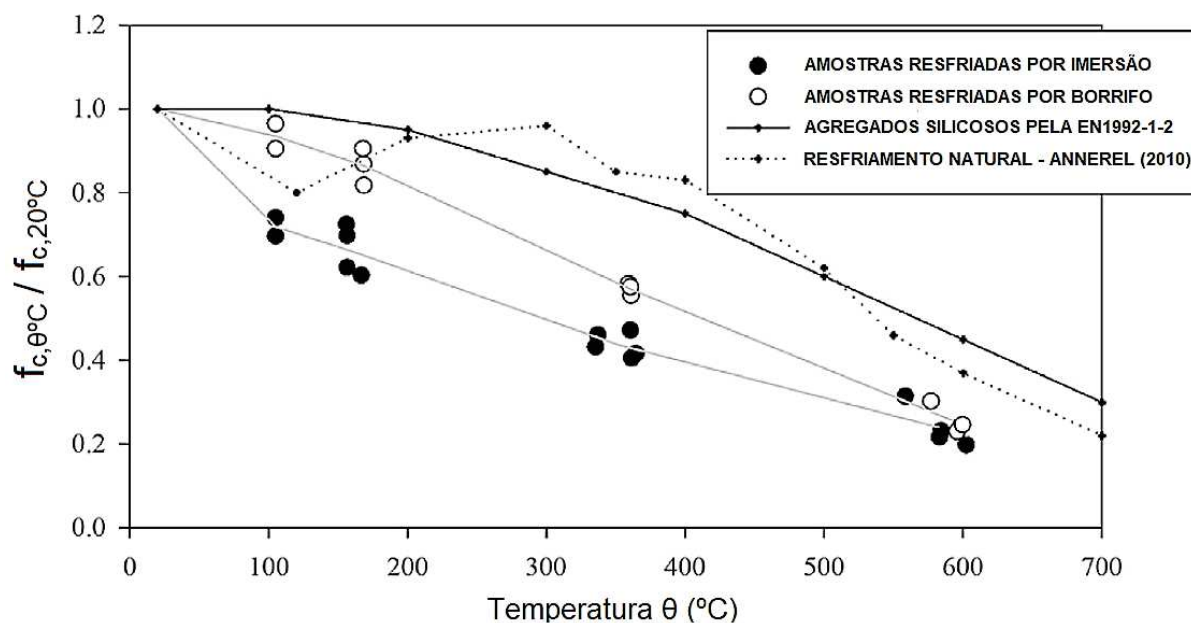
Os resultados obtidos por Souza e Moreno (2010) para temperaturas de 300°C se aproximam dos cerca de 20% de perda de resistência à compressão encontrados por Abrams (1973) e Galletto e Meneguini (2000). No entanto, para os resultados de perda de resistência aos 600°C, a perda de apenas 14% de resistência encontrada por Souza e Moreno (2010) para corpos de prova resfriados lentamente, não chega próxima às perdas de 65% apresentadas por Abrams (1973) para concretos produzidos com agregados silicosos.

Os resultados obtidos por Botte e Caspeelee (2017) evidenciam que a perda de resistência devido ao resfriamento brusco por imersão é maior que a perda após o resfriamento com borrifo, escolhido para ajudar a acelerar o processo de resfriamento, sem que se perdessem as características do resfriamento natural.

São apresentados na Figura 5 os resultados obtidos para a resistência à compressão residual dos corpos de prova cúbicos após o aquecimento e resfriamento. Além do resultado das amostras ensaiadas pelos autores, aparecem na Figura 5 duas outras curvas de perda de resistência à compressão com o aumento da temperatura,

a fim de apresentar valores para comparação obtidos na norma *Eurocode 2 – Parte 1-2* (EN1992-1-2) e nos estudos de Annerel (2010) referenciado no artigo.

Figura 5 – Resistência à compressão residual das amostras cúbicas de concreto expostas a elevadas temperaturas com posterior resfriamento.



FONTE: Adaptado de Botte e Caspeele (2017).

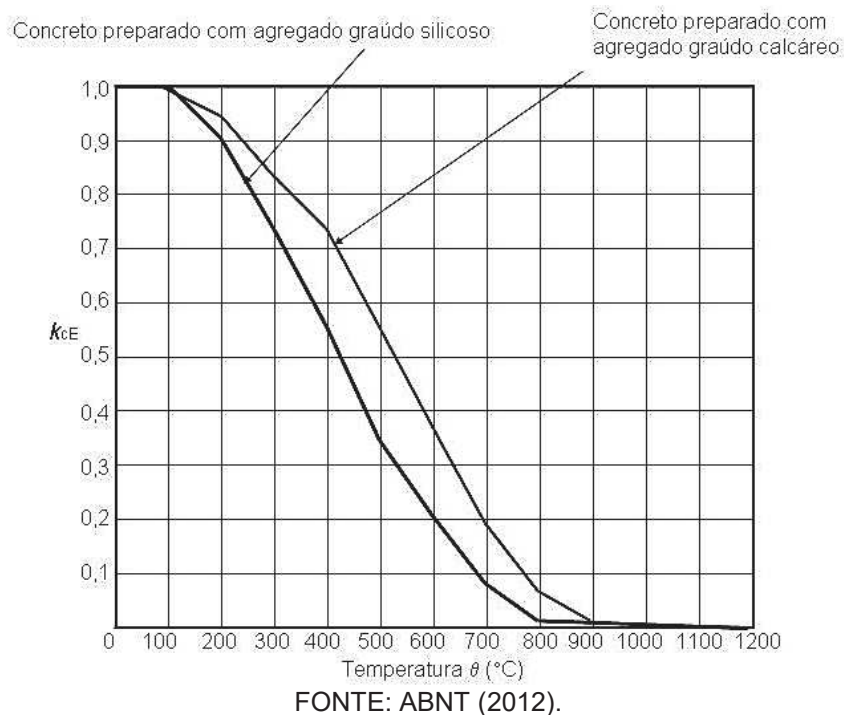
Ao comparar com os estudos anteriores, Botte e Caspele (2017) perceberam que as amostras resfriadas por borrifo tinham perda de resistência maior que o resfriamento natural, e não reproduziam tão bem a realidade desse tipo de resfriamento.

A 175°C as amostras submetidas ao resfriamento por imersão apresentam aproximadamente 65% de resistência à compressão residual, enquanto as amostras submetidas ao borrifo apresentavam aproximadamente 85%. A 350°C, a diferença para os dois modos de resfriamento diminuiu, as resistências à compressão residuais foram de 45% e 55% para os corpos de prova submetidos ao resfriamento por imersão e por borrifo de água respectivamente. Por fim, aos 600°C, Botte e Caspele (2017) perceberam que a diferença causada pelo tipo de resfriamento na resistência à compressão residual tendeu a desaparecer, de modo que a resistência à compressão encontrada para a amostras resfriadas por imersão foi de 20% da original, e a resistência para as amostras resfriadas por borrifo foi de cerca de 25%.

Para a relação entre o aumento de temperatura e o módulo de deformabilidade do concreto apresentada na Tabela 1 da norma NBR 15200 (ABNT,

2012) elabora-se na Figura 6 um gráfico a partir da interpolação dos dados obtidos da tabela. Nas abcissas encontram-se as temperaturas e nas ordenadas o fator K_{cE} provindo da fração $E_{c,\theta}/E_c$ (ABNT, 2012).

Figura 6 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.



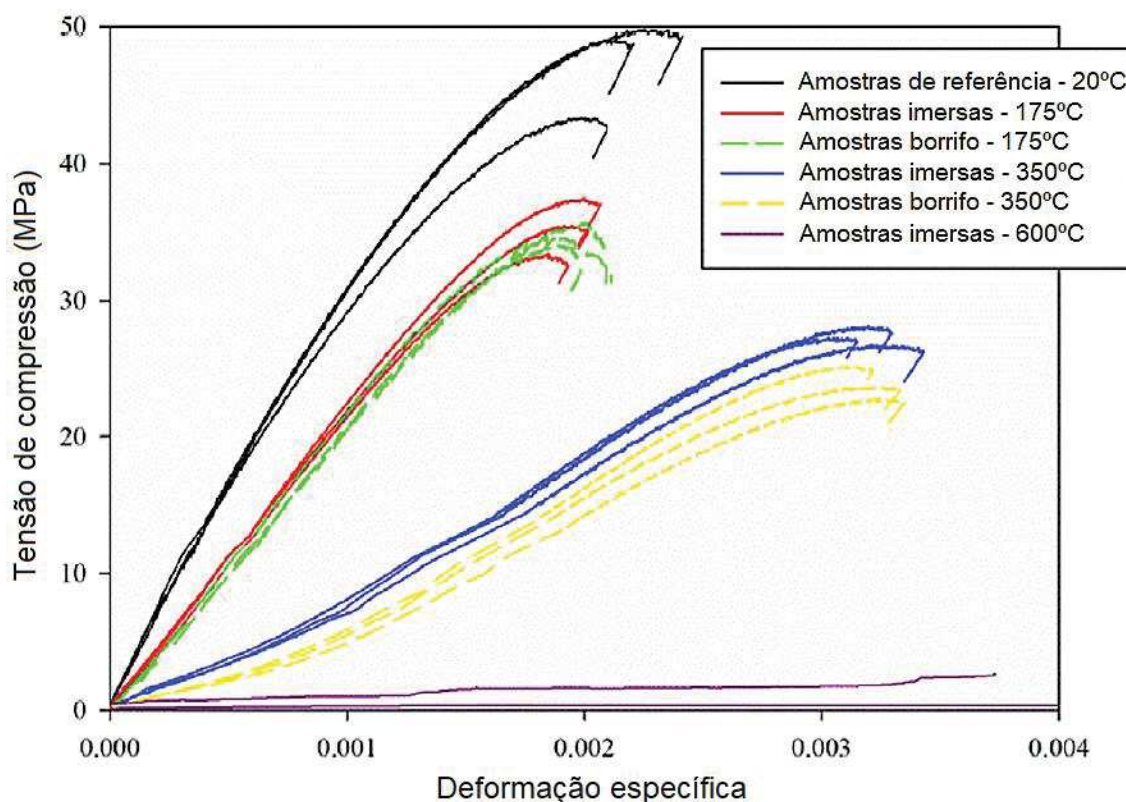
Fica evidente, seja na Tabela 1 da norma ou ao comparar os gráficos da Figura 4 e Figura 6, que o efeito de elevadas temperaturas é mais expressivo no módulo de elasticidade do que na resistência à compressão. Mehta e Monteiro (2006) ressaltam que o aumento da temperatura causa maiores danos sobre a resistência à flexão e módulo de elasticidade do que sobre a resistência à compressão, e atribuem esse decréscimo à microfissuração na zona de transição na interface.

Para Souza e Moreno (2010) o módulo de elasticidade também é quem mais sofre com o aumento da temperatura, perdendo 50% de seu valor inicial a 300°C, alcançando 30% do valor inicial a 600°C e 3% a 900°C. Esses dados atentam à possibilidade de deslocamento vertical de elementos estruturais em situações de incêndio e remetem à análise apresentada anteriormente sobre a zona de transição na interface.

Utilizando corpos de prova cilíndricos, Botte e Caspeele (2017) determinaram o diagrama de tensão-deformação 56 dias após as amostras serem submetidas ao aquecimento e resfriamento por borrifo e imersão e terem sido armazenadas a $20 \pm 1^\circ\text{C}$

com umidade relativa do ar de 60%. Os resultados são apresentados na Figura 7, com exceção das amostras expostas à 600°C e resfriadas por borrifo de água, as quais apresentaram extrema degradação, e não puderam ser ensaiadas.

Figura 7 – Diagrama de tensão-deformação para as amostras cilíndricas expostas a elevadas temperaturas com posterior resfriamento.



FONTE: Adaptado de Botte e Caspeelee (2017).

É possível observar a partir da Figura 7 que à medida que a resistência a compressão diminui com o aumento da temperatura, a deformação aumenta. Segundo Botte e Caspeelee (2017), o módulo de elasticidade reduz com o aumento de temperatura e seu valor é mais sensível a maiores temperaturas do que o valor de resistência a compressão, assim como dito por Mehta e Monteiro (2006) e Souza e Moreno (2010). Além disso, o comportamento elástico do concreto para baixas deformações tende a desaparecer com o aumento da temperatura, como pode ser observado na diferença existente no diagrama para temperaturas máximas de 175°C e 350°C.

O efeito do tipo de resfriamento não é observado com clareza nas curvas de tensão-deformação e Botte e Caspeelee (2017) acreditam que o período de 56 dias entre o resfriamento e o ensaio de compressão das amostras tenha sido suficiente

para uma recuperação parcial da resistência por reidratação dos componentes do cimento principalmente pelos corpos de prova resfriados por imersão.

O efeito da exposição a elevadas temperaturas nem sempre é maléfico para o concreto, existem reações físico-químicas, como uma melhor hidratação ou melhora das propriedades de isolamento térmico, que são benéficas e nem sempre citadas. A reação do concreto frente aquecimentos é muito pouco compreendida e pode variar notadamente conforme traço, configuração estrutural e condições termo-hidro-mecânicas de exposição (MAJORANA et al., 2003a, apud LIMA, 2005).

Os estudos apresentados por Abrams (1973) já traziam informações demonstrando que a queda de resistência com o aumento de temperatura não é constante, existindo ainda locais onde há aumento da resistência do concreto com o aumento de temperatura. Abrams (1973) demonstra que a resistência durante o aquecimento será sempre maior que a resistência após o resfriamento do concreto, e que carregamentos prévios tendem a contribuir para a conservação da resistência.

A reidratação também pode ajudar na recuperação do elemento de concreto submetido a elevadas temperaturas. Souza e Moreno (2010) obtiveram resultados satisfatórios ao observar o efeito da reidratação do concreto na recuperação da resistência à compressão, sendo essa diretamente proporcional ao tempo de imersão em água após o resfriamento e inversamente proporcional à temperatura de exposição. Ao comparar a resistência à compressão dos corpos de prova resfriados lentamente, ensaiados após 112 dias envoltos por filme plástico com os corpos de prova que permaneceram imersos em água durante 112 dias, nota-se a diferença da reidratação, como mostra a Tabela 3.

Tabela 3 – Resistência à compressão do concreto aquecido e resfriado lentamente, após 112 dias.

Temperaturas	Ensaiado após 112 dias envolto por filme plástico		Ensaiado após 112 dias imerso em água	
	fc (MPa)	%residual	fc (MPa)	%residual
Padrão	30,45	100%	30,45	100%
300°C	24,66	81%	28,32	93%
600°C	15,53	51%	25,88	85%
900°C	3,35	11%	14,01	46%

FONTE: Souza e Moreno (2010).

Segundo Souza e Moreno (2010), a resistência à tração sofreu mais com o aumento da temperatura do que a resistência à compressão, devido à microfissuração

do concreto. No entanto, a reidratação foi mais efetiva ao recuperar a resistência à tração, apresentando valores de recuperação entre 50% e 95%, apresentados pela Tabela 4.

Tabela 4 – Resistência à tração do concreto aquecido após 112 dias.

Temperaturas	Resistência à tração do concreto aquecido, resfriado lentamente	
	Ensaiado após 112 dias envolto por filme plástico	Ensaiado após 112 dias imerso em água
Padrão	100%	100%
300°C	69%	98%
600°C	61%	94%
900°C	9%	50%

FONTE: Souza e Moreno (2010).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

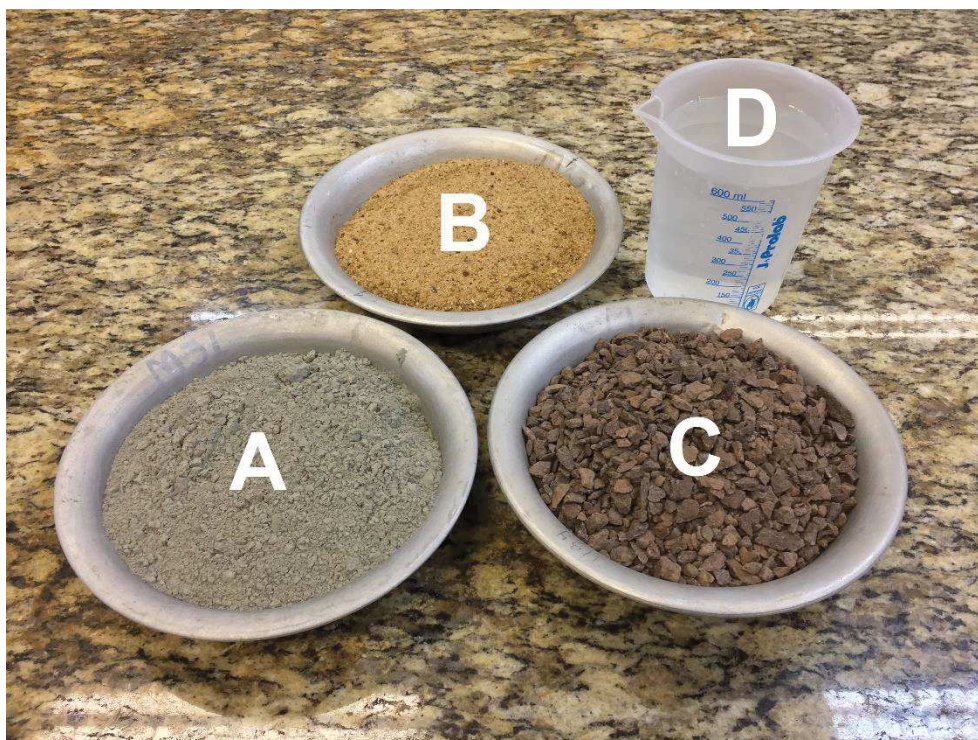
Para produção do concreto foram utilizados os seguintes materiais:

- a) Cimento Portland Composto Itambé CP II-F-32;
- b) Areia de quartzo fina com módulo de finura (MF) igual a 1,85;
- c) Brita com dimensão máxima característica (DMC) igual a 9,5 mm;
- d) Água.

A água e os agregados utilizados foram disponibilizados pelo Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. O cimento veio de uma amostra fornecida pela empresa Itambé para o presente estudo.

A partir do item 3.2 serão descritos os métodos utilizados na caracterização e utilização destes materiais. A Figura 8 apresenta os materiais utilizados, em que as letras A, B, C e D representam, respectivamente, o cimento, a areia, a brita e a água.

Figura 8 – Cimento Portland, areia, brita e água utilizados na produção do concreto.



FONTE: Autor (2018).

3.2 MÉTODOS

Essa etapa caracterizou-se pela execução do ensaio embasado na literatura, buscando adequar os procedimentos aqui estabelecidos às condições existentes em situações de elevadas temperaturas durante incêndios, a fim de obter resultados precisos sobre a influência dos modos de resfriamento na resistência à compressão residual do concreto.

3.2.1 Caracterização dos materiais

Para definição do traço utilizado na confecção do concreto optou-se pela dosagem a partir do método da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). Foi necessário determinar, anteriormente à dosagem, algumas informações a respeito dos materiais que fariam parte da mistura. As informações que foram obtidas por meio de ensaios são apresentadas a seguir para cada um dos materiais utilizados:

- a) Agregado miúdo:
 - a. Módulo de finura;
 - b. Massa específica.
- b) Agregado graúdo:
 - a. Dimensão máxima característica;
 - b. Massa específica;
 - c. Massa unitária compactada.
- c) Cimento:
 - a. Massa específica.

Primeiramente, a areia e a brita que foram disponibilizadas pelo Laboratório de Materiais da Construção da UTFPR foram ensaiadas de acordo com a norma NBR NM 248 (ABNT, 2003) – Agregados – Determinação da composição granulométrica, para determinação da dimensão máxima característica (DMC) e do módulo de finura (MF) do agregado miúdo, para determinação da dimensão máxima característica (DMC) do agregado graúdo e para classificação de ambos os agregados.

Para determinação da composição granulométrica da areia, foram dispostas peneiras com diâmetro nominal entre 4,76 mm a 149 μ m, de série normal e

intermediária conforme a norma, nas quais 1000 g de agregado miúdo foram peneirados mecanicamente, como mostra a Figura 9, até completa separação do material. Para cada peneira a massa retida foi pesada.

Figura 9 – Ensaio de granulometria da areia.



FONTE: Autor (2018).

Quanto ao agregado graúdo, o método para execução do ensaio permaneceu o mesmo, no entanto a série de peneiras utilizada teve diâmetros compreendidos entre 12,70 mm e 4,76 mm, a massa de agregado utilizada foi de 3000 g e o peneiramento foi manual. As peneiras e o material retido após o peneiramento são apresentados na Figura 10.

Figura 10 – Ensaio de granulometria da brita.



FONTE: Autor (2018).

Após o peneiramento, determinou-se o módulo de finura da areia através do somatório das porcentagens retidas acumuladas do agregado nas peneiras da série normal (entre a 4,76 mm a 149 μm) dividido por 100. Já a dimensão máxima característica foi determinada a partir da abertura nominal da peneira, em milímetros, da malha na qual o agregado apresentou uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa.

Em seguida ao ensaio de granulometria, foram determinadas as massas específicas do cimento e do agregado miúdo.

Para determinação da massa específica do cimento a norma utilizada foi a NM 23:2000 – Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Uma amostra de 60 g de cimento foi introduzida com auxílio de um funil dentro do frasco graduado de Le Chatelier contendo querosene, como mostra a Figura 11. Para encontrar a massa específica em g/cm^3 , bastou dividir a massa de 60 g pela variação de volume em cm^3 .

Figura 11 – Ensaio de determinação da massa específica do cimento.



FONTE: Autor (2018).

Já na determinação da massa específica do agregado miúdo, segundo a norma NBR 9776 (ABNT, 1987) – Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman, 500 gramas de areia foram despejados dentro do frasco graduado contendo água como mostra a Figura 12. A partir da variação de volume observada pôde-se calcular a massa específica da areia, do mesmo modo utilizado para encontrar a massa específica do cimento.

Figura 12 – Ensaio de determinação da massa específica do agregado miúdo.



FONTE: Autor (2018).

Por fim, para o agregado graúdo, foram determinadas as duas últimas informações necessárias, sua massa específica e massa unitária compactada.

Segundo a NBR NM 53 (ABNT, 2003) Agregado graúdo – Determinação de massa específica, a amostra de aproximadamente 3 kg de brita foi pesada e em seguida submergida em água, onde permaneceu durante 24 horas. Transcorrido 1 dia da submersão, a amostra foi seca superficialmente e novamente pesada, obtendo assim a massa do agregado na condição saturado com superfície seca. Em seguida essa mesma amostra foi fracionada e pesada três vezes submersa em água, obtendo com a soma das três pesagens a massa em água. Por fim, a amostra foi levada à estufa na temperatura de 105°C onde permaneceu por mais 24 horas, e depois disso novamente pesada obtendo agora a massa seca.

Com os valores do ensaio, apresentados na Figura 13, foi possível determinar a massa específica da brita dividindo-se a massa seca pela diferença entre a própria massa seca e a massa em água.

Figura 13 – Ensaio de determinação da massa específica da brita.



FONTE: Autor (2018).

Na determinação da massa unitária compactada do agregado graúdo, procedeu-se o ensaio de acordo o Método A da norma NBR NM 45 (ABNT, 2006) – Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios.

Dispondo de um recipiente cúbico com volume total de 29956,5 cm³ e massa de 4922 g, adicionou-se brita até um terço da capacidade do recipiente e em seguida efetuou-se o adensamento da camada de agregado com 25 golpes utilizando uma haste metálica padronizada. Em seguida mais um terço do recipiente foi preenchido com o material e novamente a camada foi adensada, sem que a haste ultrapassasse para a primeira camada. Finalmente, terminou-se de encher o recipiente com o material e então essa terceira camada também foi adensada. Esse procedimento é ilustrado pela Figura 14.

Com o recipiente completamente cheio a superfície foi rasada de modo que o material ficasse uniformemente distribuído e nivelado com a borda do recipiente, sendo pesado em seguida.

Figura 14 – Ensaio de determinação da massa unitária compactada da brita.



FONTE: Autor (2018).

Para calcular a massa unitária compactada, subtraiu-se da massa do conjunto (agregado e recipiente) a massa do recipiente, e então dividiu-se esse valor pelo volume do recipiente. O procedimento descrito acima foi efetuado três vezes, uma vez para cada pesagem, para então obter uma massa unitária compactada média entre as três pesagens.

3.2.2 Determinação do traço

Com os dados obtidos a partir dos ensaios apresentados em 3.2.1, pôde-se realizar os cálculos de dosagem do concreto pelo método da ABCP. O primeiro passo foi estabelecer a resistência à compressão característica (f_{ck}) desejada aos 28 dias para o concreto e o controle adotado na produção do concreto, para em seguida, descobrir a resistência de dosagem do concreto (f_{cj}) aos 28 dias.

Obteve-se a resistência de dosagem a partir da equação (1).

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \times Sd \quad (1)$$

Onde:

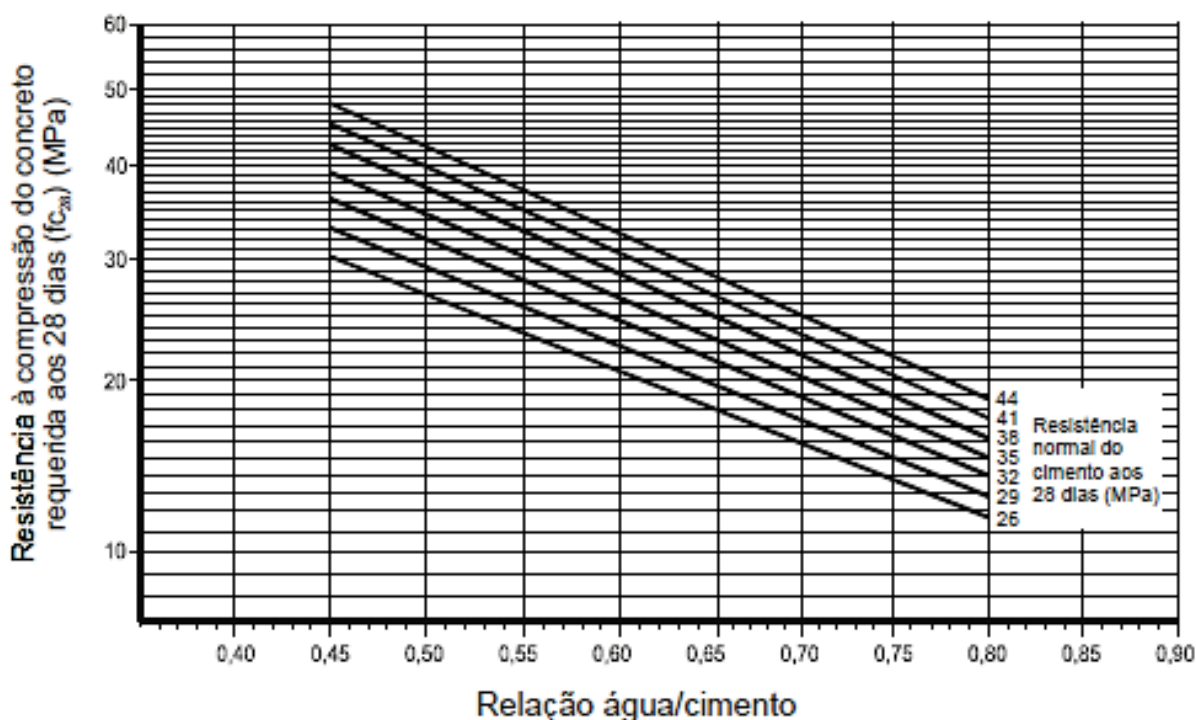
- f_{cj} : Resistência de dosagem do concreto (MPa);
- f_{ck} : Resistência característica do concreto (MPa);

- *Sd*: Desvio padrão determinado pelo sistema de controle adotado na produção do concreto.

A condição de preparo do concreto determina o desvio padrão a ser adotado, controles mais rigorosos apresentam desvio padrão menor do que os apresentados para controles de preparo menos elaborados. Com um controle já estipulado, e definindo o f_{ck} do concreto, obteve-se a resistência de dosagem do concreto aos 28 dias.

Combinando o valor de resistência de dosagem do concreto com a resistência normal aos 28 dias do cimento utilizado, foi possível encontrar nas Curvas de Abrams a relação água cimento para a mistura, como mostra a Figura 15.

Figura 15 – Gráfico para determinação da relação água/cimento (a/c) em função das resistências do concreto e do cimento aos 28 dias de idade.



FONTE: Adaptado de Associação Brasileira De Cimento Portland (1983).

Determinada a relação água cimento, foram estabelecidos os consumos de materiais. Para determinar o consumo de água (C_a), fez-se necessário estabelecer a consistência desejada (a qual foi verificada posteriormente pelo abatimento do tronco de cone segundo a norma NBR NM 67 (ABNT, 1998) – Concreto – Determinação da

consistência pelo abatimento do tronco de cone) e dispor da DMC do agregado graúdo, informações que foram relacionadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Estimativa do consumo de água em kg para 1 m³ de concreto.

Abatimento do tronco de cone (mm)	Dimensão Máxima Característica do agregado graúdo				
	9,5 mm	19 mm	25 mm	32 mm	38 mm
40 a 60	220	195	190	185	180
60 a 80	225	200	195	190	185
80 a 100	230	205	200	200	190

FONTE: Autor (2018).

O passo seguinte foi determinar o consumo de cimento (C_c), que surgiu a partir da relação entre o fator a/c e o consumo de água. Usou-se a equação (2) para encontrar o consumo de cimento.

$$C_c = \frac{Ca}{(a/c)} \quad (2)$$

Onde:

- C_c : Consumo de cimento por m³ de concreto (kg/m³);
- Ca : Consumo de água por m³ de concreto (kg/m³);
- (a/c) : Relação água/cimento (kg/kg).

Para o consumo de agregados, o método da ABCP determina a proporção adequada da relação entre agregado graúdo e agregado miúdo, de modo que a mistura final garanta determinada consistência com menor volume de vazios inter-grãos possível.

Partindo do módulo de finura da areia e da dimensão máxima característica da brita, buscou-se determinar o volume compactado seco de agregado graúdo (V_{cs}), necessário para encontrar o consumo de agregado graúdo (C_g) da dosagem. A Tabela 6 apresenta a relação entre MF e DMC para determinação do V_{cs} de agregado graúdo.

Tabela 6 – Volume compactado seco (V_{cs}) de agregado graúdo por metro cúbico de concreto (m^3/m^3).

Módulo de Finura da areia	Dimensão Máxima Característica do agregado graúdo				
	9,5 mm	19 mm	25 mm	32 mm	38 mm
1,8	0,645	0,77	0,795	0,82	0,845
2,0	0,625	0,75	0,775	0,8	0,825
2,2	0,605	0,73	0,755	0,78	0,805
2,4	0,585	0,71	0,735	0,76	0,785
2,6	0,565	0,69	0,715	0,74	0,765
2,8	0,545	0,67	0,695	0,72	0,745
3,0	0,525	0,65	0,675	0,7	0,725
3,2	0,505	0,63	0,655	0,68	0,705
3,4	0,485	0,61	0,635	0,66	0,685
3,6	0,465	0,59	0,615	0,64	0,665

FONTE: Autor (2018).

Como o valor do módulo de finura era intermediário aos apresentados na tabela, a interpolação dos dados apresentados forneceu o volume compactado seco.

De posse do volume compactado seco de agregado graúdo e da massa unitária compactada da brita, calculou-se o consumo de agregado graúdo a partir da equação (3).

$$C_g = V_{cs} \times M_u \quad (3)$$

Onde:

- C_g : Consumo de agregado graúdo por m^3 de concreto (kg/m^3);
- V_{cs} : Volume compactado seco de agregado graúdo por m^3 de concreto (m^3/m^3);
- M_u : Massa unitária compactada do agregado graúdo (kg/m^3).

Admite-se que o volume do concreto é resultado da soma dos volumes absolutos do cimento, da água e dos agregados. Partindo desse pressuposto, o consumo de agregado miúdo (C_m) foi determinado a partir do volume de agregado miúdo (V_m) e sua massa específica, conforme a equação (4).

$$C_m = \gamma_m \times \left[1 - \left(\frac{C_c}{\gamma_c} + \frac{C_g}{\gamma_g} + \frac{C_a}{\gamma_a} \right) \right] \quad (4)$$

Onde:

- C_m : Consumo de agregado miúdo por m³ de concreto (kg/m³);
- γ_m : Massa específica do agregado miúdo (kg/m³);
- γ_c : Massa específica do cimento (kg/m³);
- γ_g : Massa específica do agregado graúdo (kg/m³);
- γ_a : Massa específica da água (kg/m³).

Após encontrar o consumo de todos os materiais para a dosagem do concreto, o traço foi obtido dividindo-se todos os consumos calculados pelo consumo de cimento, conforme a equação (5).

$$\left(\frac{C_c}{C_c}\right) : \left(\frac{C_m}{C_c}\right) : \left(\frac{C_g}{C_c}\right) : \left(\frac{C_a}{C_c}\right) \quad (5)$$

Onde:

- C_c : Consumo de cimento (kg/m³);
- C_m : Consumo de agregado miúdo (kg/m³);
- C_g : Consumo de agregado graúdo (kg/m³);
- C_a : Consumo de água (kg/m³).

Desse modo, o traço foi obtido em massa, no formato 1: a: b: a/c (cimento, areia, brita e água).

3.2.3 Produção do concreto para teste inicial

A partir da obtenção do traço, foram produzidos cerca de 25 litros de concreto para moldagem de 6 corpos de prova com dimensões de 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura com a finalidade de observar se o traço dosado alcançaria a resistência desejada e para determinação do abatimento do tronco de cone.

O concreto foi produzido de acordo com a norma NBR 12821 (ABNT, 2009) – Preparação de concreto em laboratório – Procedimento, e a consistência verificada pelo abatimento do tronco de cone (*Slump Test*) da NBR NM 67 (ABNT, 1998).

Como os consumos de materiais obtidos na dosagem se referiam a 1 m³ de concreto, por proporção, para produção de 25 dm³ de concreto foram necessários 11,979 kg de cimento, 18,284 kg de agregado miúdo, 25,361 kg de brita e 5,750 kg de água.

A produção do concreto foi feita em betoneira com capacidade de 260 litros, disponível pelo Laboratório de Materiais da Construção da UTFPR. Foi realizada a imprimação da betoneira previamente à colocação dos materiais.

Nessa etapa, o método de dosagem da ABCP recomenda que a água de amassamento seja adicionada à mistura gradativamente, a fim de garantir sua homogeneidade, assim como orienta a NBR 12821 (ABNT, 2009).

Inicialmente, procedeu-se a adição de toda a brita juntamente com um terço da água de amassamento, misturando os materiais por cerca de 30 segundos, para garantir homogeneidade. Em seguida o cimento foi incorporado na mistura com mais um terço da água, também sendo misturados até homogeneização. Por fim, adicionou-se o agregado miúdo e o um terço restante da água de amassamento, misturando o concreto até completa homogeneização.

O concreto pronto e no estado fresco teve sua trabalhabilidade avaliada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998).

Neste ensaio, primeiramente, buscou-se um local para sua realização onde a chapa metálica ficasse nivelada. Na sequência colocou-se a fôrma tronco-cônica sobre a chapa metálica e o operador posicionou os pés sobre as aletas da fôrma, a fim de mantê-la estável.

A fôrma foi preenchida com um terço de sua capacidade e tal camada foi compactada uniformemente com 25 golpes de uma haste metálica. Depois disso, mais um terço foi preenchido e novamente compactado com 25 golpes, sem que a haste ultrapassasse para a camada já compactada, e por fim, o outro terço faltante foi preenchido e compactado conforme anteriormente descrito.

Com a última camada compactada, a superfície do tronco de cone foi rasada com auxílio de uma colher de pedreiro e movimentos rolantes da haste de compactação, a fim de nivelar a superfície. Sem demora, retirou-se o molde verticalmente e colocando a haste metálica sobre o molde invertido realizou-se a medição do abatimento, conforme a Figura 16. O material utilizado no *Slump Test* foi recolhido e misturado novamente na betoneira com o restante do concreto.

Figura 16 – Medição do abatimento de tronco de cone.



FONTE: Autor (2018).

Medido o abatimento do tronco de cone, procederam-se as moldagens dos corpos de prova. Antes que fossem moldados, os moldes receberam desmoldante em quantidade suficiente para facilitar a desmoldagem no dia seguinte.

Como a quantidade de concreto produzida era maior que a necessária para moldagem de 6 corpos de prova, foram preparados 8 corpos de prova para moldagem e posterior obtenção de um resultado mais representativo.

Os corpos de prova foram moldados de acordo com a norma NBR 5738 (ABNT, 2003). Primeiramente, adicionou-se concreto dentro do molde cilíndrico até a metade de sua capacidade, essa primeira camada foi adensada com 15 golpes de uma haste metálica, em seguida completou-se com concreto o molde e novamente a camada foi adensada com 15 golpes, sem que a haste ultrapassasse mais de 2 centímetros na camada já adensada. Com o molde completamente preenchido e adensado, sua superfície foi rasada com auxílio de uma colher de pedreiro. Esse procedimento se repetiu para os 8 corpos de prova moldados.

Os moldes, após a moldagem, foram deixados dentro do Laboratório de Materiais da Construção da UTFPR sobre uma superfície horizontal e plana, como mostra a Figura 17, durante 24 horas até que os corpos de prova pudessem ser desmoldados.

Figura 17 – Disposição dos moldes dentro do laboratório.



FONTE: Autor (2018).

Transcorridas 24 horas os 8 corpos de prova foram retirados dos moldes e identificados, como mostra a Figura 18.

Figura 18 – Corpos de prova para teste identificados.

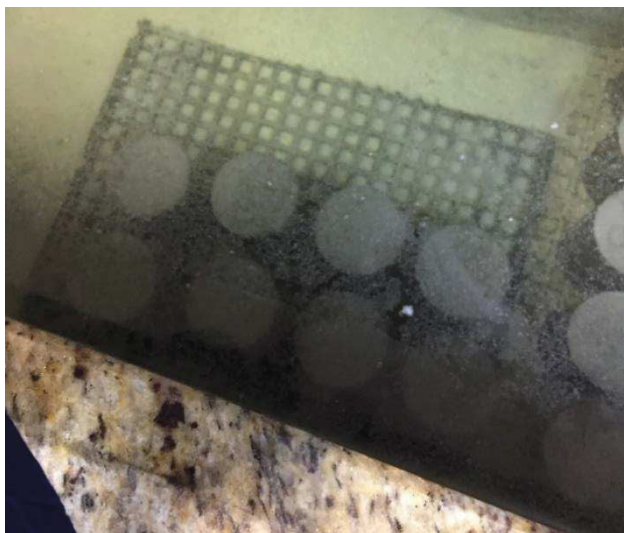


FONTE: Autor (2018).

Imediatamente após sua identificação os corpos de prova foram encaminhados à cura dentro de um tanque com solução saturada de hidróxido de

cálcio à temperatura ambiente de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ onde permaneceram durante 29 dias. Os corpos de prova dentro do tanque são apresentados na Figura 19.

Figura 19 – Corpos de prova para teste dentro do tanque de cura.



FONTE: Autor (2018).

Passados 29 dias do início da cura, estando os corpos de prova com 30 dias de idade, os mesmos foram retirados do tanque de cura e realizou-se sua retificação. Dispondo de uma máquina para retificação, apresentada na Figura 20, as superfícies irregulares dos corpos de prova foram niveladas.

Figura 20 – Máquina utilizada para retificação dos corpos de prova.



FONTE: Autor (2018).

Logo após a retificação, os corpos de prova foram ensaiados à compressão axial de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994) utilizando uma Prensa de Compressão EMIC AC6.08 com capacidade de 2000 kN disponível no Laboratório de Materiais da Construção da UTFPR, apresentada na Figura 21.

Figura 21 – Prensa de Compressão EMIC AC6.08.



FONTE: Autor (2018).

Com todos os corpos de prova rompidos, o traço calculado teve sua resistência à compressão aos 30 dias de idade determinada de modo que os ensaios em elevadas temperaturas pudessem ser iniciados.

3.2.4 Confecção dos corpos de prova para ensaios sob elevadas temperaturas

Foram produzidos 66 corpos de prova cilíndricos com 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura a partir do traço obtido pelo método de dosagem da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), na proporção 1: 1,53: 2,12 (cimento, areia e brita) com relação água/cimento igual a 0,48, que correspondeu a um concreto com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 25 MPa aos 28 dias.

Foi necessário reduzir a dimensão dos corpos de prova para que no mínimo 12 pudessem ser dispostos dentro do forno mufla.

Para cada temperatura de exposição foram moldados 12 corpos de prova, dos quais 6 foram destinados ao resfriamento natural e 6 destinados ao resfriamento brusco. Como foram estipuladas 5 temperaturas de exposição, foram necessários 5 dias de moldagem para que a exposição a elevadas temperaturas pudesse ser feita sempre em corpos de prova com mesma idade. Além disso, 6 corpos de prova foram moldados e não aquecidos, para serem utilizados como referência.

Como todo o procedimento abaixo descrito se repetiu para todos os dias de moldagem, sua descrição será genérica. A única exceção refere-se à quantidade de materiais utilizada no dia em que os 6 corpos de prova de referência foram moldados juntamente com os outros 12 corpos de prova que seriam levados ao aquecimento.

A confecção dos corpos de prova seguiu como base a norma NBR 7215 (ABNT, 1996) - Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão, visando respeitar a relação 1:2 (diâmetro *versus* altura do corpo de prova).

Antes de fazer o concreto, calculou-se a quantidade de material necessária para a moldagem dos 12 corpos de prova. Foram necessários 1,6771 kg de cimento, 2,5598 kg de areia, 3,5505 kg de brita e 0,805 kg de água para atingir o traço anteriormente calculado. No dia onde 18 corpos de prova foram moldados, a quantidade de materiais também foi maior, para manter o traço foram consumidos 2,6354 kg de cimento, 4,0225 kg de areia, 5,5794 kg de brita e 1,2650 kg de água.

Antes ainda que o concreto fosse produzido, os moldes receberam desmoldante em quantidade suficiente para facilitar a desmoldagem dos corpos de prova no dia seguinte.

Com as massas dos materiais calculadas e pesadas, procedeu-se com a moldagem dos corpos de prova. Como a quantidade de concreto a ser produzida era pequena, tornou-se inviável produzir o concreto utilizando a betoneira, portanto a mistura foi feita manualmente.

Utilizando uma bacia grande de plástico adicionaram-se os materiais cimento, areia e brita, os quais foram misturados secos até garantir uma homogeneidade. A mistura foi espalhada na bacia e abriu-se um espaço no meio sobre o qual foi adicionada água aos poucos até obter-se um concreto homogêneo.

Dispondo de uma colher de pedreiro e do molde metálico já preparado, o concreto foi adicionado dentro do molde até atingir metade de sua capacidade. Nesse momento, utilizando a mesma haste metálica apresentada pela norma NBR 7215 (ABNT, 1996) a camada de concreto foi adensada com 10 golpes distribuídos

uniformemente sobre a camada. Acabado o adensamento da primeira camada, adicionou-se novamente concreto ao molde a fim de preenchê-lo completamente e então essa camada também foi adensada com 10 golpes da haste metálica. A bacia contendo o concreto, a haste metálica e os moldes utilizados são apresentados na Figura 22.

Figura 22 – Equipamentos e material utilizados na moldagem dos corpos de prova.



FONTE: Autor (2018).

Com o molde completamente preenchido, a superfície do corpo de prova foi rasada utilizando a colher de pedreiro, retirando o excesso de concreto existente no molde. Esse procedimento se repetiu até a moldagem de todos os corpos de prova.

Os moldes, após a moldagem, foram deixados dentro do Laboratório de Materiais da Construção da UTFPR sobre uma superfície horizontal e plana durante 24 horas até que os corpos de prova pudessem ser desmoldados.

Transcorridas 24 horas os corpos de prova foram retirados dos moldes e identificados, como mostra a Figura 23.

Figura 23 – Corpos de prova identificados após moldagem.



FONTE: Autor (2018).

A identificação dos corpos de prova foi feita para cada dia de moldagem, separando em grupos de 6 corpos de prova, grupos os quais receberam numeração de 0 a 10. Essa numeração se referia a temperatura de exposição e o modo de resfriamento a ser empregado, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7 – Grupos de corpos de prova separados por temperatura de exposição e modo de resfriamento.

Temperatura de exposição	Modo de resfriamento	
	Resfriamento natural	Resfriamento brusco
23 ± 2°C	G0 (Referência - sem resfriamento)	
200°C	G1	G2
400°C	G3	G4
600°C	G5	G6
800°C	G7	G8
1000°C	G9	G10

FONTE: Autor (2018).

Imediatamente após sua identificação os corpos de prova foram encaminhados à cura dentro de um tanque com solução saturada de hidróxido de cálcio à temperatura ambiente de 23 ± 2°C onde permaneceram durante 27 dias. O tanque e os corpos de prova dentro da água são apresentados na Figura 24.

Figura 24 – Tanque utilizado no processo de cura e corpos de prova imersos em água.



FONTE: Autor (2018).

3.2.5 Pré-aquecimento, exposição a elevadas temperaturas e resfriamento lento e brusco dos corpos de prova

Passados 27 dias de cura, estando o concreto com 28 dias de idade, os corpos de prova foram retirados do tanque de cura e realizou-se sua retificação com auxílio de uma máquina, a fim de nivelar as superfícies irregulares.

Os corpos de prova após retirada do tanque e sua retificação são apresentados na Figura 25.

Figura 25 – Procedimento de retificação dos corpos de prova.



FONTE: Autor (2018).

Logo após a retificação, os corpos de prova foram levados à estufa onde permaneceram expostos a 105°C durante 24 horas. Desse modo, o pré-aquecimento, antecedendo a exposição a elevadas temperaturas, permitiu que a água evaporável presente no corpo de prova fosse evaporada lentamente, evitando o fenômeno de *spalling* durante os aquecimentos que viriam a ser feitos. A Figura 26 mostra os corpos de prova após a retificação e sua disposição dentro da estufa para o pré-aquecimento.

Figura 26 – Procedimento de pré-aquecimento dos corpos de prova.



FONTE: Autor (2018).

Faltando 1 hora para o término do pré-aquecimento, a mufla que seria utilizada para a exposição a elevadas temperaturas foi ligada para aquecer até a temperatura de 105°C, como mostra a Figura 27.

Figura 27 – Forno mufla utilizado no aquecimento dos corpos de prova a 105°C.



FONTE: Autor (2018).

Desse modo, assim que os corpos de prova fossem retirados da estufa e colocados dentro da mufla, não haveria variação de temperatura dos mesmos, evitando que esfriassem e novamente tornassem a aquecer, descartando qualquer efeito de fadiga pela variação de temperatura.

Transcorridas 24 horas dentro da estufa, utilizando uma luva apropriada, os corpos de prova foram retirados e levados dentro de uma bandeja metálica até o Laboratório de Saneamento da UTFPR, onde localizava-se o Forno Mufla MARQLABOR MAQMUF2-RP com 3500W de potência que foi utilizado nos aquecimentos.

Com a mufla já a 105°C, os corpos de prova foram dispostos dentro dela, com auxílio de luvas e de uma pinça grande, de modo que não encostassem no termostato da mesma e nem nas paredes, impedindo qualquer interferência na medição de temperatura apresentada pelo termômetro do equipamento, como mostra a Figura 28.

Figura 28 – Disposição dos corpos de prova dentro do forno mufla.



FONTE: Autor (2018).

Em seguida a temperatura da mufla foi aumentada até a estipulada para os grupos de corpos de prova em questão. No primeiro dia, os grupos 1 e 2 foram expostos à temperatura de 200°C; no segundo dia, os grupos 3 e 4 foram expostos à temperatura de 400°C; no terceiro dia, os grupos 5 e 6 foram expostos à temperatura de 600°C; no quarto dia, os grupos 7 e 8 foram expostos à temperatura de 800°C; no quinto e último dia os grupos 9 e 10 foram expostos à temperatura de 1000°C.

O modelo de mufla utilizado não permitiu garantir a mesma taxa de aquecimento para todas as temperaturas. Para poder determiná-la, o aumento de temperatura foi monitorado minuto a minuto com auxílio de um cronômetro até que a mufla chegasse à temperatura de exposição em questão (200°C, 400°C, 600°C, 800°C e 1000°C).

Assim que o termômetro da mufla apresentou a temperatura máxima determinada para o grupo em questão, zerou-se o cronômetro e iniciaram-se as 7 horas de exposição.

Com o fim das 7 horas de exposição à temperatura máxima, foram iniciados os resfriamentos.

Nessa etapa foram utilizados equipamentos de segurança para o manuseio dos corpos de prova em altas temperaturas, entre eles luvas, máscara de proteção, jaleco de manga comprida, calça e botinas de couro.

Para o resfriamento natural, 6 corpos de prova foram retirados da mufla com auxílio de uma pinça grande e colocados sobre a bancada dentro de uma bandeja metálica, como mostra a Figura 29, e ali deixados por 24 horas.

Figura 29 – Procedimento para resfriamento natural.



FONTE: Autor (2018).

Para o resfriamento brusco, inicialmente mediu-se a temperatura da água utilizando um termômetro, como mostra a Figura 30. Em seguida os corpos de prova foram retirados um a um da mufla e submetidos ao procedimento descrito a seguir.

Figura 30 – Medição da temperatura da água no momento do resfriamento brusco.



FONTE: Autor (2018).

Retirou-se o corpo de prova da mufla que imediatamente foi submergido dentro de um recipiente metálico contendo água em constante troca, evitando assim que a água esquentasse. Nesse momento, iniciou-se a cronometragem do tempo de 1 minuto no qual o corpo de prova permaneceu submerso. Esse procedimento é ilustrado pela Figura 31.

Figura 31 – Procedimento para resfriamento brusco.



FONTE: Autor (2018).

Transcorrido 1 minuto de resfriamento brusco, o corpo de prova foi retirado de dentro d'água e colocado sobre a bancada onde foi medida sua temperatura superficial média ao longo de toda sua superfície utilizando um termômetro digital infravermelho por um período de 10 segundos, com mostra a Figura 32.

Figura 32 – Medição da temperatura superficial do corpo de prova após resfriamento brusco.



FONTE: Autor (2018).

Passados os 10 segundos, continuou-se cronometrando o tempo até chegar em 1 minuto, quando novamente mediu-se a temperatura superficial do mesmo modo citado anteriormente. Novamente continuou-se cronometrando o tempo até chegar em 2 minutos, quando mais uma vez mediu-se a temperatura superficial do corpo de prova.

Terminada a terceira medição de temperatura, o corpo de prova foi colocado dentro de uma bandeja metálica.

Todo esse procedimento repetiu-se até que os 6 corpos de prova destinados ao resfriamento brusco fossem resfriados e tivessem sua temperatura superficial medida.

Assim como as amostras deixadas sobre a bancada para resfriamento natural, os 6 corpos de prova resfriados bruscamente também foram deixados sobre a bancada durante 24 horas.

Essas 24 horas foram escolhidas por garantir a completa troca de calor entre os corpos de prova e o ambiente, precedendo o ensaio de compressão e garantindo o equilíbrio térmico.

3.2.6 Determinação da resistência à compressão residual

Nessa etapa o procedimento empregado também foi o mesmo para todos os corpos de prova, independente de qual temperatura foram expostos, portanto sua descrição será genérica.

Transcorridas 24 horas após o início do resfriamento dos corpos de prova, os mesmos foram levados, juntamente com um dispositivo de adaptação contendo rótula, para o Laboratório de Engenharia Civil da UNIPAR Campus Toledo.

Lá, dispondo de uma Máquina para Teste Universal WAW-1000D com capacidade de 1000 kN, os corpos de prova foram ensaiados à compressão axial. O dispositivo de adaptação se fez necessário por conter rótula e pela dimensão dos corpos de prova, sendo capaz de transferir a força de compressão para toda a seção transversal. O conjunto máquina, dispositivo de adaptação e corpo de prova é apresentado a seguir na Figura 33.

Figura 33 – Máquina para Teste Universal WAW-1000D.



FONTE: Autor (2018).

Após a compressão e rompimento dos corpos de prova obteve-se a força em kN necessária para ruptura, a qual foi apresentada pelo computador da máquina.

Dos 66 corpos de prova produzidos, 6 foram utilizados como referência para apresentação dos resultados finais de redução da resistência à compressão dos corpos de prova expostos a elevadas temperaturas. Tais resultados serão apresentados no item 4.3.3 em termos de porcentagem residual da resistência original, que será obtida a partir do valor médio de resistência à compressão encontrado para os 6 corpos de prova ensaiados à temperatura ambiente de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

3.2.7 Tratamento estatístico dos dados

Para examinar os resultados de resistência à compressão residual foram feitas três análises com diferentes métodos estatísticos e nível de significância $\alpha = 5\%$, para avaliar a influência dos parâmetros estabelecidos no presente trabalho.

A primeira análise refere-se à influência do aquecimento na perda de resistência para os dois modos de resfriamento isoladamente. Nesse momento dispõe-se da Análise de Variância de Fator Único, também chamada de ANOVA de Fator Único, e do Teste de Tukey.

A ANOVA é uma técnica estatística que permite avaliar se existe uma diferença significativa entre as médias e se os fatores considerados exercem influência na variável dependente. No caso, foram avaliadas as resistências à compressão residuais para cada temperatura, buscando se o aquecimento exerce influência significativa sobre a resistência à compressão residual.

Essa análise considera que pequenas variações entre os parâmetros analisados, no caso as temperaturas, são decorrentes da variabilidade amostral, logo esses parâmetros não seriam influentes no resultado final. Do mesmo modo grandes variações informam que os parâmetros utilizados influenciam no resultado final.

A chamada hipótese nula (H_0), utilizada na ANOVA, representa o caso em que as médias obtidas para cada temperatura de exposição são iguais. Caso a probabilidade de significância (valor-p) encontrada para a amostra seja maior que o nível de significância estabelecido, a hipótese nula se confirma, o que significa que os parâmetros analisados não influenciam no resultado final, ou seja, o aumento de temperatura não causa efeito na queda de resistência.

Caso contrário, a hipótese nula se torna falsa e, portanto, tem-se que uma ou mais médias são diferentes entre si, constatando que o aumento de temperatura é um fator significativo porque influencia na resistência à compressão residual dos corpos de prova.

No entanto, a ANOVA só informa se os parâmetros analisados são significantes ou não, faltando apontar quais deles são os responsáveis por esse efeito. Rejeitando a hipótese nula e confirmando a significância dos parâmetros, faz-se necessário realizar o Teste de Tukey para apontar quais tratamentos estão diferindo dos demais. O Teste de Tukey indicou entre quais temperaturas houve a perda de resistência significativa e qual delas causou o maior efeito na resistência à compressão residual.

Na segunda análise foram comparadas as resistências à compressão residuais obtidas para cada modo de resfriamento em uma mesma temperatura. Nesse momento dispõe-se de um Teste de Hipótese e assume-se que os desvios padrão populacionais das resistências à compressão residuais para cada modo de resfriamento são desconhecidos e supostamente diferentes, o que faz com que a estatística de teste siga uma distribuição t de Student.

A hipótese nula representa o caso em que as médias obtidas para cada um dos resfriamentos são iguais, já a hipótese alternativa (H_1) representa o caso em que as médias obtidas são diferentes.

A hipótese nula se confirmará quando a estatística calculada (t_{cal}) para o conjunto amostral for menor que a estatística determinada pela distribuição t de Student ($t_{v,5\%}$). Caso contrário rejeita-se H_0 ao nível de 5% de significância e, portanto, confirma-se a influência do tipo de resfriamento na resistência à compressão residual. A t_{cal} é calculada a partir da equação (6) a seguir.

$$t_{cal} = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_1} + \frac{S_2^2}{n_2}}} \quad (6)$$

Onde:

- t_{cal} : Estatística calculada;
- \bar{x}_1 : Média do grupo 1;
- \bar{x}_2 : Média do grupo 2;

- S_1 : Desvio padrão do grupo 1;
- S_2 : Desvio padrão do grupo 2;
- n_1 : Número de amostras do grupo 1;
- n_2 : Número de amostras do grupo 2.

A quantidade de graus de liberdade (v) é determinada a partir da equação (7) a seguir.

$$v = \frac{\left(\frac{S_1^2}{n_1} + \frac{S_2^2}{n_2}\right)^2}{\frac{\left(\frac{S_1^2}{n_1}\right)^2}{(n_1-1)} + \frac{\left(\frac{S_2^2}{n_2}\right)^2}{(n_2-1)}} \quad (7)$$

Onde:

- v : Quantidade de graus de liberdade;
- S_1 : Desvio padrão do grupo 1;
- S_2 : Desvio padrão do grupo 2;
- n_1 : Número de amostras do grupo 1;
- n_2 : Número de amostras do grupo 2.

Por fim, a estatística determinada pela distribuição t de Student ($t_{v,5\%}$) é encontrada na Tabela 8, relacionando-se a quantidade de graus de liberdade com o nível de significância empregado.

A terceira e última análise buscou encontrar uma equação que relacionasse os dois modos de resfriamento ao longo das temperaturas. Para tal, efetuou-se uma regressão linear simples a partir dos pares de resistência à compressão residual média para cada tipo de resfriamento ao longo das temperaturas. A reta de regressão estimada tem formato $y = \widehat{\beta}_0 + \widehat{\beta}_1 x$.

Inicialmente constrói-se um diagrama de dispersão buscando a tendência linear para posteriormente efetuar-se a regressão. Efetuada a regressão e determinada a equação da reta, calcula-se o coeficiente de correlação linear r . Esse coeficiente é compreendido pelo intervalo de $-1 \leq r \leq 1$ e expressa a dependência

entre as variáveis, sendo que quanto mais próximo dos extremos -1 e 1, mais dependentes são as medidas.

Por fim, encontra-se o coeficiente de determinação R^2 , utilizado como medida da qualidade do ajustamento da reta e que mede a confiança da regressão como instrumento de previsão. O coeficiente de determinação é compreendido pelo intervalo de $0 \leq R^2 \leq 1$, sendo que quanto mais próximo de 1, mais adequado é o modelo linear.

Tabela 8 – Distribuição t de Student.

Graus de liberdade	Teste Unilateral								
	15%	10%	5%	2,50%	2%	1%	0,50%	0,10%	0,05%
	Teste Bilateral								
	30%	20%	10%	5%	4%	2%	1%	0,20%	0,10%
1	1,9626	3,0777	6,3137	12,7062	15,8945	31,8210	63,6559	318,2888	636,5776
2	1,3862	1,8856	2,9200	4,3027	4,8487	6,9645	9,9250	22,3285	31,5998
3	1,2498	1,6377	2,3534	3,1824	3,4819	4,5407	5,8408	10,2143	12,9244
4	1,1896	1,5332	2,1318	2,7765	2,9985	3,7469	4,6041	7,1729	8,6101
5	1,1558	1,4759	2,0150	2,5706	2,7565	3,3649	4,0321	5,8935	6,8685
6	1,1342	1,4398	1,9432	2,4469	2,6122	3,1427	3,7074	5,2075	5,9587
7	1,1192	1,4149	1,8946	2,3646	2,5168	2,9979	3,4995	4,7853	5,4081
8	1,1081	1,3968	1,8595	2,3060	2,4490	2,8965	3,3554	4,5008	5,0414
9	1,0997	1,3830	1,8331	2,2622	2,3984	2,8214	3,2498	4,2969	4,7809
10	1,0931	1,3722	1,8125	2,2281	2,3593	2,7638	3,1693	4,1437	4,5868

FONTE: Autor (2018).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Transcorridos os métodos apresentados anteriormente, os resultados obtidos a partir do peneiramento de 1000g da areia amostrada são apresentados a seguir na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultado do ensaio de granulometria da areia.

Abertura da Peneira	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada	Intervalo utilizável de porcentagem retida acumulada
4,76 mm	0,49	0,0	0,0	0 a 10%
2,38 mm	11,93	1,2	1,2	0 a 25%
1,19 mm	42,07	4,2	5,5	5 a 50%
590 μ m	142,83	14,3	19,7	15 a 70%
297 μ m	412,48	41,3	61,0	50 a 95%
149 μ m	363,86	36,4	97,4	85 a 100%
Fundo	26,00	2,6	100,0	-
TOTAL	999,66	100,00	-	-

FONTE: Autor (2018).

O somatório das porcentagens retidas acumuladas do agregado miúdo nas peneiras de série normal (entre a 4,76mm a 149 μ m) dividido por 100, retornou o valor de módulo de finura para a amostra de 1,85. A dimensão máxima característica, correspondendo à abertura nominal da peneira, em milímetros, da malha na qual o agregado apresentou uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa, é de 2,38mm.

Esses valores, apresentados na Tabela 10, classificam a areia utilizada como uma areia fina.

Tabela 10 – Módulo de finura e dimensão máxima característica da areia.

MF	MF utilizável	DMC
1,85	1,55 a 3,50	2,38 mm

FONTE: Autor (2018).

Ainda sobre os resultados obtidos pelo ensaio de granulometria da areia, é possível observar que o material apresenta porcentagens retidas acumuladas e

módulo de finura dentro dos limites utilizáveis estabelecidos na Tabela 2 da NBR 7211 (ABNT, 2009) e apresentados nas Tabela 9 e Tabela 10 deste trabalho.

Para a granulometria da brita, os resultados obtidos a partir do peneiramento de 3000g de brita são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultado do ensaio de granulometria da brita.

Abertura da Peneira	Massa retida (g)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
12,70 mm	7,81	0,26	0,26
9,52 mm	13,43	0,45	0,71
6,35 mm	809,71	27,01	27,72
4,76 mm	960,8	32,05	59,77
Fundo	1206,05	40,23	100,00
TOTAL	2997,8	100,00	-

FONTE: Autor (2018).

Com os valores de porcentagem retida acumulada, foi encontrada a dimensão máxima característica (DMC) da brita, apresentada na Tabela 12, sendo o DMC igual a 9,52mm.

Tabela 12 – Dimensão máxima característica da brita.

DMC
9,52 mm

FONTE: Autor (2018).

Quanto às massas específicas, a primeira encontrada foi a do cimento CP-II-F 32. A variação de volume observada para a amostra de 60 gramas foi de 19,6 mL, resultando em uma massa específica de 3,061 g/cm³ para o cimento.

Para o agregado miúdo, a amostra de 500 gramas gerou uma variação de volume de 189 mL, permitindo encontrar uma massa específica de 2,646 g/cm³ para a areia.

As duas últimas informações obtidas para a caracterização dos materiais foram a massa específica e massa unitária compactada do agregado graúdo.

Para a massa específica, seguindo-se os procedimentos e dividindo a massa seca de 3025,4 g pela diferença entre a massa seca e a massa em água de 2020,3 g, obteve-se um valor de 3,010 g/cm³. As massas nas três situações do ensaio e a massa específica são apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Resultado do ensaio de massa específica da brita.

Massa saturada com superfície seca (g)	Massa em água (g)	Massa seca (g)	Massa específica (g/cm ³)
3093,0	2020,3	3025,4	3,010

FONTE: Autor (2018).

Já para a massa unitária compactada, como o procedimento foi efetuado três vezes, calculou-se uma média entre os três resultados. A massa do recipiente, seu volume, as massas obtidas em cada pesagem e por fim a massa unitária compactada de 1,585 g/cm³ são apresentadas na Tabela 14 a seguir.

Tabela 14 – Resultado do ensaio de massa unitária compactada da brita.

Massa do recipiente (g)	Volume do recipiente (cm ³)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	ρ_c (g/cm ³)
4922	29956,5	52330	52288	52570	1,585

FONTE: Autor (2018).

4.2 DETERMINAÇÃO DO TRAÇO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PARA TESTE INICIAL

Primeiramente estipulou-se um controle utilizado na produção do concreto, esse controle adotado foi do tipo B, sendo então o desvio padrão de dosagem igual a 5,5 MPa. Definindo o fck do concreto com 25 MPa, a resistência de dosagem do concreto aos 28 dias obtida por meio da equação (1) foi de 34,075 MPa.

O cimento CP II-F-32 que foi utilizado apresenta resistência normatizada de 32 MPa aos 28 dias. Esse valor de resistência normal do cimento, em conjunto com o valor de 34,075 MPa para o fcj, foram relacionados nas Curvas de Abrams para obtenção da relação água/cimento de 0,48 como mostra a Figura 15.

O passo seguinte foi determinar o consumo de cimento (Cc), que surgiu a partir da relação entre o fator a/c de 0,48 e o consumo de água de 230 kg/m³. Usou-se a equação (2) para encontrar o consumo de cimento de 479,17 kg/m³.

$$C_c = \frac{Ca}{(a/c)} = \frac{230}{0,48} = 479,166667 \text{ Kg/m}^3$$

Relacionaram-se na Tabela 6 o módulo de finura da areia, de 1,85, e o DMC da brita, de 9,52mm, para assim determinar o volume compactado seco de agregado

gráudo (V_{cs}) necessário para encontrar o consumo de agregado gráudo (C_g). A partir da interpolação dos dados apresentados na Tabela 6 obteve-se um volume compactado seco de $0,64012 \text{ m}^3/\text{m}^3$.

De posse do volume compactado seco de agregado gráudo e da massa unitária compactada da brita de $1,585 \text{ g/cm}^3$, calculou-se o consumo de agregado gráudo a partir da equação (3), resultando em $1014,44 \text{ kg/m}^3$.

$$C_g = V_{cs} \times M_u = 0,64012 \times 1584,7646 = 1014,4395 \text{ Kg/m}^3$$

O consumo de agregado miúdo (C_m) foi determinado a partir de sua massa específica de $2,646 \text{ g/cm}^3$ e do volume ocupado pelos outros materiais, conforme a equação (4), resultando em $731,36 \text{ kg/m}^3$.

$$C_m = 2645,50 \times \left[1 - \left(\frac{479,17}{3061,22} + \frac{1014,44}{3010,05} + \frac{230,00}{1000,00} \right) \right] = 731,3601 \text{ Kg/m}^3$$

Seguindo a equação (5), dividindo todos os consumos calculados pelo consumo de cimento, o traço obtido em massa, foi de 1: 1,53: 2,12: 0,48 (cimento, areia, brita e água).

Os consumos de materiais para produção de 1 m^3 de concreto são apresentados novamente na Tabela 15.

Tabela 15 – Consumo de materiais para produção de 1 m^3 de concreto.

Cimento (kg/m³)	Areia (kg/m³)	Brita (kg/m³)	Água (kg/m³)
479,1667	731,3601	1014,4395	230

FONTE: Autor (2018).

Após a dosagem, durante a moldagem dos corpos de prova para teste inicial, foi realizado um *Slump Test* para determinar o abatimento do tronco de cone alcançado pelo traço calculado. O abatimento ficou fora do intervalo de 80 a 100 milímetros, alcançando 120 milímetros.

A partir do rompimento dos 8 corpos de prova, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura, utilizados para testar a resistência obtida pela dosagem, apresentam-se os resultados de resistência à compressão na Tabela 16.

Tabela 16 – Resistência à compressão dos corpos de prova para teste.

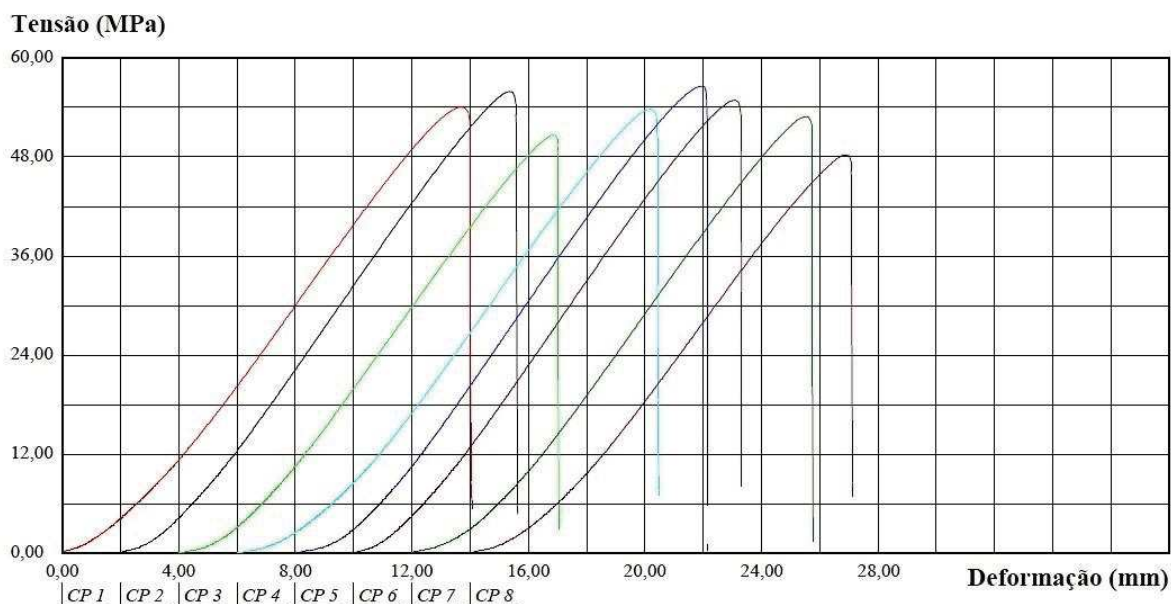
Corpo de prova	Área (mm ²)	Tensão máxima (MPa)
1	7853,98	54,08
2	7853,98	55,97
3	7853,98	50,67
4	7853,98	53,86
5	7853,98	56,61
6	7853,98	54,89
7	7853,98	52,95
8	7853,98	48,32
MÉDIA	7853,98	53,42

FONTE: Autor (2018).

Com o rompimento dos corpos de prova, a prensa de compressão também forneceu como resultado as curvas de tensão-deformação para os 8 corpos de prova ensaiados, apresentadas na Figura 34 a seguir.

É possível perceber que o traço de 1: 1,53: 2,12: 0,48 foi suficiente para gerar um concreto com resistência média de 53,42 MPa, acima do mínimo estabelecido no início da dosagem, sendo assim adequado para que se procedessem os ensaios.

Figura 34 – Curvas de tensão-deformação dos corpos de prova para teste.



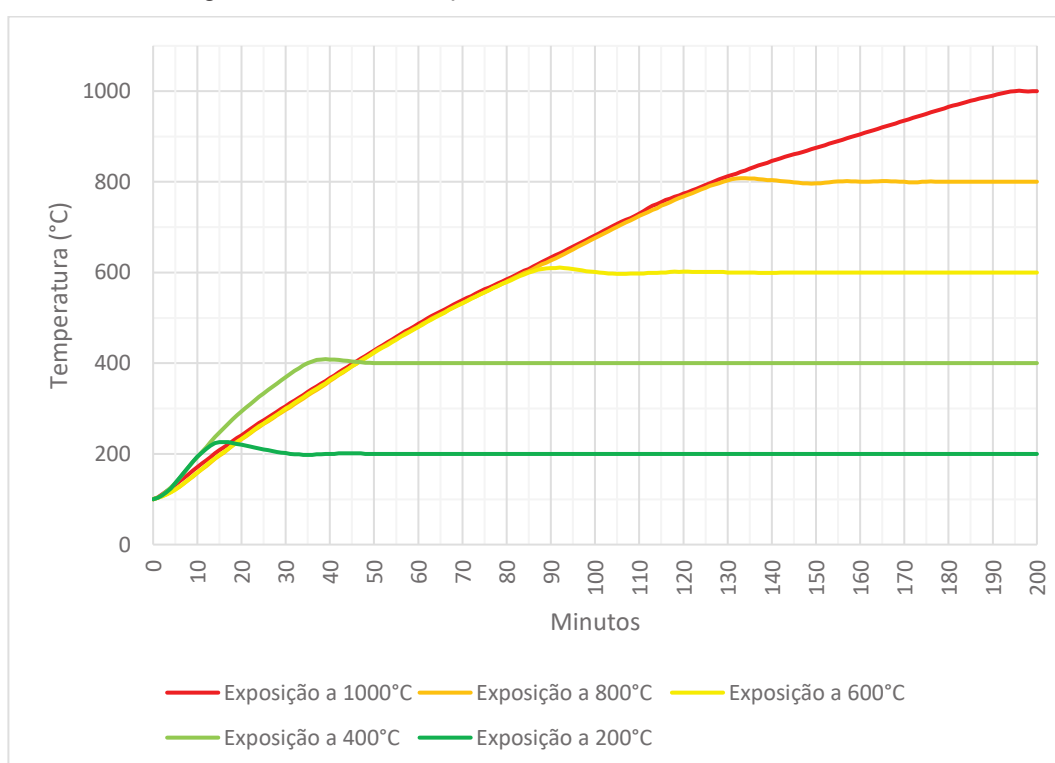
FONTE: Autor (2018).

4.3 ENSAIOS DE AQUECIMENTO, RESFRIAMENTO E DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL

4.3.1 Taxa de aquecimento da mufla

Apresentam-se no gráfico da Figura 35 as curvas de aquecimento para as 5 temperaturas máximas estipuladas (200°C, 400°C, 600°C, 800°C e 1000°C).

Figura 35 – Taxa de aquecimento do forno mufla em °C/min.



FONTE: Autor (2018).

Como dito na metodologia, o modelo de mufla utilizado não permitiu garantir a mesma taxa de aquecimento para todas as temperaturas. Isso fica evidente quando analisamos as inclinações das curvas de aquecimento para as temperaturas de 200°C e 600°C, visto que quanto maior a inclinação, mais alta é a taxa de aquecimento.

Também é possível perceber que a medida que a temperatura se eleva diminui-se a taxa de aquecimento, isso fica visível a partir da diminuição nas inclinações das curvas com o passar do tempo do gráfico da Figura 35. A taxa cai para temperaturas elevadas porque a mufla não consegue manter o mesmo aquecimento.

O tempo em minutos despendido durante cada aquecimento para que temperaturas específicas fossem atingidas é apresentado a seguir na Tabela 17.

Tabela 17 – Tempo em minutos e segundos despendido para o aquecimento à temperaturas específicas.

Temperatura máxima (°C)	Temperatura alcançada (°C)								
	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
200	10:35	-	-	-	-	-	-	-	-
400	10:36	20:48	34:52	-	-	-	-	-	-
600	15:22	30:58	46:01	63:36	84:52	-	-	-	-
800	15:30	30:25	46:01	63:23	84:13	104:44	128:42	-	-
1000	13:51	29:06	45:15	62:14	83:12	103:32	126:37	158:21	194:40

FONTE: Autor (2018).

É possível perceber novamente a maior taxa de aquecimento para as temperaturas máximas de 200°C e 400°C nos minutos iniciais. Para as temperaturas de exposição de 600°C, 800°C e 1000°C a mufla se comportou de modo semelhante durante os aquecimentos.

As taxas de aquecimento médias para cada temperatura de exposição são apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Taxas de aquecimento médias.

Temperatura máxima	Taxa de aquecimento média (°C/min)
200°C	9,36
400°C	8,57
600°C	5,88
800°C	5,43
1000°C	4,62

FONTE: Autor (2018).

Botte e Caspee (2017) utilizaram taxa de aquecimento de 1°C/min, Maanser, Benouis e Ferhoune (2018) de 2°C/min, Lorenzon (2014) 5°C/min e Souza e Moreno (2010) usaram uma taxa de 15°C/min. As taxas médias apresentadas na Tabela 18 estão compreendidas dentro desse intervalo de taxas utilizadas em outros estudos.

4.3.2 Taxa de resfriamento brusco

Na Tabela 19 apresentam-se os dias de exposição divididos de 1 a 5 e a temperatura da água registrada para cada dia.

Tabela 19 – Temperatura da água utilizada no resfriamento brusco para cada dia de ensaio.

	DIA 1	DIA 2	DIA 3	DIA 4	DIA 5
Temperatura de exposição (°C)	200	400	600	800	1000
Temperatura da água (°C)	18,5	23,5	22,5	23	21,5

FONTE: Autor (2018).

A Tabela 20 apresenta os valores de temperatura superficial medidos conforme descrito na metodologia, onde t1 representa a temperatura medida logo após o término do resfriamento, t2 é a temperatura medida 1 minuto após o término do resfriamento e t3 é a temperatura medida 2 minutos após o término do resfriamento.

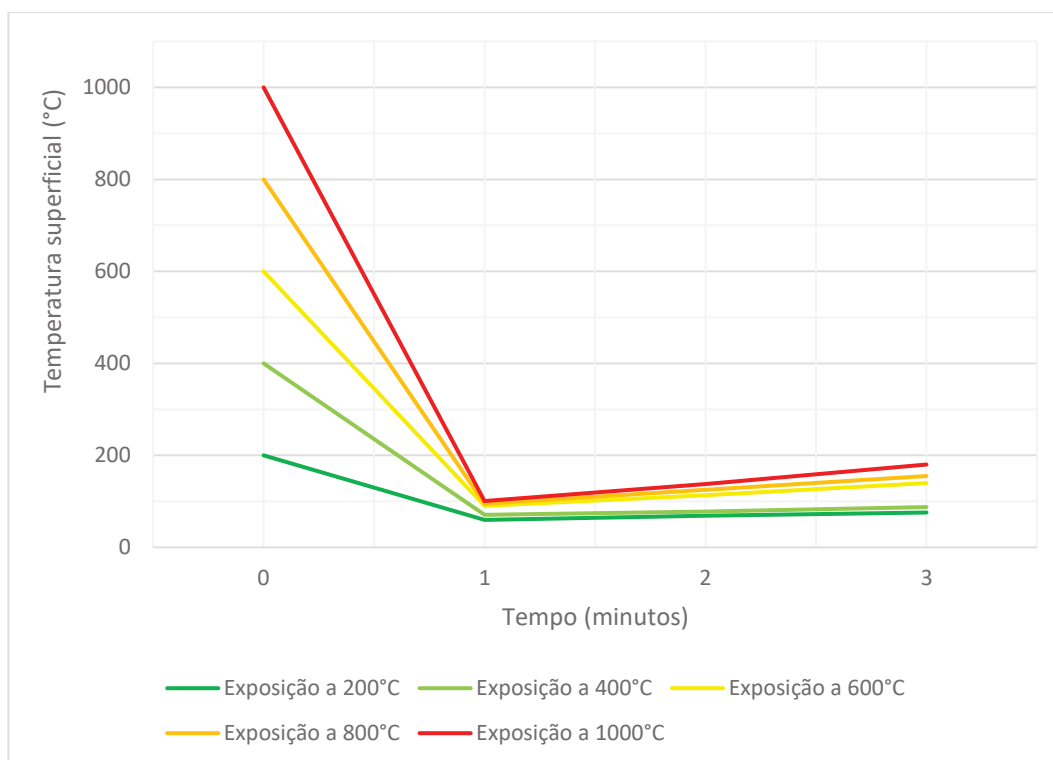
Tabela 20 – Temperaturas superficiais medidas após resfriamento brusco.

Dia	Temperatura	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	MÉDIA
1	t1 (°C)	55,8	59,3	61,3	58,4	63,1	60,0	59,7
	t2 (°C)	62,4	71,5	67,0	65,5	72,1	74,1	68,8
	t3 (°C)	70,4	77,7	75,3	69,9	80,8	81,3	75,9
2	t1 (°C)	69,9	68,5	65,6	72,6	76,2	71,2	70,7
	t2 (°C)	76,8	76,7	71,5	80,5	85,9	77,1	78,1
	t3 (°C)	85,9	84,3	81,9	89,2	95,6	87,0	87,3
3	t1 (°C)	84,7	88,1	94,8	92,0	92,8	89,0	90,2
	t2 (°C)	100,1	104,0	119,8	123,8	120,5	111,7	113,3
	t3 (°C)	134,2	138,0	142,0	159,8	133,6	132,5	140,0
4	t1 (°C)	94,7	93,2	94,7	91,5	95,1	100,4	94,9
	t2 (°C)	120,5	126,2	118,8	117,7	135,6	132,2	125,2
	t3 (°C)	138,3	150,0	139,5	138,1	191,1	172,0	154,8
5	t1 (°C)	99,1	99,9	100,7	97,4	103,0	104,1	100,7
	t2 (°C)	128,9	136,3	133,6	129,7	152,4	144,5	137,6
	t3 (°C)	167,2	164,1	179,8	189,8	194,1	185,0	180,0

FONTE: Autor (2018).

A partir dos valores apresentados pela Tabela 19 e pela Tabela 20, construiu-se o gráfico que ilustra o decréscimo de temperatura superficial, resultante do resfriamento brusco, com o passar do tempo, apresentado na Figura 36.

Figura 36 – Taxa média de resfriamento superficial dos corpos de prova em °C/min.



FONTE: Autor (2018).

Pode-se observar que independentemente da temperatura à qual o corpo de prova foi exposto, logo após o resfriamento brusco sua temperatura superficial cai para valores entre 69°C e 138°C. O que difere entre o corpo de prova exposto à temperatura de 200°C para o corpo de prova exposto à temperatura de 1000°C por exemplo, é que este retorna a esquentar logo após a evaporação da água superficial, pois internamente sua temperatura permanece mais elevada.

Por mais que a amostra retorne a aquecer depois do resfriamento, os gradientes de temperatura gerados pela imersão em água são extremamente impactantes para os corpos de prova. Os gradientes de temperatura experienciados para cada temperatura de exposição após 1 minuto de resfriamento brusco são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Gradientes de temperatura superficial após resfriamento brusco.

Temperatura de exposição	200°C	400°C	600°C	800°C	1000°C
Gradiente de temperatura	140,4°C	329,3°C	509,8°C	705,1°C	899,3°C

FONTE: Autor (2018).

4.3.3 Resistência à compressão residual

As resistências à compressão (f_c) dos corpos de prova de referência ensaiados a $23 \pm 2^\circ\text{C}$, expressas em MPa, são apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22 – Resistência à compressão de referência.

Corpo de prova	f_c (MPa)
CP1	60,40
CP2	54,95
CP3	52,74
CP4	62,80
CP5	57,78
CP6	57,86
Média	57,75

FONTE: Autor (2018).

As resistências à compressão residuais em MPa para cada temperatura de exposição e modo de resfriamento são apresentadas a seguir na Tabela 23.

Tabela 23 – Resistências à compressão residuais para cada temperatura de exposição e modo de resfriamento.

Temperatura de exposição	Modo de resfriamento	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	CP3 (MPa)	CP4 (MPa)	CP5 (MPa)	CP6 (MPa)	Média
200°C	Natural	57,27	56,69	57,47	58,72	56,93	57,90	57,50
	Brusco	60,40	58,21	55,16	52,99	50,93	47,92	54,27
400°C	Natural	43,57	42,81	42,63	42,02	41,53	41,66	42,37
	Brusco	41,18	40,72	40,62	40,11	40,11	39,44	40,36
600°C	Natural	26,61	24,96	24,90	24,12	23,81	23,43	24,64
	Brusco	24,17	23,61	22,77	22,64	22,46	20,63	22,71
800°C	Natural	17,01	16,99	16,60	16,22	15,23	15,20	16,21
	Brusco	12,10	11,13	9,65	8,71	9,12	9,27	9,99
1000°C	Natural	10,42	10,29	10,08	10,08	10,06	9,98	10,15
	Brusco	8,91	9,32	7,97	8,84	8,63	8,33	8,67

FONTE: Autor (2018).

Para analisar a influência do aquecimento na perda de resistência para os dois modos de resfriamento isoladamente, foi feita uma Análise de Variância de Fator Único, também chamada de ANOVA de Fator Único, e o Teste de Tukey.

Os resultados obtidos na Tabela 23 foram separados para cada tipo de resfriamento, e desconsiderando-se a média calculada, pôde-se executar a Análise

de Variância, levando em consideração também a resistência de referência obtida a $23 \pm 2^\circ\text{C}$.

Após realização da ANOVA para a Tabela 23, considerando apenas o resfriamento natural e a resistência de referência, a fim de buscar se houve variação significativa na resistência à compressão residual entre temperaturas, o resultado obtido é apresentado a seguir na Tabela 24.

Tabela 24 – ANOVA para resistências à compressão residuais do resfriamento natural.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	12934,74	5	2586,947	956,263	4,088E-32	2,534
Dentro dos grupos	81,16	30	2,705			
Total	13015,90	35				

FONTE: Autor (2018).

Para a mesma Tabela 23, agora no entanto considerando apenas o resfriamento brusco e a resistência de referência, também foi realizada a ANOVA, e o resultado obtido é apresentado na Tabela 25.

Tabela 25 – ANOVA para resistências à compressão residuais do resfriamento brusco.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	14061,55	5	2812,310	440,581	4,055E-27	2,534
Dentro dos grupos	191,50	30	6,383			
Total	14253,04	35				

FONTE: Autor (2018).

Comparando o valor de F com o valor do Fcrítico observa-se que $F > F_{\text{crítico}}$, além disso o valor-P calculado é muito inferior ao nível de significância estabelecido, portanto rejeita-se a hipótese nula e confirma-se a significância da influência da temperatura na perda de resistência para ambos os resfriamentos, existindo pelo menos uma temperatura que divergiu das demais.

De forma a avaliar entre quais temperaturas existiu a diferença significativa constatada pela ANOVA foram realizados Testes de Tukey com o auxílio do software *PAST*, o qual analisou as 6 temperaturas par a par, retornando os pares que apresentaram intervalos de confiança com diferenças significativas.

O Teste de Tukey retornou as avaliações presentes na Tabela 26 ao comparar o efeito do aquecimento na resistência à compressão residual para as amostras resfriadas naturalmente.

Tabela 26 – Teste de Tukey entre temperaturas para o resfriamento natural.

Temperatura 1	Temperatura 2	TESTE
23°C	200°C	Confirma-se H0
23°C	400°C	Rejeita-se H0
23°C	600°C	Rejeita-se H0
23°C	800°C	Rejeita-se H0
23°C	1000°C	Rejeita-se H0
200°C	400°C	Rejeita-se H0
200°C	600°C	Rejeita-se H0
200°C	800°C	Rejeita-se H0
200°C	1000°C	Rejeita-se H0
400°C	600°C	Rejeita-se H0
400°C	800°C	Rejeita-se H0
400°C	1000°C	Rejeita-se H0
600°C	800°C	Rejeita-se H0
600°C	1000°C	Rejeita-se H0
800°C	1000°C	Rejeita-se H0

FONTE: Autor (2018).

Os resultados obtidos na Tabela 26, considerando apenas o resfriamento natural, demonstram que o aumento de temperatura foi um fator significativo para a redução da resistência à compressão residual, com exceção na variação de temperatura entre 23°C e 200°C, onde esse aquecimento não influenciou no decréscimo de resistência.

Em outras palavras, pode-se dizer que o aquecimento influencia no decréscimo de resistência do concreto produzido com agregado graúdo basáltico a partir de 400°C até 1000°C, sempre reduzindo significativamente a resistência à compressão residual.

Para o resfriamento brusco, o Teste de Tukey retornou as avaliações presentes na Tabela 27 ao comparar o efeito do aquecimento na resistência à compressão residual.

Tabela 27 – Teste de Tukey entre temperaturas para o resfriamento brusco.

Temperatura 1	Temperatura 2	TESTE
23°C	200°C	Confirma-se H0
23°C	400°C	Rejeita-se H0
23°C	600°C	Rejeita-se H0
23°C	800°C	Rejeita-se H0
23°C	1000°C	Rejeita-se H0
200°C	400°C	Rejeita-se H0
200°C	600°C	Rejeita-se H0
200°C	800°C	Rejeita-se H0
200°C	1000°C	Rejeita-se H0
400°C	600°C	Rejeita-se H0
400°C	800°C	Rejeita-se H0
400°C	1000°C	Rejeita-se H0
600°C	800°C	Rejeita-se H0
600°C	1000°C	Rejeita-se H0
800°C	1000°C	Confirma-se H0

FONTE: Autor (2018).

Os resultados obtidos na Tabela 27, considerando apenas o resfriamento brusco, demonstram que o aumento de temperatura foi um fator significativo para a resistência à compressão residual, influenciando diretamente em sua diminuição, exceto para as variações de temperatura entre 23°C e 200°C e entre 800°C e 1000°C, onde essas variações não influenciaram no decréscimo de resistência.

Para analisar se o modo de resfriamento influenciou na perda de resistência em todas as temperaturas, como descrito na metodologia, procedeu-se um Teste de Hipótese com a estatística de teste seguindo uma distribuição t de Student.

Calculou-se t_{cal} a partir da equação (6) a seguir.

$$t_{cal} = \frac{\bar{x}_B - \bar{x}_N}{\sqrt{\frac{S_B^2}{n_B} + \frac{S_N^2}{n_N}}} \quad (6)$$

Onde:

- t_{cal} : Estatística calculada;
- \bar{x}_B : Média da resistência à compressão residual dos corpos de prova resfriados bruscamente;

- \bar{x}_N : Média da resistência à compressão residual dos corpos de prova resfriados lentamente;
- S_B : Desvio padrão dos corpos de prova resfriados bruscamente;
- S_N : Desvio padrão dos corpos de prova resfriados lentamente;
- n_B : Número de amostras resfriadas bruscamente;
- n_N : Número de amostras resfriadas lentamente.

A quantidade de graus de liberdade (ν) foi determinada a partir da equação (7) a seguir.

$$\nu = \frac{\left(\frac{S_B^2}{n_B} + \frac{S_N^2}{n_N}\right)^2}{\frac{\left(\frac{S_B^2}{n_B}\right)^2}{(n_B - 1)} + \frac{\left(\frac{S_N^2}{n_N}\right)^2}{(n_N - 1)}} \quad (7)$$

Onde:

- ν : Quantidade de graus de liberdade;
- S_B : Desvio padrão dos corpos de prova resfriados bruscamente;
- S_N : Desvio padrão dos corpos de prova resfriados lentamente;
- n_B : Número de amostras resfriadas bruscamente;
- n_N : Número de amostras resfriadas lentamente.

Assim foram calculados para todas as 5 temperaturas de exposição o t_{cal} e a quantidade de graus de liberdade. A Tabela 28 apresenta os resultados desse teste de hipótese.

Tabela 28 – Teste de Hipótese para variação da resistência à compressão residual com resfriamento diferente.

Temperatura de exposição	t_{cal}	ν	$t_{\nu,5\%}$	TESTE
200°C	1,69	5	2,57	Confirma-se H0
400°C	4,99	9	2,26	Rejeita-se H0
600°C	2,84	10	2,23	Rejeita-se H0
800°C	9,77	8	2,31	Rejeita-se H0
1000°C	7,27	6	2,45	Rejeita-se H0

FONTE: Autor (2018).

Para as temperaturas de 400°C, 600°C, 800°C e 1000°C a hipótese nula, de que as médias entre os dois tipos de resfriamento seriam iguais, foi rejeitada ao nível de 5% de significância, demonstrando que o tipo de resfriamento é um fator que influencia na resistência à compressão residual.

Já à temperatura de 200°C o teste de hipótese informou que os valores de resistência à compressão obtidos para cada um dos resfriamentos não diferem significativamente ao nível de 5% de significância, demonstrando que nessa temperatura a utilização de água no arrefecimento não resultou em um aumento na degradação do concreto.

Desperta-se o interesse de analisar se essa diferença proveniente dos modos de resfriamento na resistência à compressão residual apresenta alguma tendência, para tal dispõe-se do procedimento seguinte. Na elaboração de um diagrama de dispersão e posterior regressão linear foram estabelecidos como pares ordenados as resistências médias de cada temperatura para ambos os resfriamentos como mostra a Tabela 29.

Tabela 29 – Pares ordenados de resistências médias.

Resfriamento Natural (eixo x)	Resfriamento Brusco (eixo y)
57,50	54,27
42,37	40,36
24,64	22,71
16,21	9,99
10,15	8,67

FONTE: Autor (2018).

Após plotar as resistências à compressão residuais médias o resultado obtido é apresentado na Figura 37.

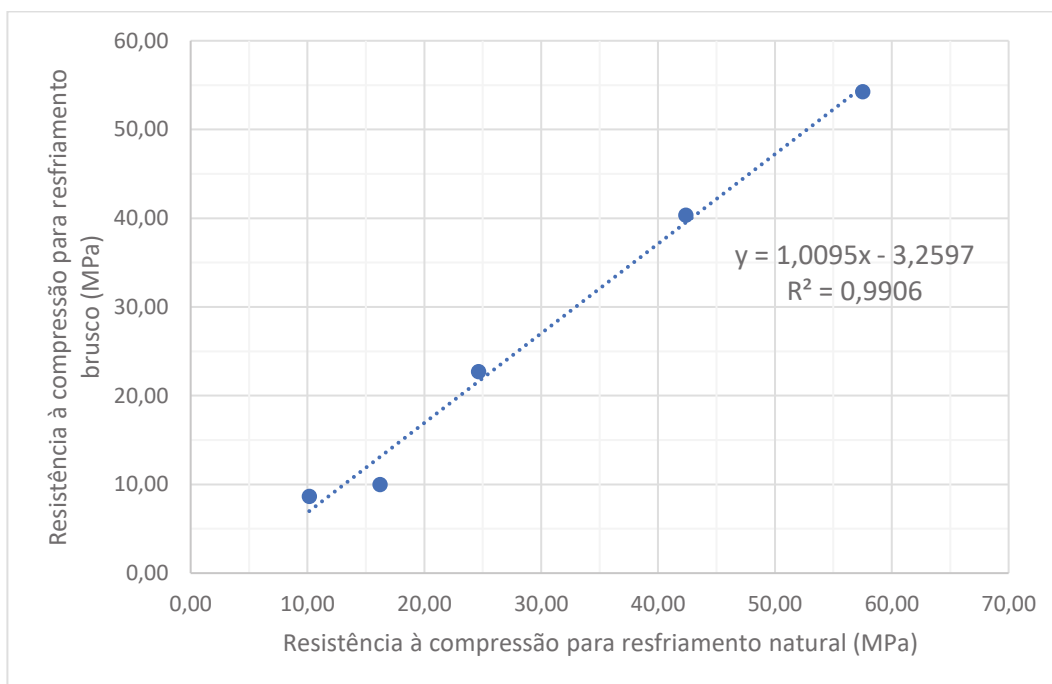
A tendência linear encontrada foi confirmada após efetuada a regressão, apresentando coeficiente de correlação linear $r = 0,9953$ positivo, e coeficiente de determinação $R^2 = 0,9906$, indicando que a reta estabelecida pela equação (8) a seguir é adequada e serve como um instrumento de previsão para valores intermediários de resistência à compressão residual.

$$y = 1,0095x - 3,2597 \quad (8)$$

Onde:

- y : Resistência obtida por resfriamento brusco;
- x : Resistência obtida por resfriamento natural.

Figura 37 – Relação linear entre resfriamento natural e resfriamento brusco.



FONTE: Autor (2018).

Como as três análises estatísticas confirmaram o efeito do aumento de temperatura e do modo de resfriamento na resistência à compressão residual do concreto, será discutido agora qual foi o comportamento causador desse decréscimo de resistência, relacionando os resultados obtidos com a literatura na qual o presente estudo se embasou.

A porcentagem de resistência à compressão residual encontrada para cada temperatura e modo de resfriamento, obtida em termos da resistência de referência, é apresentada na Tabela 30.

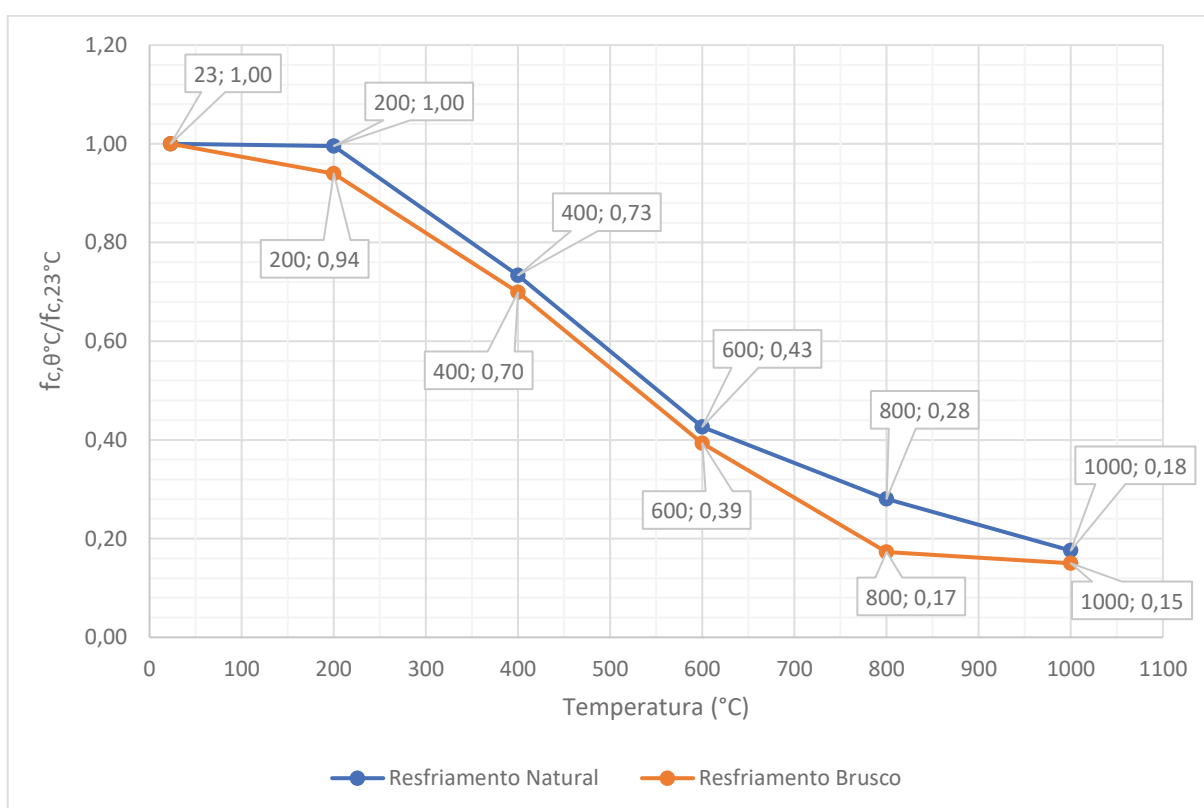
A partir dos dados da Tabela 30, elaborou-se um gráfico de resistência à compressão residual do concreto com o aumento de temperatura, de modo que uma curva representa o decréscimo das amostras ensaiadas com resfriamento natural e a outra das amostras resfriadas bruscamente, conforme mostra a Figura 38.

Tabela 30 – Porcentagem de resistência à compressão residual em termos da resistência de referência.

Temperatura de exposição	Resfriamento Natural	Resfriamento Brusco
23°C	100%	100%
200°C	100%	94%
400°C	73%	70%
600°C	43%	39%
800°C	28%	17%
1000°C	18%	15%

FONTE: Autor (2018).

Figura 38 – Resistência à compressão residual do concreto com o aumento de temperatura.



FONTE: Autor (2018).

A temperatura de 200°C não causa intensa degradação no concreto visto que para o decréscimo de resistência só se perderam 0,45% para o resfriamento natural e 6% para o resfriamento brusco. Entre 23°C e 200° os processos de transformação do concreto resumem-se à perda dos diversos tipos de água presentes na estrutura, como água capilar e água fisicamente combinada e tem-se início a perda de água quimicamente combinada (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Ainda, como apresentado por Souza e Moreno (2010), é possível que haja a reidratação dos componentes do concreto, sendo essa mais efetiva quanto menores

as temperaturas de exposição, portanto é plausível que essa perda de resistência possa ser recuperada.

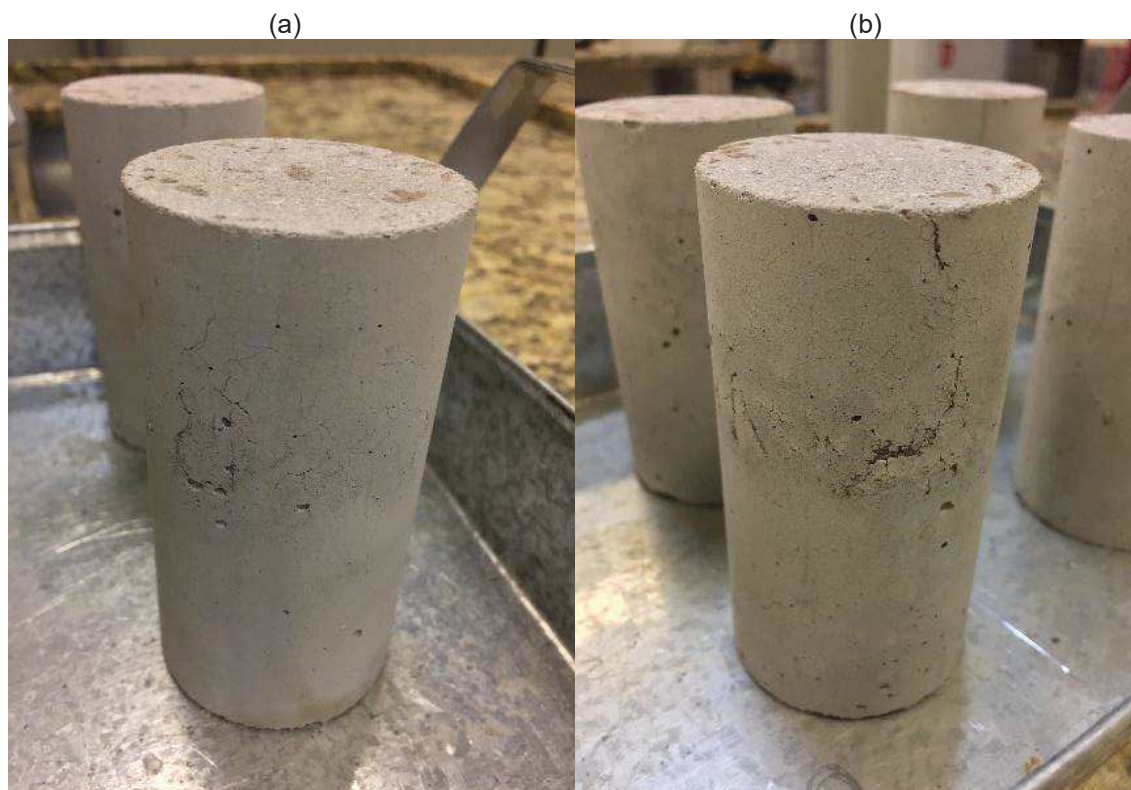
Os resultados obtidos a partir da Análise de Variância e do Teste de Tukey confirmam o fato de que o aquecimento a partir da temperatura ambiente de 23°C para a temperatura de 200°C, com exposição de 7 horas, não causa perda de resistência significativa no concreto.

Entre 200°C e 400°C houve um decréscimo de 26% na resistência com o resfriamento natural. A perda de massa resultante da evaporação da água interlamelar e de parte da água quimicamente combinada do silicato de cálcio hidratado (C-S-H), além das perdas de massa dos sulfoaluminatos hidratados e dos aluminatos de cálcio hidratado, geram a partir de 300°C um elevado aumento da porosidade e o aparecimento de microfissuras no concreto, justificando a resistência à compressão residual encontrada de aproximadamente 73% (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Entre 400°C e 600°C apresenta-se a maior variação de resistência experienciada, com o decréscimo de aproximadamente 31% com resfriamento natural. Entre 400°C e 600°C, segundo ensaios de calorimetria, inicia-se a dissociação do C-S-H em CaO e água, além da decomposição do hidróxido de cálcio, que gera mais desidratação na pasta de cimento resultando em um alto grau de fissuração superficial. Essas decomposições dos componentes diminuem drasticamente a coesão entre as partículas do concreto provenientes de ligações químicas e Forças de Van der Waals, justificando a perda de mais 31% da resistência entre tais temperaturas, que resultou em um concreto com resistência à compressão residual de 43% confirmando Ehrenbring et al. (2017) (MEHTA; MONTEIRO, 2006; SOUZA; MORENO, 2010).

Na Figura 39 apresentam-se dois corpos de prova, um resfriado naturalmente e outro resfriado bruscamente, após exposição a 600°C.

Figura 39 – Estado de degradação do concreto após exposição a 600°C com resfriamento natural (a) e resfriamento brusco (b).



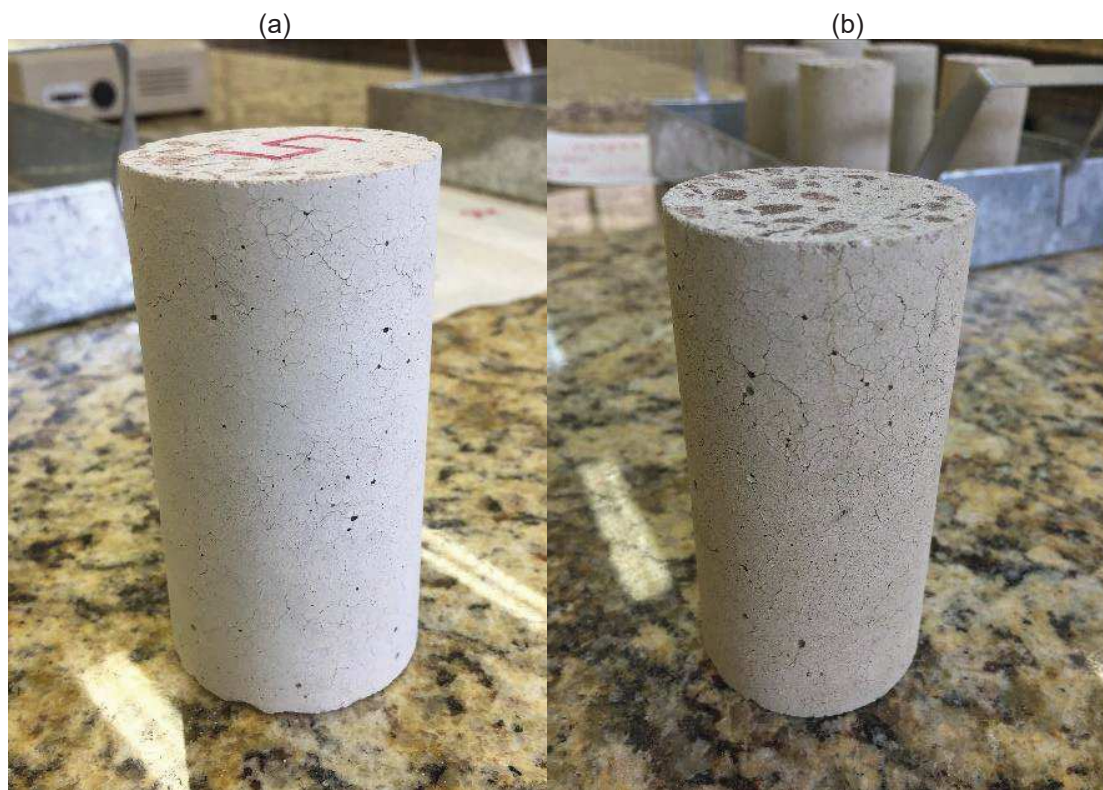
FONTE: Autor (2018).

A 800°C após resfriamento natural, a queda de resistência diminui para uma variação de aproximadamente 18%. A resistência à compressão residual de 28% para essa temperatura, expõe o elevado grau de degradação alcançado, proveniente da avançada decomposição de todos os componentes e alterações na estrutura do concreto.

Acima de 800°C a completa decomposição do silicato de cálcio hidratado e a modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica do concreto por uma estrutura cerâmica, são os fatores que resultam na resistência à compressão residual de 18% encontrada após o resfriamento natural para a exposição à 1000°C. Essas modificações também justificam o aspecto vítreo que foi observado nos corpos de prova resfriados lentamente após exposição às temperaturas de 800°C e principalmente 1000°C (LIMA, 2005; SOUZA; MORENO, 2010).

Esses corpos de prova são apresentados na Figura 40.

Figura 40 – Estado de degradação do concreto após resfriamento natural para exposição a 800°C (a) e 1000°C (b).



FONTE: Autor (2018).

Por ser basáltico, o agregado apresenta porosidade e mineralogia diferente dos agregados silicosos e agregados calcáreos apresentados por alguns estudos da literatura, no entanto não foi possível ensaiar a brita separadamente para levantar tais características sobre esse agregado.

Entre 200°C e 400°C o concreto produzido com agregado basáltico aqui, apresentou perda de resistência semelhante ao concreto produzido com agregados silicosos e leve do estudo de Abrams (1973). Já a 600°C o concreto produzido com agregado basáltico apresentou perda de 57%, inferior a perda de 65% apresentada pelos agregados silicosos de Abrams (1973), mas superior as perdas de 50% e 45% resultantes dos agregados leve e calcáreo respectivamente.

É possível que os efeitos da microfissuração na zona de transição na interface resultante da retração térmica justifiquem essa semelhança entre o comportamento do concreto produzido com os variados tipos de agregados graúdos (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

Ao comparar os resultados obtidos com o que apresenta a norma NBR 15200 (ABNT, 2012) para as temperaturas estipuladas no presente estudo é possível

observar que para 200°C, 400°C e 600°C as resistências à compressão residuais foram sempre menores que as estipuladas pela norma, com exceção da resistência à compressão residual a 200°C com resfriamento lento. Todavia o fato de não serem informadas as condições do ensaio que resultaram nos dados apresentados pela norma impede que maiores comparações possam ser feitas.

Ao comparar com os resultados de Souza e Moreno (2010) observa-se semelhança entre as resistências à compressão residuais para ambos os resfriamentos à temperatura de 300°C, no entanto a 600°C já há uma extrema diferença entre os cerca de 80% de resistência à compressão residual para Souza e Moreno (2010) com os 40% do presente estudo, o que poderia ser justificado pelo tempo de exposição empregado. Porém essa justificativa não se adequa aos ensaios sob temperaturas de 700°C, onde Souza e Moreno (2010) obtiveram resistência de 8% e 0% para os resfriamentos natural e brusco respectivamente, enquanto no presente estudo foram encontradas resistências de 28% e 17% a 800°C.

Ao comparar com os resultados obtidos por Botte e Caspeelee (2017) observa-se uma divergência entre os resultados, sendo que as resistências à compressão residuais do presente estudo foram sempre maiores que as apresentadas pelos autores. Uma justificativa seria pela maior taxa de aquecimento aqui empregada e o tempo de exposição menor, resultando em um tempo total de exposição à elevadas temperaturas inferior ao utilizado por Botte e Caspeelee (2017).

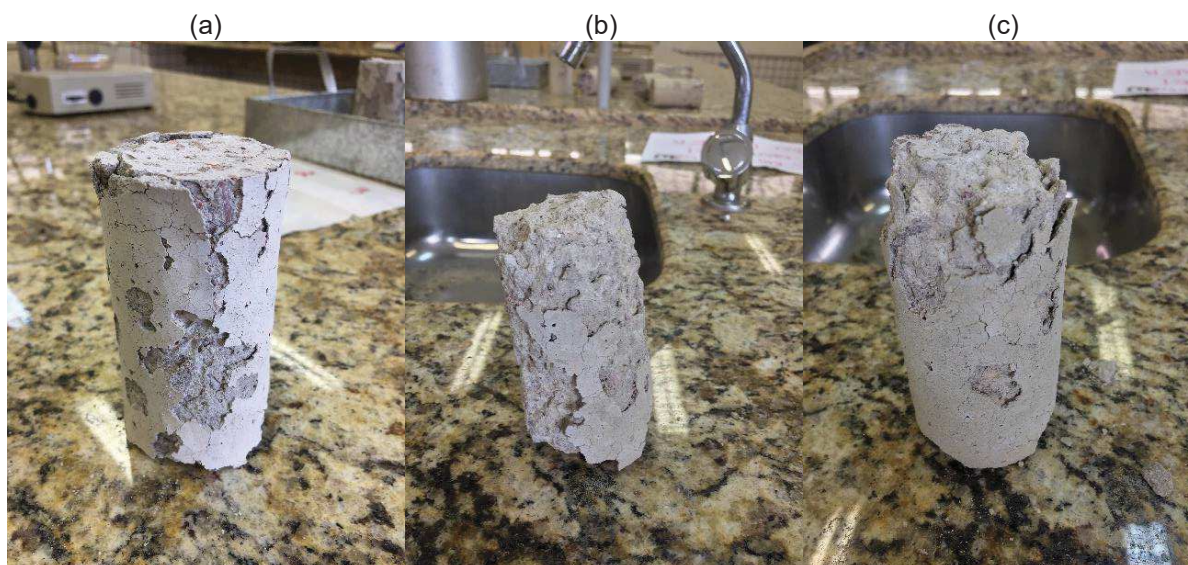
Segundo Lorenzon (2014) 30 minutos a mais de exposição geram em média 10% de perda de resistência, no entanto essa característica não foi observada no presente estudo. Ao comparar sua exposição com maior duração, 90 minutos, com a exposição de 7 horas (420 minutos) empregada aqui, para o resfriamento natural, observa-se que as perdas de 40% a 300°C, 43% a 500°C e 82% a 800°C encontradas pela autora, não são reafirmadas pelas perdas de 27% a 400°C e 72% a 800°C encontradas neste estudo. As perdas de resistência a partir do resfriamento brusco também divergiram dos resultados apresentados por Lorenzon (2014).

É possível notar que o resfriamento brusco resultou em um concreto com resistência à compressão residual inferior ao concreto resfriado lentamente, confirmando Souza e Moreno (2010), Lorenzon (2014) e Botte e Caspeelee (2017). A maior diferença entre os resfriamentos apareceu para a temperatura de 800°C sendo de 10,5%, a menor por sua vez apareceu para a temperatura de 1000°C sendo de 2,6%. Vale ressaltar que apesar da resistência à compressão residual obtida após

resfriamento brusco para a temperatura de 200°C ter sido inferior que a resistência à compressão após o resfriamento natural, o teste de hipótese alerta que esse valor não é significativo, ou seja, esse valor inferior é proveniente de uma variabilidade amostral ao nível de 5% de significância.

Analisando a diferença de resistência entre a temperatura de 800°C e 1000°C para o resfriamento brusco, a qual não foi considerada significativa pelo Teste de Tukey apresentado acima, permite-se inferir que esse resfriamento, por ocasionar elevados gradientes de temperatura no concreto, causou uma redução da resistência à compressão residual tão grande a 800°C ao ponto de o acréscimo de temperatura de 200°C, para chegar à temperatura de 1000°C, não ter produzido maiores efeitos de degradação no concreto, visto que o corpo de prova já estava extremamente fragilizado. Os corpos de prova resfriados bruscamente após exposição a 800°C e 1000°C são apresentados na Figura 41.

Figura 41 – Estado de degradação do concreto após resfriamento brusco para exposição a 800°C (a) e 1000°C (b) e (c).



FONTE: Autor (2018).

Quanto ao aspecto dos corpos de prova após o aquecimento, não foram observados fenômenos de *spalling* para nenhuma das amostras. Apesar de apresentarem intensa microfissuração e aspecto extremamente degradado principalmente para as temperaturas de 800°C e 1000°C, foi possível realizar o ensaio de compressão com todos os corpos de prova como mostra a Figura 42 e a Figura 43.

Figura 42 – Ensaio de compressão após exposição a 800°C com resfriamento brusco.



FONTE: Autor (2018).

Figura 43 – Ensaio de compressão após exposição a 1000°C com resfriamento natural.



FONTE: Autor (2018).

5 CONCLUSÕES

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O presente trabalho analisou os efeitos da exposição a elevadas temperaturas com diferentes regimes de resfriamento sobre a resistência à compressão do concreto. Deste modo, as principais conclusões são:

- O fato de não terem sido notados fenômenos de *spalling* para nenhuma das temperaturas de exposição estipuladas, permite concluir que apesar das altas taxas de aquecimento experienciadas nos momentos iniciais das exposições, o pré-aquecimento empregado anteriormente garantiu que as grandes quantidades de água evaporável presentes no concreto fossem evaporadas lentamente, evitando a ocorrência de lascamento superficial independentemente da permeabilidade da pasta de cimento.
- Exposições à 200°C, independentemente do modo de resfriamento empregado, não geram perdas de resistência à compressão significativas, sendo as perdas encontradas provenientes da variabilidade amostral dos corpos de prova ensaiados segundo os métodos estatísticos empregados para análise.
- Os maiores decréscimos de resistência causados pelo aquecimento vêm das exposições a 400°C e 600°C. Com decréscimos de 26% e 31% respectivamente, as resistências à compressão residuais após o resfriamento natural chegaram a 73% para exposição a 400°C e a 43% para exposição a 600°C.
- Exposições a 800°C e 1000°C geram resistências à compressão residuais de 28% e 18% respectivamente, para o resfriamento natural, e resistências à compressão residuais de 17% e 15% respectivamente, para o resfriamento brusco. Nessas condições, é evidente a perda da resistência à compressão do concreto.
- Recomenda-se a verificação da norma NBR 15200 (ABNT, 2012) a fim de adicionar os efeitos de elevadas temperaturas na perda de resistência de concretos produzidos com agregados graúdos basálticos, visto que seu comportamento perante essas situações diverge de concretos produzidos com agregados graúdos calcáreos e silicosos.

- Independentemente da temperatura à qual os corpos de prova foram expostos, após o resfriamento brusco sua temperatura superficial cai para valores entre 69°C e 138°C, níveis de temperatura consideravelmente inferiores aos quais o material estava submetido. No entanto seu interior permanece em elevadas temperaturas que retornam a esquentar a superfície e continuam a degradar o concreto.
- O resfriamento brusco causa perdas de resistências à compressão até 10,5% maiores que as experienciadas com o emprego do resfriamento natural, resultado dos gradientes de temperatura experienciados pelo concreto.
- O resfriamento brusco em corpos de prova expostos a 800°C causou uma redução da resistência à compressão residual tão grande quanto a resistência obtida após exposição a 1000°C, temperatura que não produziu maiores efeitos de degradação no concreto se comparada com a anterior, visto que 800°C são suficientes para deixar o concreto extremamente fragilizado.
- As divergências encontradas entre o presente estudo e os demais apresentados na literatura, reafirmam a necessidade de maiores investigações no efeito de elevadas temperaturas no concreto.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como existe a necessidade de maiores investigações a respeito do comportamento do concreto perante elevadas temperaturas, sugere-se:

- Determinar a relação existente entre a porosidade e o aparecimento do lascamento superficial para concretos expostos a elevadas temperaturas.
- Investigar a propagação do aquecimento no concreto estimando o tempo de exposição necessário para que as propriedades mecânicas sejam afetadas.
- Analisar o efeito de elevadas temperaturas no concreto armado.
- Variar o tempo de exposição do concreto a elevadas temperaturas observando o efeito em suas propriedades mecânicas.
- Determinar o efeito de elevadas temperaturas em concretos preparados com os diferentes agregados graúdos previstos para dimensionamento de estruturas de concreto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

- Investigar o efeito de elevadas temperaturas em concretos produzidos com a utilização de aditivos.

REFERÊNCIAS

ABRAMS, M. S. **Compressive strength of concrete at temperatures to 1600°F**. Skokie, Illinois: Portland Cement Association, 1973.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776**: Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12821**: Preparação de concreto em laboratório - Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

BOTTE, W.; CASPEELE, R. Post-cooling properties of concrete exposed to fire. **Fire Safety Journal**, v. 92, p.142-150, set. 2017.

CARVALHO, J. D. N. de. Sobre as origens e desenvolvimento do concreto. **Revista Tecnológica**, Maringá, v. 17, p.19-28, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **34ª Reunião De Técnicos Da Indústria Do Cimento: Parâmetros da Dosagem Racional do Concreto**, São Paulo, 1983.

EHRENBRING, H. Z.; ORTOLAN, V.; BOLINA, F.; PACHECO, F.; GIL, A. M.; TUTIKIAN, B. F. Avaliação da resistência residual de lajes alveolares em concreto armado em uma edificação industrial após incêndio. **Revista Matéria**, Rio de Janeiro, v.22, n.3, 2017.

FERNANDES, B.; GIL, A. M.; BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F. Microstructure of concrete subjected to elevated temperatures: physico-chemical changes and analysis techniques. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 10, n. 4, p.838-863, ago. 2017.

LIMA, R. C. A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. Tese (Doutorado em Construção) – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre.

LORENZON, A. **Análise da resistência residual do concreto após exposição a altas temperaturas**. 57 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

MAANSER, A.; BENOUIS, A.; FERHOUNE, N. Effect of high temperature on strength and mass loss of admixed concretes. **Construction And Building Materials**, v. 166, p.916-921, mar. 2018.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: Microstructure, Properties and Materials**. 3ª ed. New York: McGraw-Hill, 2006.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do Concreto**. 2ª ed. Porto Alegre: Editora Bookman, 2010.

PEDROSO, F. L. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Revista Concreto e Construções**, São Paulo: IBRACON, n. 53. Jan./Mar., 2009. Trimestral. ISSN 1809-7197.

ROJAS, C. M.; CINCOTTO, M. A. Influência da estrutura molecular dos policarboxilatos na hidratação do cimento Portland. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 13, n. 3, p.267-283, set. 2013.

SANDBERG. **Fire Damaged Concrete**. 2017. Disponível em: <<https://www.sandberg.co.uk/investigation-inspection/inspection/fire-damaged-concrete.html>>. Acesso em: 15 mai. 2018.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. 1ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2012.

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. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 3, n. 4, p.432-448, dez. 2010.

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