

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS E CONSTRUÇÃO
CURSO DE MESTRADO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

Heron Freitas Resende

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE AS
PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS E A DURABILIDADE DO CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA COM E SEM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO**

Belo Horizonte

2021

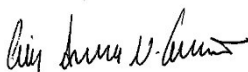
Heron Freitas Resende

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE AS
PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS E A DURABILIDADE DO CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA COM E SEM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado
em Construção Civil da Universidade Federal
de Minas Gerais como requisito para a
obtenção do título de Mestre em Construção
Civil.

Versão final

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Luiz Antônio Melgaço Nunes Branco
(Orientador)
UFMG



Prof. Dr. André Luis Christoforo
(Coorientador)
UFSCar



Prof. Dr. Eduardo Chahud
UFMG



Profª. Dra. Marília da Silva Bertolini
UNESP



Prof. Eduardo Chahud / Profª. Maria Teresa Paulino Aguiar
Coordenação do Curso de Mestrado em Construção Civil

Os referidos membros e o aluno participaram da defesa por meio de videoconferência.

Belo Horizonte

2021

R433e	<p>Resende, Heron Freitas. Estudo da influência das elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do concreto de alta resistência com e sem adição de fibras de polipropileno [recurso eletrônico] / Heron Freitas Resende. – 2021. 1 recurso online (138 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Luiz Antônio Melgaço Nunes Branco. Coorientador: André Luis Christoforo.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Apêndice: f. 120.</p> <p>Bibliografia: f. 105-119. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Construção civil - Teses. 2. Materiais de construção - Teses. 3. Concreto de alta resistência - Teses. 4. Fibras de polipropileno - Teses. 5. Altas temperaturas - Teses. 6. Propriedades mecânicas - Teses. 7. Durabilidade (Engenharia) - Teses. I. Branco, Luiz Antônio Melgaço Nunes. II. Christoforo, André Luis. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p>
-------	--

CDU: 691(043)



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM CONSTRUÇÃO CIVIL Nº: 227, do aluno HERON FREITAS RESENDE.

Às treze horas do dia trinta de agosto de dois mil e vinte e um, reuniu-se, por meio de sistema de interação de áudio e vídeo em tempo real (Google Meet) a Comissão Examinadora de Dissertação de Mestrado, aprovada *ad referendum* pela Coordenação do Colegiado do Curso de Mestrado em Construção Civil - EE.UFMG, para julgar, em exame final, o trabalho intitulado **ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE AS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS E A DURABILIDADE DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM E SEM ADIÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO**, requisito final para a obtenção do Grau de Mestre em Construção Civil na área de Tecnologia na Construção Civil. Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, Prof. Dr. Luiz Antônio Melgaço Nunes Branco, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares do Trabalho Final, passou a palavra ao candidato para apresentação do seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa do candidato. Logo após, sem a participação do candidato na transmissão, houve o julgamento e expedição do resultado final pela Comissão. Foram atribuídas as seguintes indicações (aprovado ou reprovado):

PROF. LUIZ ANTÔNIO MELGAÇO N. BRANCO	(X)	APROVADO	()	REPROVADO
PROF. ANDRÉ LUIS CHRISTOFORO	(X)	APROVADO	()	REPROVADO
PROF. EDUARDO CHAHUD	(X)	APROVADO	()	REPROVADO
PROFA. MARÍLIA DA SILVA BERTOLINI	(X)	APROVADO	()	REPROVADO

Pelas indicações dos membros acima, o candidato foi considerado APROVADO. Caso tenham sido sugeridas correções no trabalho, conforme pareceres anexos, o candidato terá o prazo máximo de 60 (sessenta) dias para efetuar-las e entregar a versão final da dissertação à Secretaria do Curso de Mestrado em Construção Civil. O resultado final foi comunicado ao candidato pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a transmissão e lavrou a presente ata, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora. Belo Horizonte, trinta de agosto de dois mil e vinte e um.

Assinaturas da comissão:

Luiz Antonio Melgaço Nunes Branco

André Luis Christoforo

Eduardo Chahud

Marília da Silva Bertolini

Eduardo Chahud

Prof. Dr. Eduardo Chahud / Profa. Maria Teresa Paulino Aguiar
Coordenação do Curso de Mestrado em Construção Civil

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me abençoar e por estar sempre presente em todas as etapas da minha vida e principalmente por me conceder saúde e inteligência para que eu possa conseguir meus objetivos profissionais e pessoais.

Ao meu pai Herbt pelos conselhos, incentivo, apoio e companheirismo em todas as etapas da minha vida.

A minha mãe Fátima, pelo amor, pelas diversas orações e por ensinar ser um ser humano melhor.

Aos meus irmãos Hudson e Herbert, que também estão juntos nesta caminhada, auxiliando-me a alcançar uma vida melhor.

Ao meu orientador, Professor Dr. Luiz Antônio Melgaço Nunes Branco, pela amizade, ensinamentos, competência e incentivo e por estar sempre junto em todas as etapas da pesquisa. Um profissional e ser humano extraordinário. Muito obrigado.

Ao meu coorientador, Professor Dr. André Luis Christoforo, pelos ensinamentos, comentários gentis na qualificação e por todas as contribuições realizadas neste trabalho.

A todos os professores, servidores e amigos de classe do Departamento de Materiais de Construção Civil, por todos os conhecimentos compartilhados, pela amizade, apoio e torcida.

Ao meu melhor amigo que a vida me proporcionou, Professor Me. Elvys Dias Reis, pela amizade e contribuição científica dada neste trabalho e sobretudo por participar de todas as etapas da pesquisa. Meu ídolo. Serei eternamente grato.

Aos meus colegas servidores TEAs que trabalham comigo no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, e aos professores e servidores da secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela amizade e convivência diária. Agradeço, em especial, aos servidores Técnicos Administrativo do LAEES José Liberato, Gabriel Rocha e Geraldo Evaristo, principalmente pela ótima convivência do dia-a-dia e por ter auxiliado na etapa de concretagem.

À VIAPOL por todo apoio fornecido e doação das fibras de polipropileno. Agradeço, em especial, ao Engenheiro Gustavo Polidoro e ao Rodrigo.

À SUPERMIX pela ótima recepção, por todo apoio técnico e a doação de materiais. Agradeço em especial ao Engenheiro Clésio e a Paloma como também aos laboratoristas Álvaro e Alex Delfino. Tenho gratidão e orgulho por cada um de vocês.

A todos que contribuíram direta e indiretamente para a realização deste trabalho, ofereço minha eterna gratidão e o mais sincero muito obrigado.

“O que sabemos é uma gota e o que não sabemos é um oceano”

Isaac Newton

“Eu plantei, Apolo regou, porém foi Deus que proveu o crescimento.”

(1 Coríntios 3:6)

(Ninguém faz nada sozinho...)

RESUMO

Os elementos estruturais utilizados na construção civil devem ser projetados para atender aos requisitos de desempenho mecânico, durabilidade e resistência ao fogo. Os principais atributos do concreto de alta resistência (CAR) são sua maior resistência mecânica e durabilidade, características estas fundamentais para o desempenho de uma edificação. Todavia, dada sua baixa porosidade, o CAR tem menor resistência ao fogo quando comparado com concreto de resistência normal (CRN), ou seja, é mais propenso a sofrer ruptura, normalmente explosiva, expondo a armadura da estrutura. Sendo assim, este trabalho tem o objetivo estudar a influência das altas temperaturas sobre as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do concreto de alta resistência com e sem adição de fibras de polipropileno, bem como analisar a possível ocorrência de deslocamento (*spalling*). Para isso, foram realizados testes em corpos de provas cilíndricos em fornos de aquecimento para temperaturas crescentes, que variaram de 100 °C a 800 °C à taxa de aquecimento constante de 1 °C/min, permanecendo por 60 minutos na temperatura preestabelecida e então sendo submetidos à taxa de resfriamento constante de 1 °C/min. Posteriormente, foram realizados os ensaios destrutivos e não destrutivos e as análises laboratoriais. Quando comparados com o CAR sem o uso de fibras, os resultados mostraram que o uso de 2 kg/m³ de fibras de polipropileno no CAR melhorou a resistência à compressão até a faixa de temperatura de 400 °C e a resistência à tração até próximo de 200 °C, enquanto na temperatura ambiente houve um ligeiro aumento do módulo de elasticidade. Constatou-se também a eficiência do uso das fibras de polipropileno no CAR nos resultados de ensaios de durabilidade, como o ultrassom até aproximadamente 200 °C, bem como melhorias nos resultados do ensaio de resistividade elétrica até a faixa de temperatura de 400 °C. Em contrapartida, nos ensaios de absorção e de perda de massa, o CAR sem o uso de fibras teve melhor desempenho. Em elevadas temperaturas os resultados demonstraram que o desempenho nas propriedades mecânicas residuais e a durabilidade entre o CAR com e sem fibras de polipropileno são praticamente similares. Na observação física da superfície das amostras após o ensaio de aquecimento entre 600 °C e 800 °C, foi possível identificar como o uso de fibra de polipropileno no CAR leva a reduções nas fissuras e poros na superfície, quando comparada com o CAR sem o uso de fibras. Quanto à análise de microestrutura, verificou-se o surgimento de canais na estrutura de concreto pelo derretimento de fibras de polipropileno após o ensaio de aquecimento das amostras de CAR-FP (concreto de alta resistência com fibras de polipropileno). Além disso, não houve *spalling* em nenhum ensaio de aquecimento para as amostras de CAR com e sem fibras de polipropileno.

Palavras-chaves: Concreto de alta resistência, Fibras de polipropileno, Altas temperaturas, Propriedades mecânicas residuais, Durabilidade.

ABSTRACT

Structural elements when used in civil construction must be designed to meet the requirements of mechanical performance, durability, and fire resistance. The main attributes of high-strength concrete (HSC) are its greater mechanical strength and durability, which are fundamental to the performance of a building. However, given its low porosity, the HSC has lower fire resistance when compared to normal strength concrete (NSC), i.e., it is more prone to rupture, usually explosive, exposing the structure's reinforcement. Therefore, this work aims to study the influence of high temperatures on the residual mechanical properties and the durability of HSC with and without the addition of polypropylene fibers, as well as to analyze the possible occurrence of spalling. For this, tests were performed on cylindrical specimens in heating furnaces for increasing temperatures, which varied from 100 °C to 800 °C at a constant heating rate of 1 °C/min, remaining for 60 minutes at the pre-established temperature and then being submitted to a constant cooling rate of 1 °C/min. Subsequently, destructive and non-destructive tests and laboratory analyses were performed. When compared to the HSC without the use of fibers, the results showed that the use of 2 kg/m³ of polypropylene fibers in the HSC improved the compressive strength up to the temperature range of 400 °C and the tensile strength up to around 200 °C, while at room temperature there was a slight increase in the elastic modulus. The efficiency of the use of polypropylene fibers in the HSC was also verified in the results of durability tests, such as ultrasound up to approximately 200 °C, as well as improvements in the results of the electrical resistivity test up to the temperature range of 400 °C. On the other hand, in the absorption and mass loss tests, the HSC without the use of fibers performed better. At high temperatures, the results showed that the performance in residual mechanical properties and durability between the HSC with and without polypropylene fibers are practically similar. In the physical observation of the surface of the samples after the heating test between 600 °C and 800 °C, it was possible to identify how the use of polypropylene fiber in the HSC leads to reductions in cracks and pores on the surface when compared to the HSC without the use of fibers. As for the microstructure analysis, it was verified the appearance of channels in the concrete structure by the melting of polypropylene fibers after the heating test of the HSC with fibers samples. In addition, there was no spalling in any heating test for the HSC samples with and without polypropylene fibers.

Keywords: High strength concrete, Polypropylene fibers, High temperatures, Residual properties.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva de Abrams dos cimentos – ABCP (Adaptado de Clube do Concreto, 2016).	14
Figura 2.2 – Exemplo de <i>spalling</i> explosivo ocorrido em pilar de concreto <i>fck</i> igual a 83 MPa (Kodur, 2005).	16
Figura 2.3 – Efeito da temperatura na difusividade térmica do concreto de massa específica normal, excluindo os efeitos do calor latente. Nota: sílica com dois elementos distintos (FIB, 2007).	20
Figura 2.4 – Efeito da temperatura na condutividade térmica do concreto do concreto inicialmente saturado (FIB, 2007).	22
Figura 2.5 – Calor específico do concreto C_p em função da temperatura, considerando três valores para o teor de umidade do concreto (Fonte: EN 1992-1-2:2004).	23
Figura 2.6 – Massa específica de concretos com quatros diferentes tipos de agregados em função da temperatura. Nota: agregados de origem calcária de dois experimentos distintos (FIB, 2007).	24
Figura 2.7 – Estágios principais de um incêndio real (Costa, 2008).	25
Figura 2.8 – Curva temperatura-tempo do modelo de incêndio-padrão (Costa e Silva, 2006). 26	
Figura 2.9 – Fator de redução de resistência característica à compressão do concreto em altas temperaturas, de diversas normas (Costa, 2008).	29
Figura 2.10 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (CRN) em função da temperatura (Sollero, 2019).	30
Figura 2.11 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (CAR) em função da temperatura (Sollero, 2019).	31
Figura 2.12 – Fatores de redução do módulo de elasticidade do concreto de resistência normal (CRN) e do concreto de alta resistência (CRA) em função da temperatura (Sollero, 2019). ..	33
Figura 2.13 – Fatores de redução da resistência à tração do concreto de resistência normal (CRN) e do concreto de alta resistência (CRA) em função da temperatura (Sollero, 2019). ..	34
Figura 2.14 – Pressão interna em diferentes profundidades, ao longo do tempo, em um concreto de alta resistência, sem introdução de fibras de polipropileno (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).	38

Figura 2.15 – Pressão equivalente dos dois tipos de concretos (CRN: normal e CAR: alta resistência), com introdução de fibras de polipropileno no concreto de alta resistência (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).....	38
Figura 2.16 – Regime de aquecimentos utilizados em diferentes estudos (Sollero, 2019).	41
Figura 2.17 – (a) Fibras de polipropileno do tipo fibrilado (Figueiredo, 2011); (b) Fibras de polipropileno monofilamento (Figueiredo, 2011).	43
Figura 2.18 – Alívio da pressão interna de vapor no concreto através de canais formados pela fusão das fibras de polipropileno (Walraven (2002) <i>apud</i> Costa, 2002).....	45
Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental.	48
Figura 3.2 – Fluxograma da primeira etapa do programa experimental.	49
Figura 3.3 – Fluxograma da segunda etapa do programa experimental – Ensaio de propriedades mecânicas residuais.....	50
Figura 3.4 – Fluxograma da segunda etapa do programa experimental – Ensaio de durabilidades após exposição às altas temperaturas.	51
Figura 3.5 – (a) Curva de rompimento; (b) Tempo de pega.....	53
Figura 3.6 – Curva granulométrica do agregado miúdo.....	55
Figura 3.7 – Curva granulométrica do agregado graúdo	57
Figura 3.8 – Fibras de polipropileno tipo monofilamentos de 12 mm de comprimento e 25 µm de diâmetro fornecida pela Viapol.....	59
Figura 3.9 – Ensaio de compressão em corpos de provas cilíndricos de concreto.....	62
Figura 3.10 – (a) Ensaio de aquecimento com o auxílio de termopares;(b) Corpos de prova dentro do forno de aquecimento.	63
Figura 3.11 – (a) Início da mistura; (b) Fim da mistura.	64
Figura 3.12 –Término da moldagem dos corpos de prova com e sem fibras de polipropileno.	65
Figura 3.13 – Corpos de provas com e sem fibras de polipropileno com extremidades tratadas mecanicamente e armazenados na câmara climatizada.	66
Figura 3.14 – (a) Ensaio do tronco de cone do concreto com fibras de polipropileno; (b)Ensaio do tronco de cone do concreto sem fibras de polipropileno.	67
Figura 3.15 – (a) Ensaio de modulo de elasticidade em corpos de provas cilíndricos de concreto; (b) Vista frontal do ensaio de módulo de elasticidade com o detalhe do extensômetro utilizado.....	69

Figura 3.16 – Ensaio de resistência à tração em corpos de provas cilíndricos de concreto; (b) Vista frontal do ensaio de resistência à tração com o detalhe das placas metálicas retangulares utilizadas.	70
Figura 3.17 – Resistividade por bulbo de corrente elétrica (Proceq, 2014).....	72
Figura 3.18 – Aparelho de resistividade elétrica superficial (Proceq, 2014).....	72
Figura 3.19 – Equipamento para ensaio de ultrassom (Proceq, 2014).....	74
Figura 3.20 – Equipamento para imagens da microestrutura do CAR com e sem fibras de polipropileno.....	75
Figura 4.1– Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF após a exposição a temperaturas entre 25 °C e 800°C.....	79
Figura 4.2 – Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-FP após a exposição a temperaturas entre 25 °C e 800°C.....	79
Figura 4.3– Detalhes da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF e CAR-FP após a exposição à temperatura de 600 °C.....	80
Figura 4.4– Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF e CAR-FP após a exposição à temperatura de 800 °C.....	81
Figura 4.5 – Resistência à compressão do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.....	82
Figura 4.6 – Módulo de elasticidade do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.....	84
Figura 4.7 – Resistência à tração do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.....	87
Figura 4.8– Absorção de água do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.....	89
Figura 4.9 – Resistividade do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.	91
Figura 4.10 – Perda de massa percentual do CAR com e sem fibras de polipropileno em diferentes temperaturas.	93
Figura 4.11 – Velocidade ultrassônica do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.....	95
Figura 4.12 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 25 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 25 °C.	97
Figura 4.13 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 100 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 100 °C.	97

Figura 4.14 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 200 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 200 °C.....	97
Figura 4.15 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 400 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 400 °C.....	98
Figura 4.16– (a) Microestrutura do CAR-SF a 600 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 600 °C.....	99
Figura 4.17 –(a) Microestrutura do CAR-SF a 800 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 800 °C.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação do concreto (Farny e Panarese, 2004).....	7
Tabela 2.2 – Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland de acordo com a ABNT NBR 16697:2018.	9
Tabela 2.3 – Condutividade térmica em temperatura ambiente (FIB, 2007).....	21
Tabela 2.4 – Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de matrizes (Bentur e Mindess (1990) <i>apud</i> Figueiredo, 2011).	42
Tabela 3.1 – Caracterização do Cimento CPV-ARI RS – Ensaio de propriedades mecânicas e físicas.	52
Tabela 3.2 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo.	54
Tabela 3.3 – Ensaio complementares de caracterização do agregado miúdo.....	55
Tabela 3.4 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo.	56
Tabela 3.5 – Ensaio complementares de caracterização do agregado graúdo.....	57
Tabela 3.6 – Características físicas e químicas da microsilica (Elkem, 2014).....	58
Tabela 3.7 – Especificações técnicas das fibras de polipropileno (Viapol, 2016).....	59
Tabela 3.8 – Composição do traço I proposto.	60
Tabela 3.9 – Composição do traço II proposto.	61
Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de abatimento de tronco de cone.	67
Tabela 3.11 – Intensidade de corrosão em termos de resistividade [Ωm] (Adaptado de Hornbostel, 2013).....	73
Tabela 4.1 – Resistência à compressão – Etapa I.	76
Tabela 4.2 – Ensaio de aquecimento – Etapa I.....	77
Tabela 4.3 – Ensaio de aquecimento – Etapa II.	78
Tabela 4.4 – Risco de corrosão em função da resistividade elétrica superficial (Polder, 2001).	91
Tabela 4.5 – Critérios de avaliação do concreto com base na VPU aos 28 dias (Compilado da BS EN 12.504, 2004; Al-Nu'man <i>et al.</i> , 2016; Muduli e Mukharjee, 2019).....	94
Tabela A.1 – Valores médios dos resultados de caracterização mecânica e de durabilidade da Etapa II.....	120

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	vii
RESUMO	x
<i>ABSTRACT</i>	xi
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xx
1. Introdução.....	1
1.1 Aspectos gerais	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Justificativa.....	4
1.4 Organização do trabalho.....	5
2. Revisão Bibliográfica.....	6
2.1 Concreto de resistência normal e concreto de alta resistência.....	6
2.2 Fatores importantes para o aumento da resistência mecânica e da durabilidade.....	8
2.2.1 Materiais	8
2.2.2 Relação água/cimento.....	14
2.2.3 Métodos de dosagem	15
2.3 Efeitos das altas temperaturas nas estruturas de concreto	16
2.3.1 Propriedades térmicas do concreto	18
2.4 Alterações das propriedades mecânicas do concreto submetido a altas temperaturas .	28
2.4.1 Redução da resistência à compressão	28
2.4.2 Redução do módulo de elasticidade	32
2.4.3 Redução da resistência à tração	34
2.5 <i>Spalling</i> do concreto	35
2.5.1 Fatores de influência.....	36
2.5.2 Fatores de minimização e prevenção.....	37
2.6 Regime de ensaio.....	39
2.7 Concretos reforçados com fibras	41
2.7.1 Fibras de polipropileno	43

2.7.2	Concreto reforçado com fibras de polipropileno exposto às altas temperaturas..	44
3.	Metodologia.....	47
3.1	Programa experimental	47
3.2	Materiais.....	51
3.3	Métodos – Etapa I	60
3.3.1	Escolha do traço	60
3.3.2	Ensaio de resistência à compressão	61
3.3.3	Ensaio com concreto aquecido	62
3.4	Métodos – Etapa II.....	64
3.4.1	Mistura, moldagem, armazenamento e cura	64
3.4.2	Ensaio no concreto fresco	66
3.4.3	Ensaio no concreto endurecido.....	67
4.	Resultados e Discussões	76
4.1	Ensaio da Etapa I.....	76
4.1.1	Resistência à compressão.....	76
4.1.2	Ensaio de aquecimento	77
4.2	Ensaio da Etapa II.....	77
4.2.1	Ensaio de aquecimento	78
4.2.2	Observação física da superfície das amostras de CAR-FP e CAR-SF	78
4.2.3	Resistência à compressão.....	81
4.2.4	Módulo de elasticidade	84
4.2.5	Resistência à tração	86
4.2.6	Absorção	88
4.2.7	Resistividade elétrica	90
4.2.8	Perda de massa	93
4.2.9	Velocidade ultrassônica	94
4.2.10	Análise de microestrutura	96
5.	Considerações Finais	101
5.1	Conclusões	101
5.1.1	Conclusões da Etapa I.....	101
5.1.2	Conclusões da Etapa II.....	101
5.1.3	Conclusões gerais.....	104
5.2	Recomendações para trabalhos futuros.....	104

6. Referências Bibliográficas	105
A. Apêndice A.....	120

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ARI	Alta Resistência Inicial
ASTM	<i>American Section of the International Association for Testing Materials</i>
Buletin	<i>Boletim</i>
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
CAR-SF	Concreto de Alta Resistência sem Fibras de Polipropileno
CAR-FP	Concreto de Alta Resistência com Fibras de Polipropileno
CCV	Concreto Convencional
CEB	<i>Comité Euro-Internacional Du Betón</i>
CRN	Concreto de Resistência Normal
CP	Corpo de Prova
CP V ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CP V ARI RS	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfatos
EC	<i>Eurocode</i>
EN	<i>European Standards</i>
FIB	<i>Federation Internationale Du Betón</i>
ISO	<i>International Standard Organization</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
RILEM	<i>Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systèmes de Construction et ouvrages</i>
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

1

INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

Nas últimas décadas, o uso de concreto de alta resistência (CAR) tornou-se cada vez mais atrativo e utilizado na construção civil por oferecer vantagens econômicas, arquitetônicas e estruturais significativas em relação ao concreto de resistência normal (CRN). Atualmente, o CAR pode ser produzido por diversas usinas, é amplamente utilizado em todo o mundo e está em franco desenvolvimento (BEHNOOD; GRANDEHARI, 2009). Dessa forma, os riscos de sua exposição a elevadas temperaturas, como em situações de incêndios acidentais ou mesmo de altas temperaturas contínuas, também aumentaram.

Tem-se observado uma tendência da utilização do CAR por parte das indústrias de construção civil. Segundo Kodur (2005), os pilares e os demais elementos de sustentação das grandes estruturas, principalmente aqueles projetados para resistir a elevados esforços de compressão e em edifícios altos, representam um dos maiores campos de aplicação do CAR.

Baseado em resultados de uma ampla gama de trabalhos realizados desde a década de 1920, o comportamento do CRN sob elevadas temperaturas está compreendido. Em outras palavras, isso significa que a comunidade científica conhece o fato de que as propriedades mecânicas do CRN são modificadas quando o mesmo é exposto ao calor. Na literatura, diversos trabalhos apontam que o CRN perde aproximadamente 25% de sua resistência mecânica à compressão inicial quando aquecidos em temperaturas na faixa de 300 °C e aproximadamente 75% quando na faixa de 600 °C (ACI 216R, 1989; FIB, 1991; Eurocode, 2004; Phan, 1996; Purkiss, 1996).

Por outro lado, em comparação com concreto de CRN, sabe-se que os atributos do CAR são sua maior resistência mecânica e durabilidade, características estas fundamentais para o

desempenho de uma edificação. Contudo, algumas pesquisas demonstraram que o CAR tem a desvantagem em resistir ao fogo, ou seja, é mais propenso a lascas explosivas, devido a sua baixa porosidade.

Em situações de incêndio, o CAR é afetado micro e macroestruturalmente pela exposição a altas temperaturas. Entre outras consequências sofridas, tem-se a redução considerável das suas propriedades mecânicas (resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração), além da perda de durabilidade e o risco de ocorrência de lascamentos explosivos.

No estudo do comportamento das propriedades residuais do concreto submetido às elevadas temperaturas, é fundamental estabelecer a sua capacidade de carga para projetar estruturas que resistam mais em situação de incêndio como também para reaproveitar estruturas sinistradas (HERTZ, 2005).

As pesquisas sobre a adição de fibras polipropileno no concreto de alta resistência (CAR) apontam uma saída para o problema. Por apresentarem um pequeno módulo de elasticidade, as fibras de polipropileno não evitam a formação de propagação de trincas sob altos níveis de tensões. No entanto, o seu uso em concreto reduz significativamente a ocorrência do lascamento no material quando submetido às elevadas temperaturas. Além disso, elas têm efeito significativo sobre o comportamento hidráulico do concreto exposto ao fogo, pois formam uma rede de pequenos vazios e canais permeáveis onde o vapor pressurizado pode passar, evitando que a pressão interna supere a do concreto e minimizando as possibilidades de ocorrência do lascamento explosivo nos concretos de alta resistência (FIGUEIREDO, 2005; NICE, 2006; SILVA, 2013).

Além do uso CAR e da adição de fibras de polipropileno, outro aspecto relevante ainda muito pouco investigado pela literatura para análise do concreto de alta resistência submetido às elevadas temperaturas é o estudo da distribuição de temperatura em seu interior, de maneira a avaliar a influência do comportamento da pressão dentro do corpo de prova conforme o avanço da temperatura na parte interna do material, bem como a taxa de aquecimento utilizada.

Entretanto, são necessários estudos contínuos que visem melhorar o desempenho mecânico, a durabilidade e a resistência ao fogo do CAR. Ainda, estudos que busquem padronizar uma

metodologia a ser utilizada para a sua fabricação, com o propósito de se evitar uma alta possibilidade de colapso em situação real de incêndio.

1.2 Objetivos

O objetivo geral do trabalho foi estudar a influência das elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do concreto de alta resistência (CAR) com e sem adição de fibras de polipropileno, considerando ensaios destrutivos e não destrutivos e análises laboratoriais com e sem o aquecimento dos corpos de provas. Para alcançar o objetivo geral, objetivos específicos foram definidos, a saber:

- Investigar as melhorias nas propriedades mecânicas residuais do CAR com a adição de fibras de polipropileno, comparando com os resultados do seu uso com e sem fibras sintéticas;
- Investigar as melhorias na durabilidade do CAR com a adição de fibras de polipropileno, comparando com os resultados com o sem o uso de fibras sintéticas;
- Avaliar a perda de massa dos corpos de prova causada pelo efeito de deslocamento (*spalling*) do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno;
- Avaliar a degradação da microestrutura do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno.

Para alcançar os objetivos propostos neste trabalho, as seguintes etapas foram desenvolvidas:

- a) Realização de ensaios destrutivos de resistência mecânica à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração;
- b) Realização de ensaios não destrutivos de ultrassom, resistividade elétrica, e absorção;
- c) Análise da perda de massa causada pelo efeito de deslocamento (*spalling*);
- d) Estudo qualitativo da microestrutura e observações físicas da superfície das amostras do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno;
- e) Comparação e discussão de todos os resultados obtidos dos ensaios e análises laboratoriais quando da utilização do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno.

1.3 Justificativa

Considerando o franco desenvolvimento e a ampla utilização do concreto de alta resistência (CAR), entender o seu comportamento e as suas propriedades em diversas situações se torna cada vez mais necessário, como no estado fresco, no estado endurecido e em situações de incêndio. Além disso, é notável a ocorrência de diversos acidentes envolvendo estruturas construídas com CAR mundo afora quando estas são submetidas a altas temperaturas, o que conduz à piora das propriedades mecânicas e da durabilidade e à maior tendência de lascamento do CAR. Outro fator que evidencia a necessidade de aprofundar os estudos a respeito do CAR é a escassez de informações sólidas sobre o seu comportamento em diversas situações.

Neste contexto, uma alternativa muito utilizada e discutida no combate ao lascamento do material é adição de fibras de polipropileno, o qual possui baixo ponto de fusão. Os resultados dessa tecnologia, divulgados no meio científico, comprovam que é possível minimizar a ocorrência do deslocamento (*spalling*) pelo fato de as fibras se fundirem e, dessa forma, permitirem uma rota de saída para os vapores durante a decomposição térmica da pasta. Desse modo, reduz-se a tensão interna gerada do concreto quando exposto à ação do fogo e o mesmo promove uma proteção às camadas internas do material, ampliando assim o tempo para o combate ao incêndio e evacuação dos usuários (FIGUEIREDO; TANESI; NICE, 2002).

Entretanto, não existe um consenso por parte da comunidade técnica e científica quanto à dosagem adequada, à dimensão e ao tipo de fibras de polipropileno. Assim, este trabalho visa analisar a influência das elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno. Dada a importância do concreto como material estrutural e a importância de preservar sua estabilidade em caso de incêndio, este trabalho se justifica pela necessidade de se desenvolver estudos de materiais e sistemas que melhoram o seu comportamento. Mesmo que o CAR tenha maior durabilidade e resistência mecânica, características fundamentais para o desempenho de uma edificação, elas não são suficientes para garantir a vida útil se este material estiver sujeito a uma situação de incêndio e se alguns cuidados essenciais não forem tomados.

1.4 Organização do trabalho

Este trabalho está organizado em itens, sendo: o item 2 composto pelo estudo teórico do concreto de resistência normal (CRN), do concreto de alta resistência (CAR), dos efeitos das altas temperaturas nas estruturas de concreto e também da adição de fibras de polipropileno em sua composição; no item 3 detalhado o programa experimental e elaborada a caracterização dos materiais utilizados, incluindo a análise dos agregados e a descrição dos métodos aplicados para a preparação das amostras e execução dos ensaios; no item 4 apresentados os resultados dos ensaios experimentais e as discussões, que envolvem a comparação dos valores obtidos com os de referência obtidos na literatura; no item 5 apresentadas as considerações finais e as sugestões para trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica do presente trabalho consiste no estudo teórico do concreto de resistência normal (CRN), do concreto de alta resistência (CAR), dos efeitos das altas temperaturas nas suas propriedades mecânicas, do *spalling* e dos regimes de ensaios utilizados no concreto submetido às altas temperaturas. Além disso, foi realizado o estudo teórico da adição de fibras de polipropileno na composição do concreto, ressaltando a necessidade de compreender o desempenho do CAR em elevadas temperaturas e enfatizando as principais lacunas existentes quanto à adição de fibras de polipropileno em sua composição, tendo em vista que ainda não existem investigações extensivas em relação a este assunto.

2.1 Concreto de resistência normal e concreto de alta resistência

A comparação do concreto de alta resistência (CAR) com o concreto de resistência normal (CRN) evidencia que os principais atributos do primeiro são sua maior resistência mecânica e durabilidade, características estas fundamentais para o desempenho de uma edificação. A norma brasileira ABNT NBR 8953:2015 – Concretos para fins estruturais – Classificação pela massa específica por grupos de resistência e consistência, aponta que o concreto é classificado em dois grupos, a saber: Grupo I, que compreende concretos com resistência característica à compressão (f_{ck}) entre 20 e 50 MPa, e Grupo II, cujo f_{ck} varia de 55 a 100 MPa. Entretanto, ela não indica nenhuma distinção entre concreto de resistência normal (ou somente concreto normal) e concreto de alta resistência e também não explicita se os concretos pertencentes ao Grupo II são considerados de alta resistência. Ainda assim, é plausível considerar que sejam, uma vez que os limites de resistência deste grupo estão em concordância com os padrões internacionais.

Uma publicação produzida por Farny e Panarese (2004) e divulgada pela Associação de Cimento Portland (PCA, do inglês *Portland Cement Association*), bem difundida no exterior, esclarece bem alguns dos principais parâmetros que diferenciam estes e outros tipos de concreto, conforme observado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação do concreto (Farny e Panarese, 2004).

Parâmetro	Concreto normal	Concreto de alta resistência	Concreto de altíssima resistência	Concreto de ultra-alta resistência
Resistência [MPa]	< 50	50 – 100	100 – 150	> 150
Relação água/cimento	> 0,45	0,45 – 0,3	0,30 – 0,25	< 0,25
Aditivos químicos	desnecessário	reductor de água	super-reductor de água	super-reductor de água
Adições	desnecessário	cinza volante	sílica ativa	sílica ativa
Coefficiente de permeabilidade [cm/s]	> 10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	< 10 ⁻¹³

Além das características supracitadas, um aspecto que deve ser bem definido é a terminologia de concreto de alta resistência (CAR) ou concreto de alto desempenho (CAD). Segundo uma publicação de Paul Zia, membro do ACI Committe 363 – *State of the Artreporton High-Strenth Concrete*, reproduzida por Farny e Panarese (1994),

“Concreto de alta resistência e alto desempenho não são termos permutáveis. Concreto de alto desempenho agrega muito mais atributos que a alta resistência. Ele reúne desempenho especial e exigência de uniformidade que nem sempre podem ser alcançados habitualmente usando somente materiais convencionais e procedimentos normais de mistura, lançamento e práticas de cura. As exigências podem envolver aumento na compactação sem segregação, na vida útil, nas propriedades mecânicas, nas resistências nas primeiras idades, na dureza, na estabilidade volumétrica, ou na vida em serviço em ambientes severos. Assim, é possível que um concreto de alto desempenho possua uma relativa baixa resistência enquanto satisfaz outras exigências”.

Neste trabalho, portanto, adotou-se a terminologia “concreto de alta resistência (CAR)” ao invés de “concreto de alto desempenho” e foram adotados como padrão os atributos que definem o CAR, indicados na Tabela 2.1.

2.2 Fatores importantes para o aumento da resistência mecânica e da durabilidade

O concreto de alta resistência (CAR) é caracterizado por uma estrutura muito densa, com baixa porosidade e poros com dimensões reduzidas e segmentadas. Para a produção do CAR é necessário realizar modificações na composição das misturas, como a redução do fator água/cimento, o uso de partículas na composição do concreto em substituição ou não à parte da massa de cimento, como a sílica ativa e cinza volante, o uso de aditivo superplastificante e a otimização da granulometria. Estas alterações proporcionam melhorias nas propriedades de reologia do concreto fresco (trabalhabilidade da mistura), aumento de resistência inicial, compacidade e ductilidade (capacidade do elemento estrutural se deformar antes da ruptura).

2.2.1 Materiais

A produção do CAR exige uma seleção dos materiais utilizados para garantir adequada trabalhabilidade, elevada resistência e durabilidade. Os princípios e materiais utilizados para sua obtenção não são os mesmos utilizados na produção do CRN. O CAR é produzido por diversos elementos, como componentes tradicionais (água, cimento, agregado miúdo e agregado graúdo), bem como pelo uso de materiais complementares, como as adições minerais e os aditivos, o que exige cuidados na dosagem e na produção, devendo-se seguir fielmente as etapas existentes no projeto.

2.2.1.1 Cimento

A norma brasileira ABNT NBR 16697:2018 – Cimento Portland – Requisitos, define que o cimento Portland é um ligante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland, ao qual se adiciona, durante a fabricação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio e adições minerais nos teores pré-estabelecidos.

Após entrar em contato com a água, o cimento Portland é submetido a processos de transformações químico-mineralógicas, que contribuem para agregar e consolidar os agregados, resultando em um compósito (concretos ou argamassas).

Pasquel (1996) menciona que o cimento Portland é um dos produtos mais consumidos na terra. De forma geral, ele é constituído em quatro fases:

- $C_3S - 3CaO.SiO_2$: silicato tricálcico (alita) – 45 a 60% do volume de cimento;
- $C_2S - 2CaO.SiO_2$: silicato dicálcico (belita) – 15 a 30% do volume de cimento;
- $C_3A - 3CaO.Al_2O_3$: aluminato tricálcico – 6 a 12% do volume de cimento;
- $C_4AF - 4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$: ferroaluminato tetracálcico – 6 a 8% do cimento.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 16697:2018, os cimentos Portland são designados por diferentes tipos, os quais correspondem a adições e propriedades especiais. Eles são identificados por siglas, seguidas de sua classe de resistência (25, 32, 40 ou ARI), acrescidas pelo sufixo RS, BC, quando aplicáveis, conforme se verifica na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland de acordo com a ABNT NBR 16697:2018.

Designação normalizada (tipo)	Subtipo	Sigla	Classe de resistência	Sufixo
Cimento Portland comum	Sem adição	CP I		
	Com adição	CP I-S		
Cimento Portland composto	Com escória granulada de alto forno	CP II-E		
	Com material carbonático	CP II-F	25, 32 ou 40 ^c	RS ^a ou
	Com material pozolânico	CP II-Z		BC ^b
Cimento Portland de alto-forno		CP III		
Cimento Portland pozolânico		CP IV		
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V	ARI ^d	
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40 ^c	
	Não estrutural	CPB	–	–

Legenda:

^aO sufixo RS significa resistente a sulfatos e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos nesta norma, além dos requisitos para seu tipo e classes originais.

^bO sufixo BC significa baixo calor de hidratação e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos nesta norma, além dos requisitos para seu tipo e classes originais.

^cAs classes 25,32 e 40 representam os valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias de idade, em megapascals (MPa), conforme método estabelecido pela ABNT NBR 7215.

^dCimento Portland de alta resistência inicial, CPV, que apresenta a 1 dia de idade resistência igual ou maior que 14 MPa, quando ensaiado de acordo com a ABNT NBR 7215 e atende aos demais requisitos estabelecidos nesta norma para esse tipo de cimento.

O cimento CPV – ARI (alta resistência inicial) é frequentemente utilizado no concreto de alta resistência, pelo fato de suas partículas serem mais finamente moídas e terem maior probabilidade de se hidratar totalmente. Além disso, o CPV – ARI é o cimento utilizado na fabricação do concreto que mais adquire resistência com o decorrer do tempo.

2.2.1.2 Agregados

Agregados são materiais granulares, sem forma e volume definidos, de dimensões e propriedades adequadas às obras de engenharia. Alguns exemplos são a pedra britada, a areia de rio ou cava, o pedrisco, o folheto expandido, entre outros.

As propriedades físicas, térmicas e químicas dos agregados são de grande importância na concepção e realização de misturas de concreto, influenciando no seu desempenho com melhorias na durabilidade e na estabilidade dimensional em relação à pasta de cimento. Os agregados ocupam aproximadamente 60 a 70% do seu volume total do concreto e, entre as suas principais características, destacam-se o tamanho, a forma e a textura superficial. Juntas, estas características afetam diretamente a porosidade, a trabalhabilidade e a densidade das misturas de concreto.

Eles são divididos em dois tipos, a saber: agregados graúdos, que têm granulometria entre 4,75 e 75 mm, e agregados miúdos, cujas partículas são menores do que 4,75 mm.

A norma brasileira ABNT NBR 7211:2019 – Agregados para concreto – Especificação, classifica o agregado miúdo de acordo com a sua composição granulométrica em limites (inferior e superior), e subdivide cada um desses limites em zonas (utilizável e ótima), cujo módulo de finura varia entre 1,55 e 3,5.

Gaynor e Meineiger (1983) mencionam que as utilizações dos agregados miúdos com textura lisa e partícula arredondada necessitam de menos de água de amassamento. Sendo assim, o seu uso pode reunir as melhores características para a produção do concreto de alta resistência (CAR).

De acordo com Aguirre e Torrico (2010), o ideal é encontrar uma proporção ótima de agregados miúdos que esteja em conformidade com as suas propriedades granulométricas, a

fim de que a mistura seja a mais compacta possível, visando reduzir o índice de vazios e água de amassamento.

Por outro lado, os agregados graúdos normalmente são oriundos de minas naturais e originados de rochas ígneas, como basalto e granito, metamórficas como o gnaisse, e sedimentares, como calcários e arenitos, seja na forma de pedras britadas, seixos ou pedregulhos. É plausível também a utilização dos agregados reciclados de resíduos cerâmicos, escória de alto forno, entre outros.

Diversas pesquisas apontam que a pedra britada de forma cúbica e textura rugosa possui maior resistência que os agregados graúdos de forma arredondada e textura lisa (seixo rolado). Possivelmente, este fato se explica pela maior aderência mecânica à argamassa que os envolve. No entanto, quando comparada com o seixo rolado, a pedra britada possui maior área específica, necessitando de maior quantidade de água e uma reduzida trabalhabilidade na mistura de concreto.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), as propriedades dos agregados são definidas mais por propriedades físicas do que por propriedades da estrutura do agregado, sendo que a fase do agregado é responsável sobretudo pelo módulo de elasticidade, massa unitária e estabilidade dimensional do concreto. Os autores apontam que estas propriedades do concreto dependem da resistência e da densidade dos agregados.

No concreto de alta resistência, a aderência entre a pasta do cimento hidratado e o agregado é muito forte e a ruptura geralmente acontece partindo do agregado, que transmite uma parte significativa de tensões por meio da interface entre agregado/pasta. Os agregados menores são normalmente mais resistentes que os maiores, em razão do processo de britagem, e quanto menor o agregado menor a presença de zonas fracas. Para concretos com resistência maiores do que 100 MPa, o diâmetro máximo deve ser menor a 10 ou 12 mm (Aïtcin e Neville, 1993).

2.2.1.3 Aditivos

Os aditivos são produtos químicos adicionados aos compósitos de matriz cimentícia para obter modificações específicas, ou modificações das propriedades normais do concreto e argamassa, com o fim de reforçar ou melhorar certas características, facilitando o seu preparo e utilização (Neville, 2012; Petrucci, 1995).

A norma brasileira ABNT NBR 13529:2013 – Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas — Terminologia, define o aditivo como o produto adicionado à argamassa em pequena quantidade, com a finalidade de melhorar uma ou mais propriedades, no estado fresco ou endurecido.

Neste contexto, a ABNT NBR 11768:2019 – Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos, classifica os aditivos de acordo com o tipo e sua finalidade: redutor de água tipo 1/RA1, RA1-R RA1-A; redutor de água tipo 2/RA2, RA2-R, RA2-A; controlador de hidratação – CH; acelerador de pega – AP; acelerador de resistência – AR; compensador de retração – CR; redutor de retração – RR; acelerador de pega para concreto projetado – APP; incorporador de ar – IA; modificador de viscosidade e retentor de água MV-RT.

Normalmente, os aditivos redutores de água tipo 1/RA1, RA1-R RA1-A (são conhecidos comercialmente por aditivos plastificantes, polifuncionais, multifuncionais, entre outros.) bem como o tipo 2/RA2, RA2-R, RA2-A (são conhecidos comercialmente como aditivos, superplastificantes, hiperplastificantes, *midrange*, entre outros) são utilizados no concreto de alta resistência (CAR), pois melhoram sua trabalhabilidade e mantêm uma boa relação água/aglomerante.

Os superplastificantes são elaborados com materiais que permitem trabalhabilidade extrema ou reduções de água muito superiores nos concretos em que são incorporados, sendo considerada uma categoria especial de agentes redutores de água. Uma boa recomendação para dosagem de superplastificantes é a utilização dos catálogos dos fabricantes. No CAR usualmente se utiliza uma dosagem que varia entre 0,5 e 2,5 de teor de sólidos do aditivo em relação à massa de cimento.

Em contrapartida, o uso excessivo dos aditivos na mistura pode retardar a pega e causar segregação no concreto, não trazendo benefício à mistura. Além disso, a dosagem incorreta dos materiais integrantes pode causar incompatibilidade entre um determinado aditivo e o cimento ou entre aditivos usados em uma mesma mistura, sendo necessários estudos complementares antes de sua aplicação nas construções civis.

2.2.1.4 Adições minerais

As adições minerais são materiais silicosos finamente moídos, que podem ser adicionadas ao concreto, cimentos e argamassas, como também pode suplementar o cimento ou substituir parte dele. As principais vantagens atingidas com as adições minerais são econômicas, tecnológicas e ambientais.

Elas são classificadas como reativas ou pouco reativas. As reativas têm a função de contribuir na formação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H), melhorando o conjunto fisicamente, podendo-se citar como exemplo as pozolanas, a sílica ativa, o metacaulim e a cinza volante. Já as pouco reativas proporcionam ao concreto uma estrutura mais compacta, citando-se como exemplo o quartzo e os fílers de calcário.

As adições minerais têm a capacidade de formar o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) adicional pelo fato de reagirem com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca(OH}_2\text{)}$) presente na pasta hidratada de cimento Portland. Elas tendem a reduzir a porosidade do concreto, tanto na zona de transição entre a pasta e os agregados quanto na matriz, a melhorar a aderência aos agregados e a densificar a zona de transição (Freitas, 2001; Mehta e Monteiro, 2014).

De modo simplificado, as adições minerais no concreto influenciam tanto nas propriedades do concreto fresco quanto nas propriedades do concreto endurecido. Em relação à fase do concreto fresco, elas interferem na trabalhabilidade, exudação, consumo de água, calor de hidratação do cimento e segregação. Já em relação à fase do concreto endurecido, proporcionam a diminuição da porosidade, o controle das reações álcali-agregado e o aumento de resistência e durabilidade.

2.2.1.5 Água de amassamento

A água utilizada na produção do concreto, denominada água de amassamento, deve ser potável e sem excesso de impurezas, com vista a evitar problemas de resistência mecânica e durabilidade do concreto. Devem-se cumprir as orientações contidas na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, atendendo aos requisitos da qualidade da água de amassamento e de cura.

2.2.2 Relação água/cimento

A relação água/cimento é uma propriedade que determina a porosidade do concreto endurecido, assim como é influenciada pelo adensamento que resulta no volume de vazios no concreto e, conseqüentemente, na durabilidade e no valor de resistência.

Para reduzir a porosidade do concreto de alta resistência, é necessário o aumento da quantidade de cimento na mistura e a redução da quantidade de água. Isso é concebível pela substituição de parte do cimento pelas adições minerais e pelo uso de aditivos superplastificante.

Segundo o trabalho desenvolvido por Farny e Panarese (2004), citado anteriormente, para produzir um concreto de alta resistência (CAR) com resistência mecânica entre 50 e 100 MPa, deve-se utilizar relação água/cimento no valor de 0,3 até 0,45, bem como utilizar aditivos químicos redutores de água e adições minerais na mistura de concreto.

Existe uma relação inversamente proporcional entre o fator água/cimento e a resistência do concreto: quanto maior esse fator, menor a resistência mecânica, conforme demonstrado na Figura 2.1. Além disso, quanto maior for o fator água/cimento, maior será a porosidade do concreto e, conseqüentemente, menor a durabilidade.

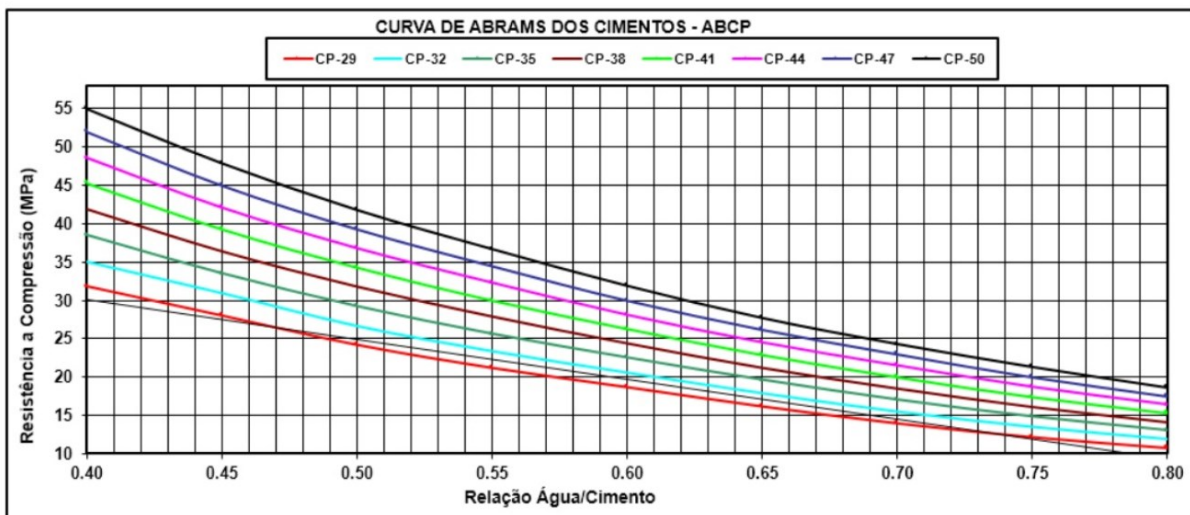


Figura 2.1 – Curva de Abrams dos cimentos – ABCP (Adaptado de Clube do Concreto, 2016).

Aïtcin e Neville (1993) mencionam que a relação água/cimento suficiente para hidratar o cimento é 0,22, no entanto, é necessária uma quantidade adicional, que pode ser obtida, por exemplo, com o uso de aditivos superplastificantes para adequada trabalhabilidade da mistura de concreto.

2.2.3 Métodos de dosagem

A dosagem pode ser definida como o processo que visa obter a melhor seleção entre cimento, agregados, água, aditivos e adições e a determinação de suas proporções com o objetivo de produzir um concreto econômico, que possua algumas propriedades mínimas, principalmente resistência, durabilidade e trabalhabilidade. Existem diversos métodos de dosagem para concretos, particularmente para concreto de resistência normal (CRN).

Entretanto, a dosagem do concreto de alta resistência (CAR) é um processo que requer mais análises do que o CRN. Segundo Aïtcin (2000), as mesmas propriedades para o concreto no estado fresco e endurecido podem ser atingidas com o uso de diferentes combinações dos mesmos materiais.

Neste sentido, nota-se que a comunidade científica reconhece que, para se obter um CAR, deve-se reduzir a quantidade de água a proporções em que o concreto seja trabalhável, sendo imprescindível o uso de aditivos químicos. Para isso, podem ser utilizados superplastificantes e adições minerais como, cinza volante ou sílica ativa. Estas modificações visam melhorar ainda mais a resistência e a durabilidade do CAR, podendo também reduzir o consumo de cimento da mistura.

Os parâmetros de resistência, as características dos materiais, a idade do concreto e o tipo de aplicação possuem grande influência na dosagem do CAR. Além disso, as especificações estruturais, a praticidade de fabricação, o ambiente de cura e a economia também influenciam no método de dosagem.

Entre os métodos mais comuns de dosagem encontrados na literatura, podem-se citar os de Jimenez *et al.* (2000), de Aïtcin 2000 e de O'Reilly (1990), sendo que o principal objetivo dos diversos métodos existentes é manter as propriedades desejadas do concreto e a economia de materiais.

2.3 Efeitos das altas temperaturas nas estruturas de concreto

No passado, o concreto era considerado imune ao fogo devido às suas características de incombustibilidade, isolamento térmico e não liberação de gases. No entanto, em situações de incêndio, o efeito das elevadas temperaturas pode causar diversos efeitos negativos nas estruturas de concretos, desde simples descolorações ou manchas produzidas por fumaça até a completa perda de resistência mecânica dos elementos estruturais (FIB, 2008; Souza e Moreno Junior, 2010).

Neste sentido, os elementos estruturais do concreto utilizados na construção civil devem ser projetados para atender não somente às solicitações mecânicas, mas também aos requisitos de resistência ao fogo. Os estudos a respeito dos efeitos das elevadas temperaturas nas estruturas de concreto podem ser divididos em duas áreas, a saber: alterações das propriedades do material em função das altas temperaturas e desempenho estrutural de elementos de concreto em situação de incêndio (Ali, 2002).

Mesmo que o concreto possua alto desempenho diante das elevadas temperaturas, a sua degradação é acompanhada pela redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos materiais. De acordo com a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007), o concreto apresenta três problemas principais quando é exposto ao fogo, sob a ação do calor interno, sendo eles: piora de suas propriedades mecânicas, danos causados por deformações térmicas excessivas e ocorrência de deslocamento, se os cuidados na dosagem do material e no dimensionamento da estrutura não forem devidamente considerados. Com o aquecimento da estrutura de concreto, podem ocorrer fissurações e tensões térmicas e, conseqüentemente, a suscetibilidade de deslocamento das camadas superficiais (*spalling*, exemplificado na Figura 2.2) pode aumentar (Kodur, 2005; Purkiss, 1996).



Figura 2.2 – Exemplo de *spalling* explosivo ocorrido em pilar de concreto f_{ck} igual a 83 MPa (Kodur, 2005).

Sabe-se que, de acordo com o aumento de temperatura, o concreto sofre alterações físico-químicas, sendo as principais constatações descritas a seguir (Arioz, 2007; Cánovas, 1988; FIB, 2007; FIB, 2008; Hertz, 2005; Khoury, 1984; Khoury, 2000; Alonso e Fernandez, 2004; Hager, 2013; Mehta e Monteiro, 2014, Neville, 2016):

- a) Até os 80 °C, observa-se aumento da hidratação do cimento;
- b) Entre 80 e 150 °C, a elevação da temperatura do concreto leva à decomposição da etringita, situada principalmente na zona de transição;
- c) Entre 80 e 850 °C, ocorrerá a perda de água quimicamente combinada;
- d) A cerca de 100 °C, têm-se o início da perda de água livre, processo que retarda o aquecimento do concreto;
- e) Entre 100 e 250 °C, a perda de água se dá essencialmente devido à desidratação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- f) Entre 150 e 270 °C, tem-se o pico do primeiro estágio da decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- g) Até 200 °C, é relatada a possível evolução da hidratação de partículas anidras do cimento;
- h) Acima de 300 °C, há um marcante aumento de porosidade e da microfissuração do concreto. Espécimes não carregadas sofrem uma expansão irreversível;
- i) Aos 350 °C, ocorre a ruptura de alguns agregados silicosos, como o sílex;
- j) Aos 374 °C, atinge-se o ponto crítico em que a presença de água livre não é possível;
- k) Entre 400 e 600 °C, ocorre a dissociação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) em óxido de cálcio (CaO) e água (H_2O), implicando em retração do concreto;
- l) Até os 500 °C, 90% da resistência à compressão perdida pode ser recuperada em até um ano por reidratação do material;
- m) Aos 573 °C, ocorre o pico de transformação do quartzo- α dos agregados em quartzo- β , desenvolvida entre os 500 e os 650 °C. Trata-se de uma reação endotérmica acompanhada de expansão variável, da ordem de 0,85% a aproximadamente 5,7%;
- n) A partir de 550 a 600 °C, há um crescimento significativo dos efeitos térmicos, aumentando a fluência do concreto comum ao ponto de torná-lo estruturalmente inutilizável;
- o) Aos 600 °C, a fissuração superficial das amostras é facilmente visualizada e a norma EN 1992-1-2:2004 – *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, indica que a resistência à tração seja considerada nula;

- p) Entre 600 e 800°C, ocorre a segunda fase de decomposição do C-S-H, formando β -C2S com pico entre 720 e 750 °C;
- q) Entre 700 e 898 °C, ocorre a descarbonatação do carbonato de cálcio (CaCO_3), formando CaO e dióxido de carbono (CaO_2). Hager (2013) loca esse processo entre os 930 e os 960 °C;
- r) Aos 800 °C, a fissuração das amostras é muito pronunciada;
- s) Aos 840 °C, tem-se a decomposição da dolomita;
- t) Aos 1060 °C, inicia-se a fusão dos constituintes do concreto;
- u) Aos 1200 °C, amostras de concreto apresentam-se totalmente decompostas.

Em relação às alterações físico-químicas que ocorrem no concreto sob elevadas temperaturas, algumas são reversíveis após o resfriamento, outras são irreversíveis e podem reduzir a capacidade resistente da estrutura após o incêndio. (Klein Júnior, 2011).

2.3.1 Propriedades térmicas do concreto

2.3.1.1 Transferência de calor

O calor é definido como a energia que está sendo transferida de um sistema para o outro em virtude de uma diferença de temperatura. Segundo Tipler (2006), existem basicamente três mecanismos clássicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação.

Na condução, a energia térmica é transferida através das interações entre átomos e moléculas, apesar de não haver o transporte destes átomos ou moléculas. Por exemplo, se a extremidade de uma barra for aquecida, os átomos dessa extremidade vibram com maior energia do que a da extremidade fria. A interação entre os átomos com mais energia e os seus vizinhos provoca o deslocamento dessa energia ao longo da barra.

Já na convecção, a energia é transportada na forma de calor, através do transporte direto de massa. Por exemplo, quando o ar quente de parte de uma sala se expande, sua massa específica diminui e a força de empuxo sobre ele, devido às massas de ar circunvizinhas, fazem com que ele suba. Assim, a energia é transportada para cima, junto com a massa ascendente de ar quente.

Na radiação, por sua vez, a energia térmica é transportada no espaço na forma de ondas eletromagnéticas que se movem na velocidade da luz. A radiação térmica, as ondas de luz, as

ondas de rádio, as ondas de televisão e os raios-x exemplificam formas de radiação eletromagnéticas que se distinguem pelos respectivos comprimentos de ondas e frequência.

Dentro deste contexto, Leonardo (2005) afirma que o calor se propaga através do concreto por condução, em virtude de um gradiente térmico significativo entre o núcleo da massa (temperatura fria) e a superfície da massa (temperatura quente oriunda do calor excessivo).

Sabe-se que o concreto possui baixa condutibilidade térmica, porém quando é submetido a altas taxas de temperaturas por um tempo determinado, pode provocar danos em sua estrutura, como a piora de suas propriedades mecânicas e durabilidade e a ocorrência do fenômeno de deslocamento (*spalling*).

Dessa forma, o estudo do concreto em situações de incêndio pode estar atrelado ao fenômeno de transferência do calor proveniente de ações térmicas internas e externas. As ações térmicas externas são procedentes do calor gerado pelo incêndio, as quais são constituídas pelo material combustível contido no compartimento de chamas, predominando, neste caso, a convecção e a radiação. As ações térmicas internas são, por outro lado, aquelas precedentes das interações físicas que ocorrem na microestrutura do concreto. Neste caso, a condução predomina entre os fenômenos de transferência de calor.

Por fim, é conveniente ressaltar que a transferência de calor no interior da massa de concreto é determinada por quatro propriedades térmicas básicas, a saber: a condutibilidade, a difusividade, o calor específico e a massa específica. Estas propriedades térmicas podem definir, em parte, a intensidade do dano no elemento estrutural, e são descritas nos tópicos seguintes.

2.3.1.2 Difusividade térmica

A difusividade térmica é uma propriedade que fornece a medida da taxa de fluxo de calor sobre condições térmicas transientes. Em outras palavras, é a facilidade com que o material suporta mudanças de temperaturas. Esta propriedade depende, medida em m^2/s , diretamente da condutividade térmica do material, do calor específico e da massa específica, conforme se verifica na Equação (2.1):

$$D = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} \quad (2.1)$$

Em que λ é a condutividade térmica do material (W/m °C) e $\rho \cdot c$ é o calor específico volumétrico do material (produto da massa específica pelo o calor específico absoluto, dado em J/kg °C).

Sabe-se que difusividade térmica do concreto decresce significativamente à medida que aumenta a temperatura, conforme observado no gráfico da Figura 2.3. Normalmente, isso ocorre devido ao decréscimo da condutividade térmica e ao aumento do calor específico em elevadas temperaturas. Além disso, a difusividade térmica está relacionada diretamente com a natureza do agregado empregado na dosagem do concreto.

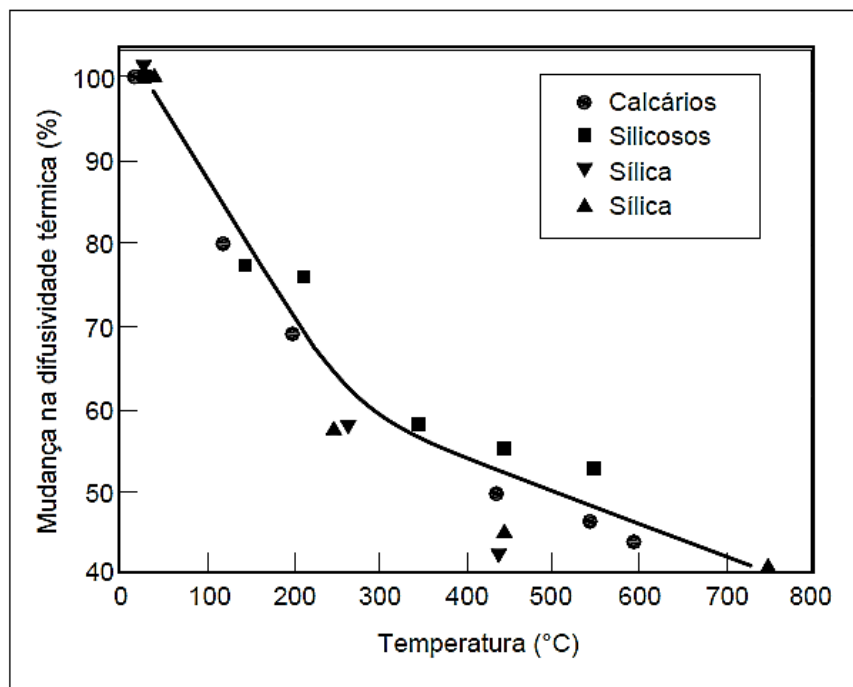


Figura 2.3 – Efeito da temperatura na difusividade térmica do concreto de massa específica normal, excluindo os efeitos do calor latente. Nota: sílica com dois elementos distintos (FIB, 2007).

Percebe-se que a difusividade térmica não está disponível em vários códigos e normas internacionais, sendo mencionada em poucos documentos de referência, como por FIB (2007).

2.3.1.3 Condutividade térmica

Com o aumento de temperatura, há um decréscimo no valor da condutividade térmica do concreto, dado que abaixo da temperatura de 100 °C há forte influência do teor de umidade do material (ACI 216R, 1989; FIB, 1982; FIB, 1991; Eurocode 2, EN 1992-1-2:2004).

Analisando a Tabela 2.3, identifica-se que a condutividade térmica é em grande parte governada pelo tipo de agregado usado, que constitui em torno 70% do concreto endurecido, como também é influenciada pela porosidade da pasta de cimento (Davis (1967) *apud* Bažant e Kaplan, 1996; Callister Júnior, 2002). Outro fator importante é o teor de umidade do concreto, pois a condutividade da água, apesar de ser baixa, é bem superior ao ar.

Tabela 2.3 – Condutividade térmica em temperatura ambiente (FIB, 2007).

Material/Elemento	Condutividade térmica [W/m°C]
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pastas de cimento endurecidas (saturadas)	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Observa-se ainda que tanto as proporções da mistura quanto a quantidade de cimento influenciam na condutividade térmica geral do concreto, por conta das diferenças de valores de condutividade térmica entre certos tipos de agregados e a pasta de cimento. Desse modo, uma mistura rica em cimento, que possui maior quantidade de cimento por metro cúbico de concreto, apresenta condutividade térmica mais alta quando comparada com uma mistura mais pobre, que tem menor quantidade de cimento por metro cúbico de concreto.

A condutividade térmica apresenta muita divergência em seus resultados experimentais, em função dos diversos tipos de materiais e dosagem utilizados no concreto. Adota-se como o único consenso nos resultados experimentais que a condutibilidade térmica do concreto decresce com o aumento da temperatura (Bažant e Kaplan, 1996).

De acordo com a Figura 2.4, observa-se que a condutividade térmica é muito pouco afetada pela variação normal da temperatura ambiente, porém ela se altera muito em altas

temperaturas, devido ao fato de ocorrerem transformações físico-químicas durante o aquecimento.

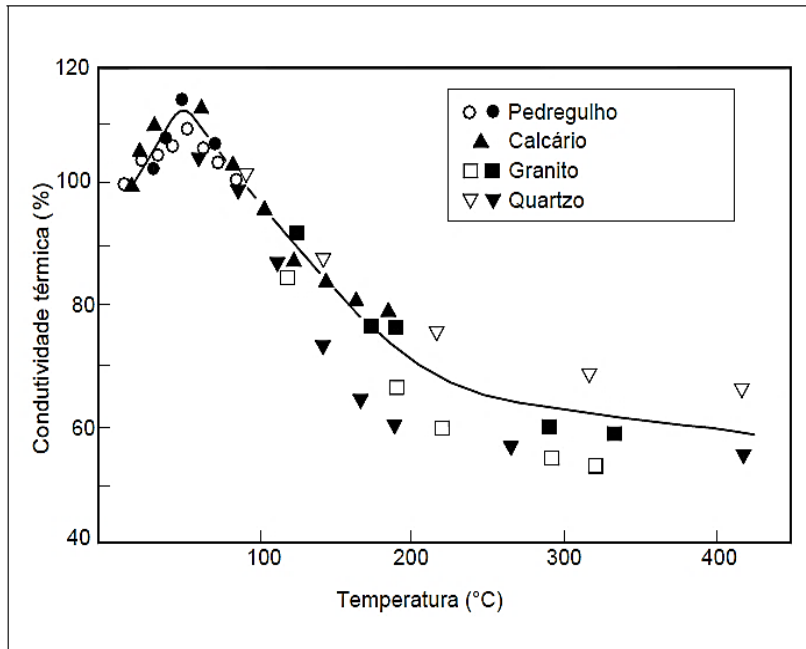


Figura 2.4 – Efeito da temperatura na condutividade térmica do concreto do concreto inicialmente saturado (FIB, 2007).

2.3.1.4 Calor específico

Segundo a FIB (2007), o calor específico é uma propriedade térmica sensível às várias transformações em altas temperaturas que ocorrem no concreto. Pode-se citar, como exemplo, a vaporização da água livre aos 100 °C e a dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e H_2O entre 400 e 500°C e as transformações α - β em alguns agregados de quartzo. O calor específico do concreto aumenta significativamente com o aumento da umidade devido ao alto valor do calor específico da água (FIB (2007) *apud* Klein Junior, 2011)

De acordo com o Eurocode 2 (2004), o calor específico é função do teor de umidade e da temperatura do concreto, sendo pouco influenciado pelo tipo agregado e pelo teor de argamassa na mistura, uma vez que o calor específico dos agregados e da pasta de cimento possuem valor similar.

O gráfico da Figura 2.5 apresenta a variação do calor específico do concreto com a temperatura considerando três teores de umidade (0, 1,5 e 3%).

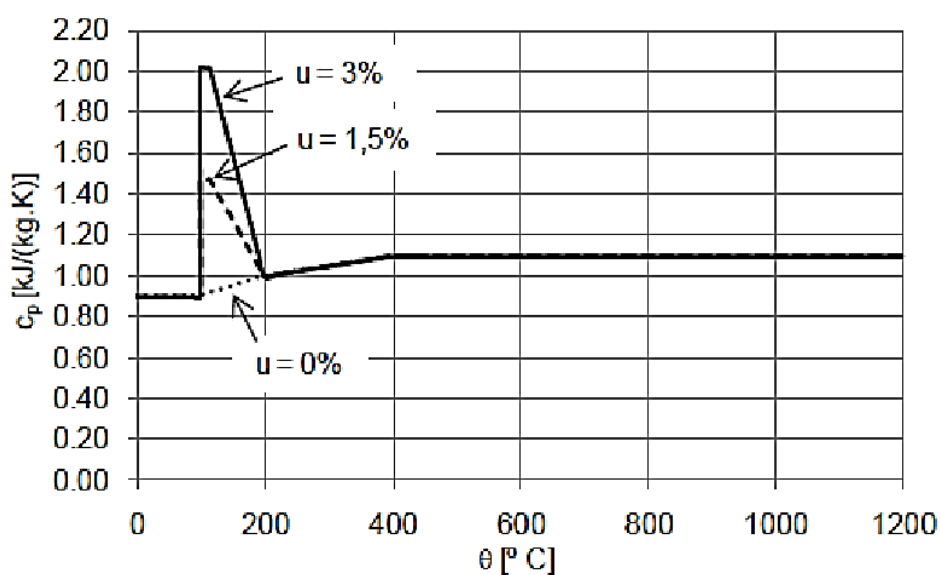


Figura 2.5 – Calor específico do concreto C_p em função da temperatura, considerando três valores para o teor de umidade do concreto (Fonte: EN 1992-1-2:2004).

Por este gráfico, nota-se que o calor específico do concreto aumenta consideravelmente com o aumento da umidade graças ao alto valor do calor específico da água. Isso se comprova ao observar no gráfico que o maior valor de calor específico equivale ao teor de umidade de 3%. Observa-se ainda o aumento do calor específico na temperatura em torno dos 100 °C, devido principalmente à evaporação da água livre.

Como se vê, o tipo de agregado possui pouca influência no comportamento dessa propriedade e, por esse motivo, as curvas de calor específico do concreto têm sido adotadas para todos os tipos de agregados.

Assim, em situação de incêndio e em temperatura ambiente não é recomendado o uso de concretos com teor de umidade maior que 4%, sendo que eles podem ter a sua estrutura danificada para umidades superiores a 3%.

2.3.1.5 Massa específica

Experimentos comprovam que, com o aumento de temperatura, há um decréscimo sutil da massa específica do concreto, o que se deve essencialmente à evaporação da água livre. Em seguida, após a exposição às elevadas temperaturas, a redução da massa específica é provocada pelo aumento de volume causado pelas expansões térmicas decorrentes das transformações mineralógicas que os agregados sofrem acima dos 500 °C.

A Figura 2.6 apresenta a variação da massa específica de concretos com quatros diferentes tipos de agregados em função da temperatura.

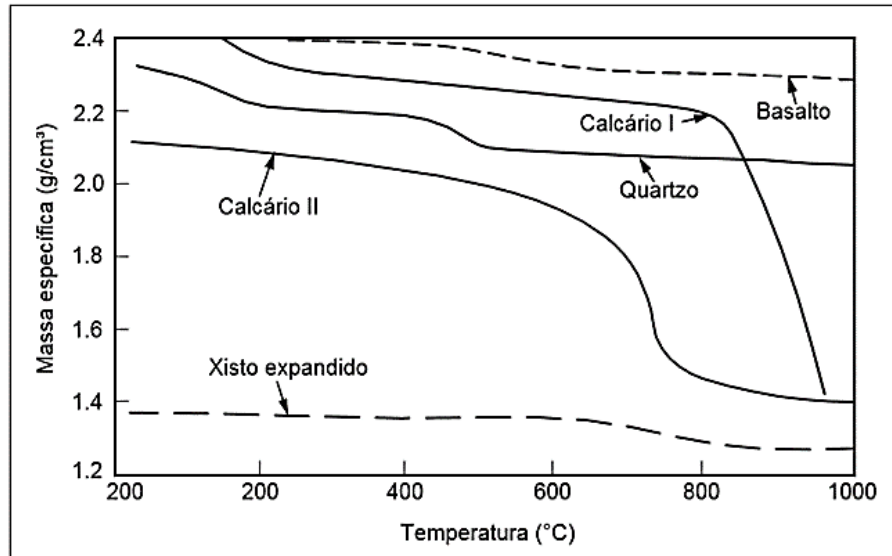


Figura 2.6 – Massa específica de concretos com quatros diferentes tipos de agregados em função da temperatura. Nota: agregados de origem calcária de dois experimentos distintos (FIB, 2007).

O gráfico da Figura 2.6 ratifica a afirmação de que, com o aumento de temperatura, há uma redução da massa específica do concreto, independentemente do tipo de agregado analisado. De fato, essas mudanças estão relacionadas com as alterações de massa, dilatação térmica e alterações na porosidade durante o aquecimento. Observa-se ainda que a dissociação que ocorre nos agregados mostra significativa redução de massa aos 600 °C e um considerável aumento de porosidade.

2.3.1.6 Distribuição de temperatura no concreto

O comportamento dos materiais e da estrutura de concreto em uma situação de incêndio depende da evolução de temperatura ao longo do tempo, que pode variar consideravelmente para diversos cenários de incêndio.

A norma brasileira a ABNT 13860:1997 – Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio, define que o fogo é um processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz. Então, o produto de combustão de materiais inflamáveis pode ser considerado como sendo o desenvolvimento simultâneo de calor e luz.

O incêndio, por sua vez, é o fogo fora de controle, o qual pode ser extremamente perigoso para os seres vivos e para as estruturas em geral, seja de concreto, metálica ou de madeira, de acordo com a ABNT NBR 13860:1997. Embora tenham baixa probabilidade de ocorrência, suas origens podem ser diversas, em qualquer lugar e qualquer período da vida edificação. Os incêndios devem ser evitados nas edificações, visto que o aumento de temperatura no concreto causa perdas de resistências mecânicas e durabilidade.

Segundo Costa (2008), o incêndio pode ser caracterizado por uma curva temperatura-tempo com dois estágios bem definidos: o ascendente, que representa a elevação de temperatura, e o descendente, que representa o estágio de resfriamento, conforme demonstrado na Figura 2.7.

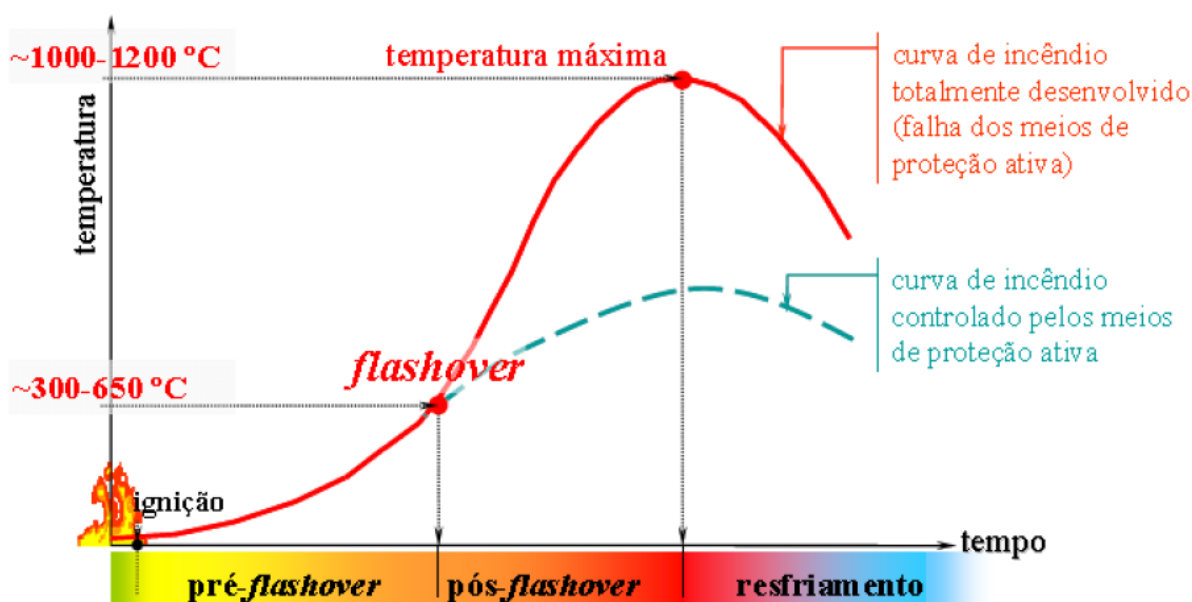


Figura 2.7 – Estágios principais de um incêndio real (Costa, 2008).

Costa (2008) divide em estágios o comportamento desta curva de incêndio real, a saber:

- Ignição (ou ignificação): estágio em que ocorre o início da inflamação, seguido por crescimento gradual de temperatura, quase sem influências das características do comportamento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural;
- Pré-*flashover*: estágio de aquecimento caracterizado por uma aceleração no crescimento da temperatura. Neste estágio, o incêndio ainda é localizado e a sua duração depende das características do compartimento (vãos e aberturas, material utilizado na compartimentação, entre outros) até a possibilidade do *flashover*;

- c) *Flashover*: é um período muito curto, a partir do qual todo compartimento é tomado pelas chamas e o incêndio se torna incontrolável pelos meios de proteção ativa. Segundo Costa (2008), pode ser definido como o instante de inflamação generalizada;
- d) Pós-*flashover*: todo o material combustível no compartimento entra em combustão, o que gera uma mudança súbita de crescimento de temperatura. A temperatura dos gases quentes é superior ao patamar dos 300 °C até atingir o pico da curva, normalmente com temperatura superior a 1000°C;
- e) Resfriamento: estágio que representa a redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente, após a completa extinção do material combustível ou após o controle do fogo. Sem cargas de incêndio para alimentar as chamas, inicia-se o arrefecimento gradual incêndio.

Normalmente, a simulação de incêndio real ou natural é bem complexa, pelo fato de cada incêndio possuir sua especificidade, as quais dependem basicamente da máxima temperatura atingida, da taxa de aquecimento e duração do evento (sinistro de incêndio). No entanto, um incêndio padrão não corresponde a um incêndio real, assim as análises dessas curvas devem ser criteriosas.

Para a avaliação da resistência ao fogo de estruturas, é mais recomendável utilizar uma curva temperatura-tempo nominal, que não apresenta a fase de resfriamento (ramo descendente), considera como uniforme a temperatura dos gases no ambiente em que ocorre o incêndio e adota-se que o material combustível é celulósico que é geralmente indicado para edificações (Costa e Silva, 2006; FIB, 2007; Costa, 2008). Esta curva é apresentada na Figura 2.8.

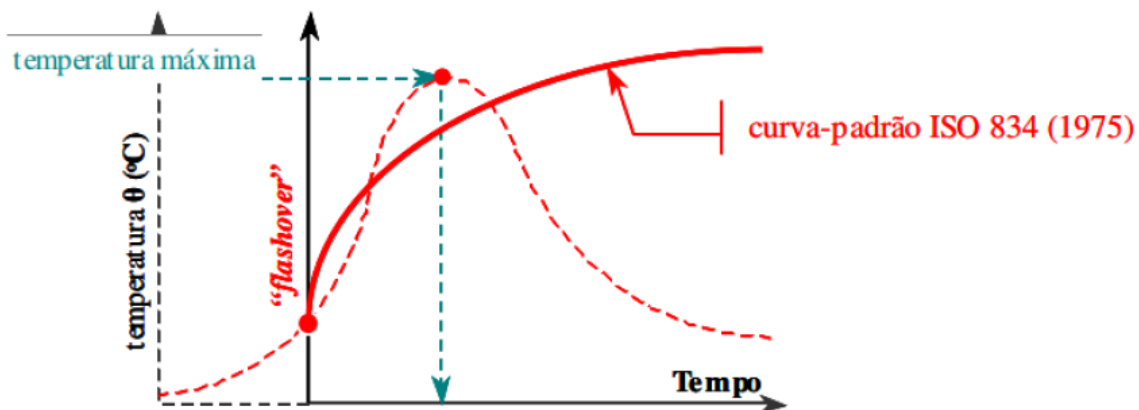


Figura 2.8– Curva temperatura-tempo do modelo de incêndio-padrão (Costa e Silva, 2006).

As normas internacionais ISO 834 e Eurocode 1 (2002) apresentam a curva de incêndio-padrão, que é similar à apresentada pela a norma brasileira ABNT NBR 5628:2001 – Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo.

De acordo com a norma ABNT NBR 5628:2001 esta curva pode ser expressa pela Equação (2.2):

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.2)$$

Onde t é o tempo a partir do início do ensaio, medido em minutos, T é a temperatura do forno no instante t , em °C, e T_0 é a temperatura inicial do forno, em °C.

A principal diferença entre as normas é que a norma brasileira ABNT NBR 5628:2001 assume a temperatura inicial seja entre 10 °C e 40 °C, enquanto a norma EN 1991-1-2:2002 admite que ela seja igual 20 °C,

A norma brasileira ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento, define o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), que é determinado por meio da exposição à curva-padrão de incêndio o tempo mínimo de resistência dos elementos estruturais. Assim, o TRRF é um período mínimo normalizado que, durante um cenário de incêndio simulado por uma curva-padrão, considera que uma determinada estrutura manterá suas funções de desempenho.

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. De acordo com a norma ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, este processo gera a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além dos esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos.

A ABNT NBR 14432:2001 apresenta duas tabelas principais para a determinação do TRRF de elementos construtivos de edificações: uma classifica as edificações quanto à sua ocupação, através de grupos e subdivisões preestabelecidas, e outra classificação é em função do tipo de ocupação, profundidade do subsolo e altura da edificação.

O concreto tem baixa condutividade térmica, pois as medidas de temperaturas nas camadas mais externas são elevadas, enquanto que as temperaturas nas camadas mais internas permanecem relativamente baixas (FIB (2007) *apud* Klein Júnior, 2011). Considera-se a temperatura uniforme no interior do elemento de concreto para o dimensionamento das estruturas de concreto submetidas ao fogo.

Dentro deste contexto, nota-se que o estudo da distribuição de temperatura na seção transversal da estrutura de concreto e o desenvolvimento de metodologias que proporciona ensaios experimentais normatizados para entendimento do comportamento do concreto em situações de incêndio são de suma importância.

2.4 Alterações das propriedades mecânicas do concreto submetido a altas temperaturas

A resistência à compressão e à tração, o módulo de elasticidade e a relação de tensão-deformação dos materiais são de fato as propriedades mecânicas mais importantes para análise estrutural, sendo que quanto mais a temperatura da estrutura aumenta mais elas variam com comportamento decrescente. A intensidade dessa variação é função associada à taxa de aquecimento e do tempo que ocorrem ações térmicas externas, causadas pelas altas temperaturas.

2.4.1 Redução da resistência à compressão

Costa (2008) aponta que a redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura, é calculada através de um coeficiente redutor $k_{c,\theta}$, conforme observado na Figura 2.9. Este coeficiente é adotado no dimensionamento estrutural. Assim, o valor característico da resistência do concreto à compressão para uma dada temperatura pode ser calculado segundo a Equação(2.3):

$$f_{ck,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck,20} \quad (2.3)$$

Em que $f_{ck,\theta}$ é a resistência característica do concreto à compressão à temperatura elevada θ (MPa), $k_{c,\theta}$ é fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (adimensional) e $f_{ck,20}$ é resistência característica do concreto à compressão a temperatura ambiente (MPa).

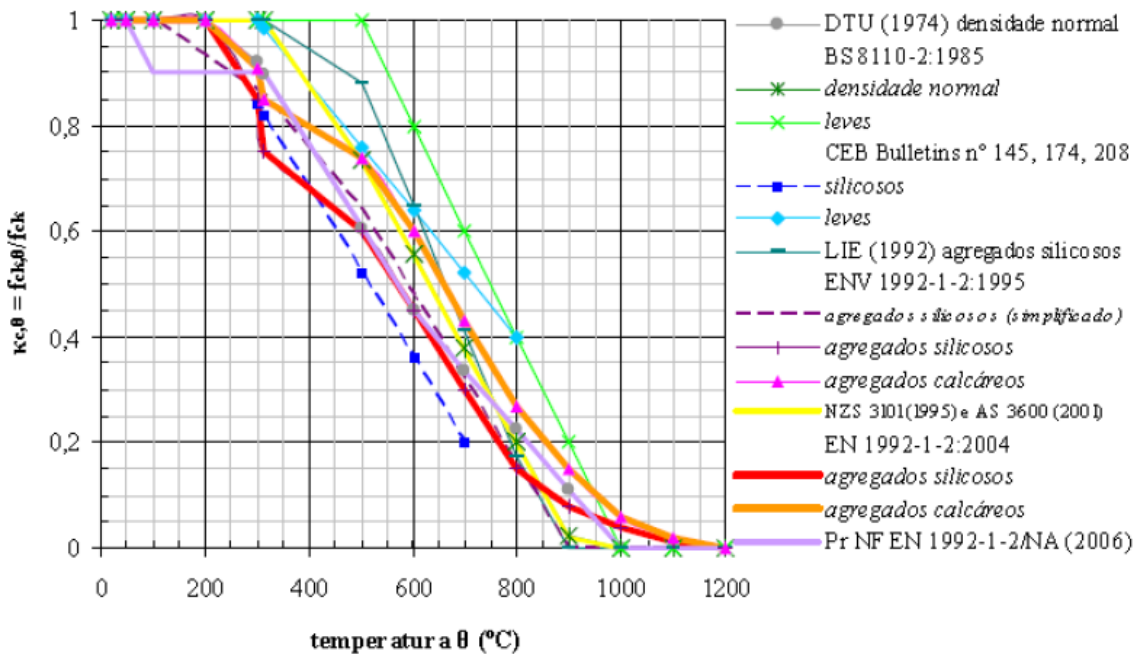


Figura 2.9 – Fator de redução de resistência característica à compressão do concreto em altas temperaturas, de diversas normas (Costa, 2008).

A norma ABNT NBR 15200:2012 foi embasada no Eurocode 2 (2004), que também está em consonância com as observações de Costa (2008).

Neste sentido, a Figura 2.10 e a Figura 2.11 apresentam um estudo desenvolvido por diversos autores, com a compilação dos fatores de redução da resistência à compressão do concreto de resistência normal (CRN) e do concreto de alta resistência (CAR), respectivamente, em função da elevação de temperatura.

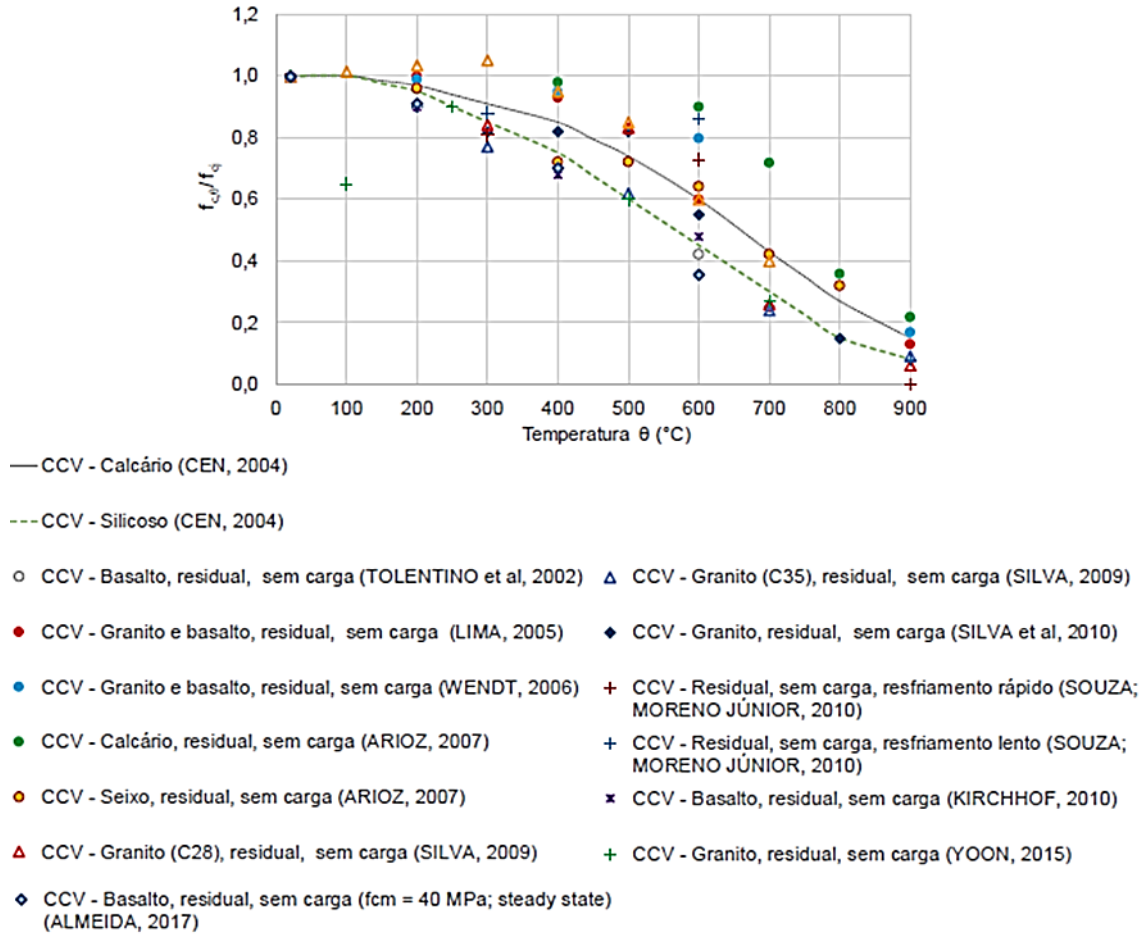


Figura 2.10 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (CRN) em função da temperatura (Sollero, 2019).

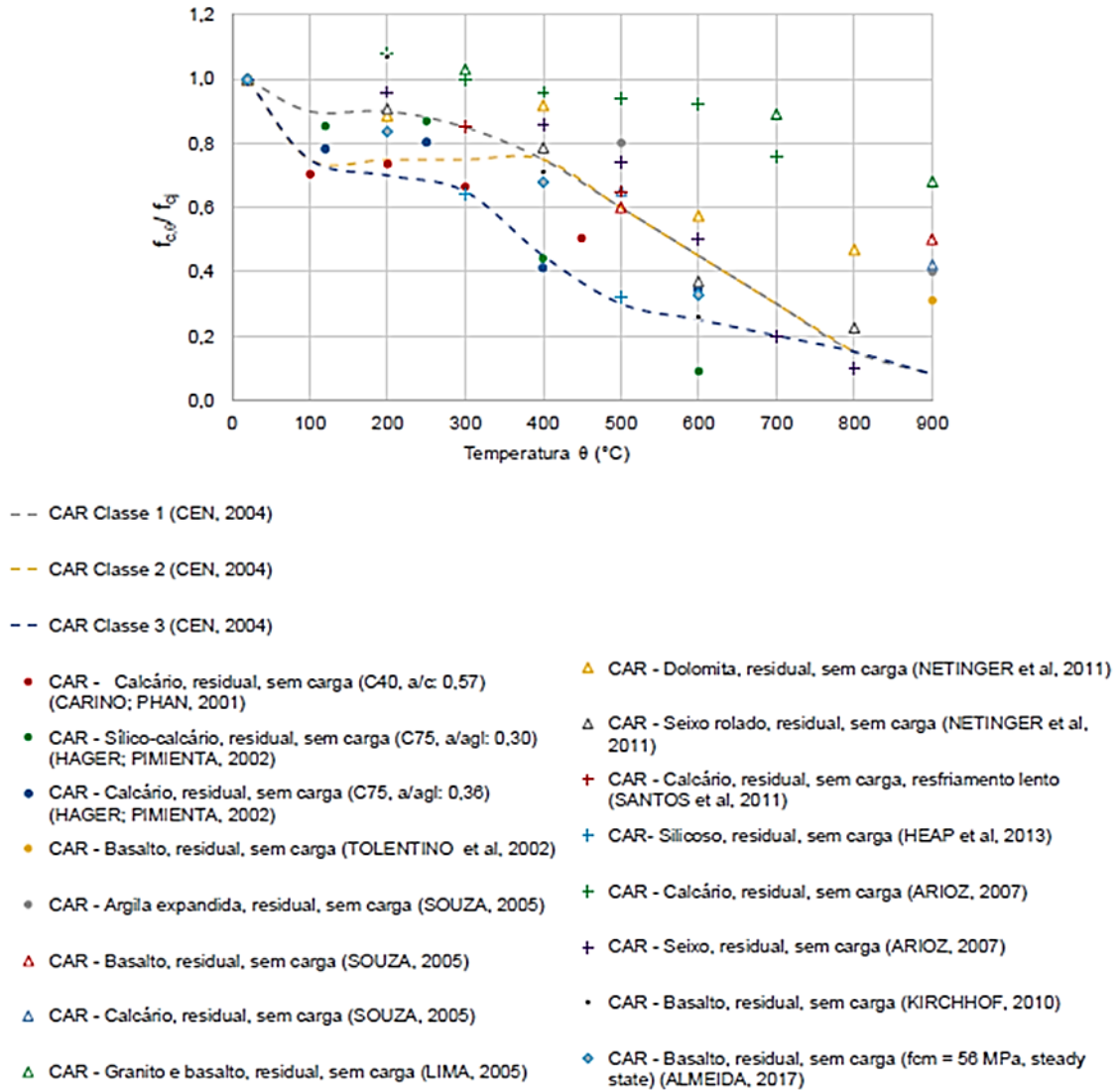


Figura 2.11 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto (CAR) em função da temperatura (Sollero, 2019).

Observa-se considerável dispersão dos resultados apresentados tanto no gráfico da Figura 2.10 quanto no da Figura 2.11, assim como o uso de diferentes agregados graúdos, regime de ensaio e traços.

Segundo Schneider (1988), diversos fatores afetam especialmente a redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura, sendo eles:

- a) A resistência à compressão original e a relação água/cimento, em concretos de resistência normal (CRN), dificilmente exercem influência na redução proporcional dessa propriedade do concreto quando exposto às altas temperaturas;

- b) O tipo de cimento utilizado é responsável por uma baixa variação da referida resistência;
- c) A relação cimento/agregado apresenta um efeito significativo na redução da resistência à compressão do concreto submetido às altas temperaturas, a qual é a menor para as misturas mais pobres de cimento.
- d) O tipo de agregado graúdo exerce influências claras na redução da resistência à compressão do concreto nessas condições, sendo que sua dimensão máxima também proporciona alterações no comportamento do material;
- e) A aplicação de tensão durante o aquecimento influencia a propriedade em questão consideravelmente, sendo que a resistência à compressão do material é superior quando o ensaio é realizado com as amostras aquecidas sob carga, em comparação com aquelas aquecidas sem carga e ensaiadas antes ou após o resfriamento;
- f) A taxa de aquecimento, cujo efeito é variável e depende das dimensões das amostras, como destaca Hertz (2007);
- g) A forma de aplicação de tensão, dado que a resistência à compressão biaxial é superior à resistência uniaxial.

2.4.2 Redução do módulo de elasticidade

Afetado pelo tipo e volume dos agregados, o módulo de elasticidade do concreto é mais sensível à elevação de temperatura do que a resistência à compressão por sofrer maior influência da fissuração na zona de transição entre a pasta e os agregados (FIB, 2007; Mehta e Monteiro, 2014)

De maneira análoga à do tópico anterior, a Figura 2.12 apresenta um estudo segundo diversos autores, com a compilação dos fatores de redução do módulo de elasticidade do CRN e do CAR em função da elevação da temperatura.

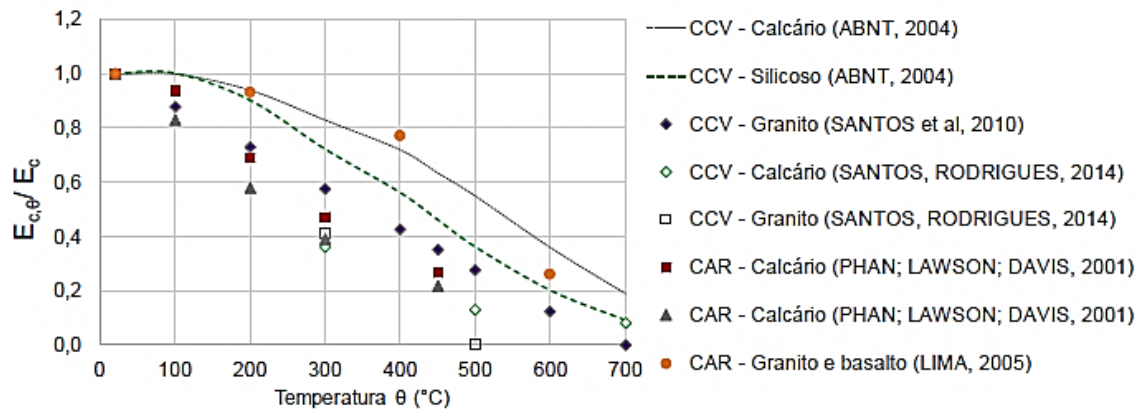


Figura 2.12 – Fatores de redução do módulo de elasticidade do concreto de resistência normal (CRN) e do concreto de alta resistência (CRA) em função da temperatura (Sollero, 2019).

Almeida (2017) enfatiza que as normas ABNT NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2:2004, em suas versões atualizadas, não determinam diretamente fatores de redução do módulo de elasticidade do concreto submetido às altas temperaturas, mas oferecem valores que associam a deformação linear específica do concreto à temperatura e a resistência à compressão do material.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 estabelece que, entre os vários valores de módulo de elasticidade, o módulo secante é o que deve ser utilizado nas análises estatísticas de projeto, especialmente na determinação dos esforços solicitantes e verificação de estado limite.

Segundo Schneider (1988), diversos fatores afetam especialmente a redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura:

- a) A resistência à compressão original, a relação água/cimento e o tipo de cimento exercem pouca influência na redução proporcional do módulo de elasticidade do concreto submetido às altas temperaturas;
- b) O tipo do agregado graúdo e a relação cimento/agregado exercem grande influência na redução do módulo de elasticidade do concreto submetido às altas temperaturas;
- c) A aplicação de tensão durante o aquecimento afeta consideravelmente o módulo de elasticidade do concreto, o qual é superior quando o ensaio é realizado com as amostras aquecidas sob carga, em comparação com aquelas aquecidas sem carga e

ensaiadas antes ou após o resfriamento, tal como acontece com a resistência à compressão.

2.4.3 Redução da resistência à tração

Mehta e Monteiro (2014) expressa que o menor valor da resistência à tração do concreto em relação à resistência à compressão, em condições normais de temperatura, é em consequência da ruptura do material sob tensão, que normalmente ocorre na região mais frágil, isto é, na zona de transição entre a argamassa e o agregado graúdo.

No concreto submetido às altas temperaturas, a resistência a tração sofre degradação mais intensa e rápida do que a resistência à compressão, tanto pela zona de transição se desidratar e fissurar facilmente, bem como pela retração diferencial entre os materiais. Consequentemente, a redução da resistência à tração do concreto sob aquecimento pode ser mais lenta quando o agregado utilizado é carbonático, que torna a zona de transição mais forte e cujo coeficiente de dilatação é mais próximo do coeficiente da argamassa (Mehta e Monteiro, 2014; Lima *et al*, 2004).

Na Figura 2.13 é apresentado um estudo que reúne os fatores de redução da resistência à tração do CRN e do CAR em função da elevação da temperatura.

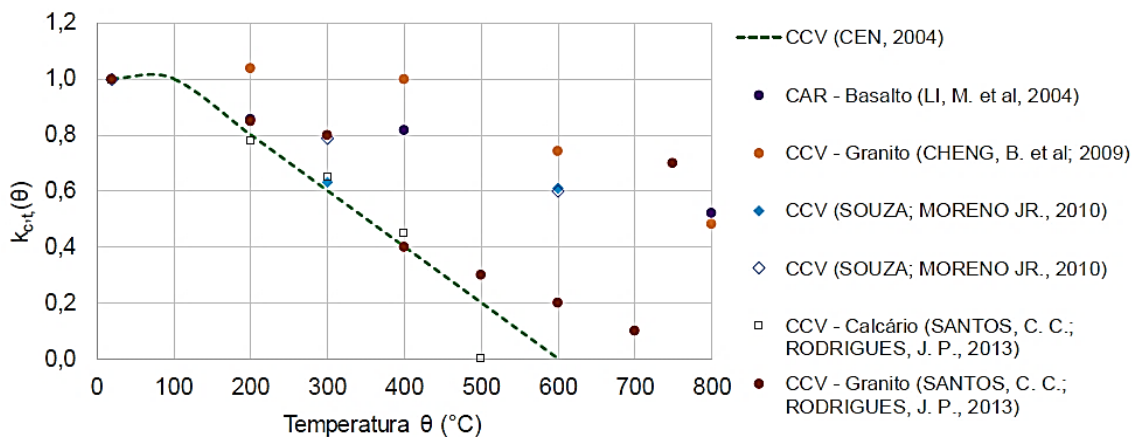


Figura 2.13 – Fatores de redução da resistência à tração do concreto de resistência normal (CRN) e do concreto de alta resistência (CRA) em função da temperatura (Sollero, 2019).

2.5 *Spalling* do concreto

O *spalling* do concreto é um fenômeno físico que pode ser classificado como sendo o violento/explosivo ou não violento/explosivo deslocamento de camadas ou pedaços de concreto da superfície de um elemento estrutural quando exposto a altas temperaturas e rápidas taxas de aquecimento, ambas caracterizadas por um cenário de incêndio (FIB, 2007). Segundo Kodur (2005), o CAR, quando comparado ao CRN, é mais suscetível a este tipo de formação de pressão, principalmente em função da sua baixa permeabilidade ao vapor de água.

Quando o *spalling* ocorre no concreto armado, há transmissão de calor para armaduras proveniente das camadas mais profundas do concreto, que são expostas a temperaturas superiores. Aumentando-se a temperatura, a expansão da armadura é maior que a do concreto, o que pode induzir à formação e o agravamento de fissuras na região da barra. Além disso, a expansão térmica diferencial pode causar fissuração aleatória superficial e levar a rupturas mais profundas (Georgali e Tsakiridis, 2005).

De acordo com FIB (2007), o *spalling* pode ocorrer de forma isolada ou concomitante, sendo classificado em diferentes tipos, entre eles: lascamento do agregado (*aggregatespalling*), lascamento explosivo (*explosivespalling*), lascamento superficial e violento durante o incêndio (*superficialspalling*), lascamento superficial e não violento (*sloughingoff*), lascamento de quina (*cornerspalling*) e lascamento pós-resfriamento (*post coolingspalling*).

De todas as categorias do *spalling*, o lascamento explosivo (*explosivespalling*) é considerado o mais grave e severo, o qual pode afetar diretamente a integridade e a estabilidade dos elementos e da estrutura (Ali, 2002).

Khoury (2000) divide em três grupos os mecanismos que podem explicar o lascamento explosivo do concreto: lascamento em função da pressão de vapor nos poros, da tensão térmica e da associação de pressão de vapor nos poros e da tensão térmica.

A densidade e o teor de umidade do concreto são dois fatores que influenciam a ocorrência de *spalling*. Em relação à densidade, quanto maior for seu valor, maiores as possibilidades de ocorrência do fenômeno, e com relação ao teor de umidade, limita-se a ocorrência de *spalling* quando o peso da umidade é superior a 3% (Hertz, 2003).

A teoria envolvendo pressão dos poros, bastante difundida internacionalmente, utilizam o modelo conhecido como “*moisture clog model*” ou modelo de bloqueio de umidade, formulado nos estudos precursores de Shorter e Harmanthy (1965) *apud* FIB (2007). Segundo essa teoria, a pressão de vapor de água extremamente alta no interior de massa do concreto, gerada durante exposição ao fogo, não consegue ser extravasada devido à baixa permeabilidade do concreto de alta resistência

Kodur (2005) menciona que na faixa de temperatura dos 300 °C esta pressão pode alcançar valores iguais ou superiores a 8 MPa, sendo que estes valores ultrapassam a resistência à tração do concreto de alta resistência, que em geral apresenta valores na ordem de 5 a 7 MPa.

2.5.1 Fatores de influência

O Quadro 2.1 apresenta os fatores que potencializam a ocorrência do *spalling*, divididos em internos e externos:

Quadro 2.1 – Fatores que influenciam a influência do *spalling* (NICE, 2006).

Internos	Externos
Relação água/cimento;	Taxa de aquecimento;
Existência de partículas finas e ultrafinas;	Temperatura máxima;
Natureza mineralógica do agregado;	Tempo de exposição;
Grau de hidratação;	Tipo de exposição ao calor (1D, 2D ou 3D);
Grau de saturação;	Dimensões e formato do elemento estrutural;
Dimensão do agregado graúdo;	Armaduras;
	Densidade do concreto, carregamento externo, principalmente compressão;
	Distribuição não uniforme da temperatura no concreto.

Com relação aos fatores internos, a relação água/cimento e o grau de saturação dos poros são os fatores mais relevantes. Segundo Nince (2006), o uso de um fator água/cimento muito baixo e adições com partículas finas e ultra-finas (metacaolim, sílica ativa, cinza volantes, entre outras) deixam o concreto mais denso, com baixa permeabilidade, o que impede a saída de vapor de água para atmosfera. Isso proporciona elevadas pressões e amplia o risco de

lascamento explosivo, o que indica que a suscetibilidade do concreto a esse fenômeno está relacionada com o nível de saturação dos poros e com a qualidade de sua microestrutura.

Outro fator interno relevante é o tipo de agregado, pois a pasta de cimento expande a baixas temperaturas, enquanto que o agregado dilata até degradar quimicamente, proporcionando uma incompatibilidade nas deformações durante a ação do fogo no concreto. Essa situação é mais drástica no caso em que se utiliza agregado silicoso, termicamente mais instável.

Em relação aos fatores externos, são considerados os mais importantes a taxa de aquecimento, a temperatura máxima e o tempo de exposição, sendo que estes influenciam na formação de gradientes térmicos de pressão. Destaca-se ainda que, para bom comportamento da estrutura de concreto frente às altas temperaturas, existem fatores da intensidade e tipo de exposição do calor proveniente das ações térmicas externas, bem como os parâmetros da dimensão da peça, o carregamento aplicado e a armadura.

Hertz (2003) discorre sobre o formato dos elementos estruturais e suas dimensões, onde a seção transversal estreita pode gerar rápido aquecimento e grandes gradientes de umidade e a espessuras variadas provocam tensões térmicas.

2.5.2 Fatores de minimização e prevenção

Em pesquisas envolvendo corpos de provas de alta resistência, Phan (2002) observou que uma alternativa para reduzir os efeitos de formação de pressão interna no concreto pode ser concebida através da introdução de fibras de polipropileno nas misturas de concreto. No trabalho desenvolvido pelo autor, foi possível caracterizar o comportamento do CRN quanto aos aspectos de formação de pressão interna, sendo este equivalente ao CAR quando submetidos a elevadas temperaturas, simplesmente pelo fato da introdução de fibras de polipropileno.

Esta análise pode ser constatada através do estudo da pressão dos poros exercida nos concretos CRN e CAR em função do tempo, provenientes da exposição de elevadas temperaturas que podem alcançadas em um cenário de incêndio.

Observa-se na Figura 2.14 a pressão alcançada nos poros de um CAR sem a incorporação de fibras de polipropileno.

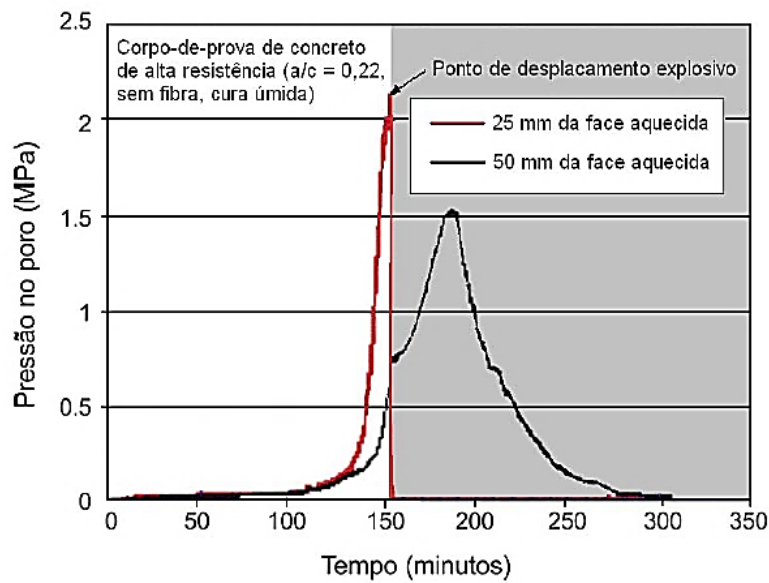


Figura 2.14 – Pressão interna em diferentes profundidades, ao longo do tempo, em um concreto de alta resistência, sem introdução de fibras de polipropileno (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).

Por outro lado, observam-se na Figura 2.15 as pressões alcançadas nos poros do concreto CRN e CAR, com a incorporação de certas quantidades fibras de polipropileno no concreto CAR.

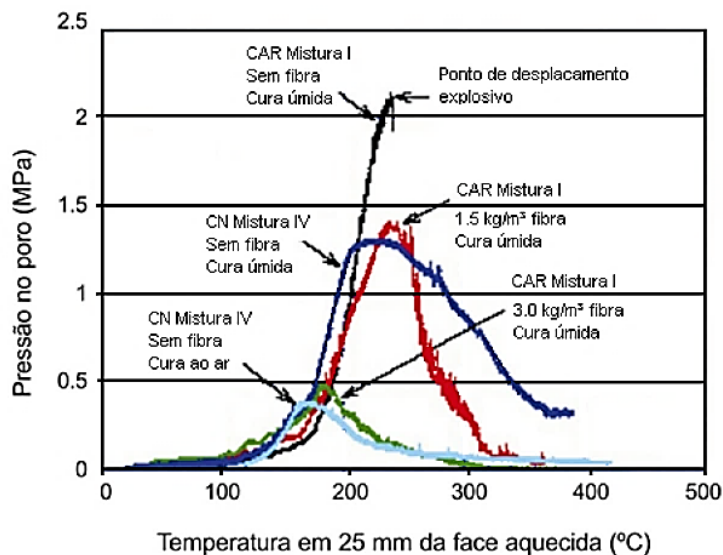


Figura 2.15 – Pressão equivalente dos dois tipos de concretos (CRN: normal e CAR: alta resistência), com introdução de fibras de polipropileno no concreto de alta resistência (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).

Neste contexto, a comunidade científica define que o *spalling* é um fenômeno aleatório onde muitas vezes seu desenvolvimento contraria as expectativas. A introdução das fibras de polipropileno reduz a pressão dos poros no concreto CRN e CAR, conforme observado na

Figura 2.14 e na Figura 2.15, porém não garante necessariamente a integridade do concreto frente a elevadas temperaturas.

Portanto, é importante enfatizar que, para avaliar a probabilidade real de ocorrência do fenômeno de *spalling*, deve-se realizar um estudo criterioso levando em consideração as condições do programa experimental e os fatores intrínsecos do material e do elemento estrutural.

2.6 Regime de ensaio

O regime de ensaio deve ser definido de acordo com a finalidade para a qual os dados serão utilizados, dependendo do regime de aquecimento, da combinação da condição de carregamento das amostras, do momento que cada ação é realizada, do modo térmico utilizado, sendo interferida também pelas condições de umidade do concreto (Costa, 2008; FIB, 2007).

Segundo Phan (1996), existem três métodos comuns de ensaios para concreto submetido a elevadas temperaturas: ensaio com carga aplicada, ensaio sem carga aplicada e ensaios de propriedades residuais sem carga aplicada. Entretanto, a maioria dos estudos experimentais sobre a influência da temperatura nas propriedades mecânicas e durabilidade dos concretos CAR e CRN foi realizada com ensaios de propriedades residuais sem carga aplicada. Segundo o autor, estes ensaios consistem em aquecer a amostra, sem pré-carregamento, em uma taxa constante até uma temperatura predeterminada, a qual é mantida até o alcance do equilíbrio térmico no interior da amostra e, então, é submetida ao resfriamento, também seguindo uma taxa prescrita, até a temperatura ambiente. O carregamento é então aplicado em temperatura ambiente, até a ruptura da amostra.

Por outro lado, FIB (2007) define os modos térmicos que representam o regime de ensaio de forma mais ampla, a saber:

- a) A frio, antes do aquecimento – geralmente aplicado em amostras de controle;
- b) Transiente durante o aquecimento;
- c) Constante, em temperatura elevada e estável;
- d) Transiente durante o resfriamento;
- e) Residual, em temperatura ambiente após o resfriamento;

- f) Pós-resfriamento, em um determinado período após o resfriamento;
- g) Após o segundo aquecimento e assim por diante.

Costa (2008) e Schneider *et al.*, (2007) mencionam que o regime de aquecimento pode ser transiente ou constante.

O regime de aquecimento constante constitui dois estágios, sendo que no primeiro estágio é aplicada uma taxa de aquecimento preestabelecida, até que se alcance uma temperatura anteriormente determinada. Já no segundo estágio, as amostras são submetidas a um período de consolidação térmica, também titulada patamar, caracterizado por uniformizar a temperatura. Constantemente, este tipo de regime de aquecimento é aplicado aos modos térmicos com ensaios a frio, após o resfriamento, residuais ou durante o patamar, como ensaios que a determinam a resistência à tração, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto.

O regime de aquecimento transiente, por sua vez, é definido pela alteração térmica da temperatura ao longo do ensaio. Conforme demonstrado na curva padrão da ISO 834 em situações de incêndios reais (Figura 2.8), estes ensaios são indicados para a determinação da fluência transiente do concreto, da deformação térmica e tensões decorrentes da restrição à retração do material durante o aquecimento, conforme a recomendação RILEM TC 200-HTC (Schneider *et al.*, 2007).

O gráfico da Figura 2.16 ilustra os regimes de aquecimento com o uso de várias taxas de aquecimento em diferentes pesquisas. Nele, nota-se o uso de várias taxas de aquecimento empregadas pelos autores, o que sugere uma provável explicação para a alta dispersão dos resultados encontrados na literatura de resistência à compressão residual do concreto. Observa-se ainda que o gráfico da Figura 2.16 não contém o regime resfriamento das amostras ensaiadas a frio, porque seu controle foi informado apenas por Arioiz (2007) que utilizou a taxa 2 °C/min e por Souza (2005), cuja taxa equivale a 1 °C/min. Este regime de resfriamento das amostras pode ser classificado como natural ou forçado, adotando ou não uma taxa de resfriamento constante (FIB, 2007).

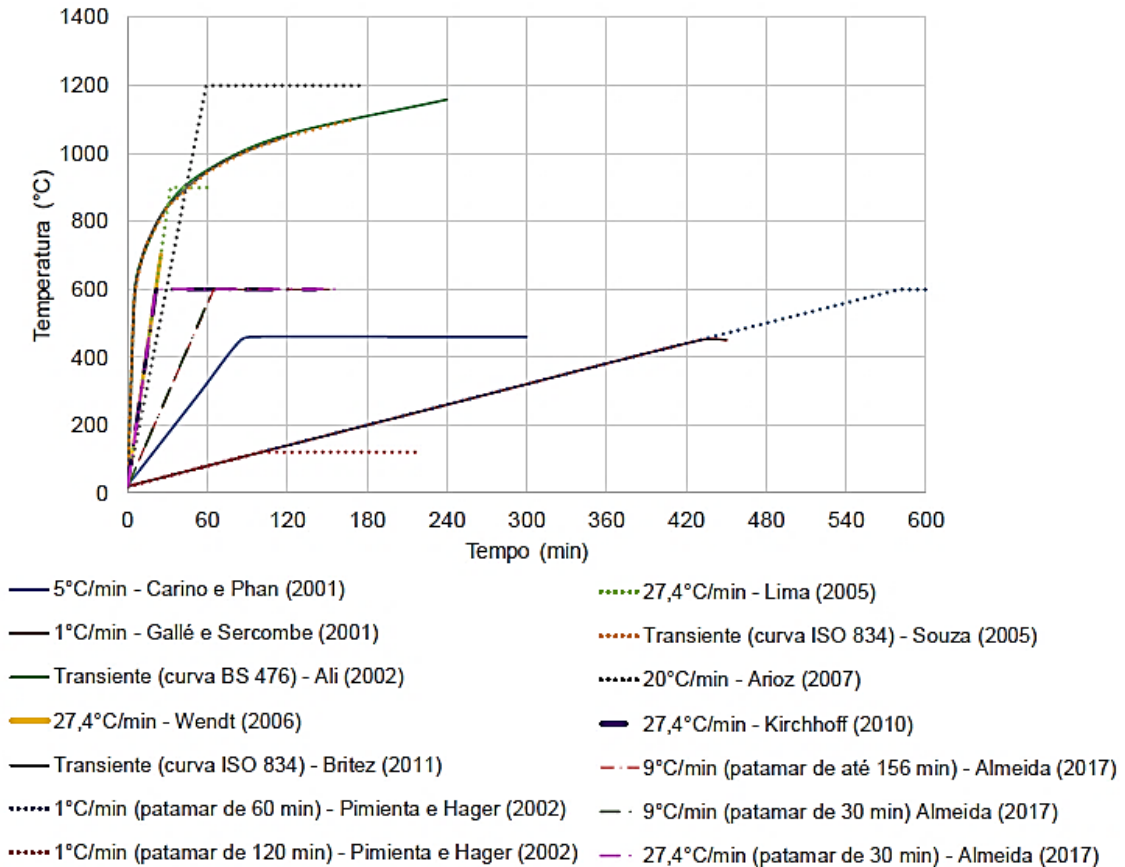


Figura 2.16 – Regime de aquecimentos utilizados em diferentes estudos (Sollero, 2019).

2.7 Concretos reforçados com fibras

É consenso da comunidade científica que o concreto apresenta um comportamento marcadamente frágil, com baixa capacidade de deformação do material antes da ruptura, como consequência de sua fragilidade e baixa resistência à tração quando comparada com a resistência à compressão. Uma alternativa para esta deficiência foi a utilização de fibras com reforço desses materiais (Resende, 2003).

Segundo Figueiredo (2011), os concretos com fibras são compostos constituídos de, pelo menos, duas fases distintas principais, entre elas: o próprio concreto, denominado matriz, e as fibras que podem ser produzidas a partir de diferentes materiais, como aço, vidro, polipropileno, náilon, entre outras. Na Tabela 2.4 encontram-se algumas características físicas e mecânicas das fibras atualmente utilizadas.

Tabela 2.4 – Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de matrizes (Bentur e Mindess (1990) *apud* Figueiredo, 2011).

Material	Diâmetro [µm]	Densidade [g/cm ³]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Resistência à tração [GPa]	Deformação na ruptura [%]
Aço	5 – 500	7,84	190 – 210	0,5 – 2	0,5 – 3,5
Vidro	9 – 15	2,6	70 – 80	2 – 4	2 – 3,5
Amianto	0,02 – 0,4	2,6	160 – 200	3 – 3,5	2 – 3
Polipropileno Fibrilado	20 – 200	0,9	1 – 7,7	0,5 – 0,75	8
Kevlar	10	1,45	65 – 133	3,6	2,1 – 4
Carbono	9	1,9	230	2,6	1,0
Nylon	–	1,1	4,0	0,9	13 – 15
Celulose	–	1,2	10	0,3 – 0,5	–
Acrílico	18	1,18	14 – 19,5	0,4 – 1,0	3
Polietileno	–	0,95	0,3	0,7x10 ⁻³	10
Fibra de Madeira	–	1,5	71	0,9	–
Sisal	10 – 50	1 – 50	–	0,8	3,0
Matriz de cimento para a comparação	–	2,5	10 – 45	3,7x10 ⁻³	0,02

As fibras são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal. Atualmente são denominadas macrofibras as fibras utilizadas para aumento de resistência do concreto, podendo elas ser de aço, vidro ou poliméricas. Já as microfibras, em geral poliméricas, não têm a função de reforço do concreto.

Figueiredo (2011) menciona que as propriedades de resistência mecânicas e o módulo de elasticidade são as duas propriedades mais importantes na definição de capacidade de reforço que a fibra pode proporcionar ao concreto, uma vez que o uso das mesmas tem, na maioria das vezes, o propósito de controlar a fissuração, servindo como ponte de tensões.

As fibras estão agrupadas em dois grupos, fibras de alto módulo ou fibras de baixo módulo, de acordo com a finalidade de utilização. Fibras que possuem módulo de elasticidade superior

ao do concreto são conhecidas com fibras de alto módulo, como as fibras de aço. Por outro lado, as fibras que possuem módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido são chamadas fibras de baixo módulo, como as fibras de polipropileno e náilon.

2.7.1 Fibras de polipropileno

As fibras de polipropileno são produzidas a partir de homopolímeros, resinas de polipropileno. Elas possuem a característica de diminuir significativamente as fissuras por contração plástica, bem como fissuras por retração por secagem no concreto. Além disso, as fibras polipropileno melhoram a ductilidade, a resistência mecânica e a resistência ao impacto de concretos. Estas vantagens são observadas sobretudo em sobreposições de pavimentos, lajes, sistemas de piso, pré-moldado e concreto projetado para revestimentos de túneis, canais e reservatórios. Outra área de aplicação de fibras polipropileno são as seções ocas de aço preenchidas com concreto.

As fibras de polipropileno são classificadas em macrofibras e microfibras. As microfibras se apresentam em duas formas básicas, os monofilamentos e as fibriladas. As fibriladas apresentam-se como uma malha de finos de filamentos de seção retangular, como exposto na Figura 2.17a. De acordo com Bentur e Mindess (1990) *apud* Figueiredo (2011), a estrutura de malha das fibras de polipropileno fibrilado propicia um acréscimo de adesão entre a fibra e a matriz, devido a um efeito de intertravamento. Já as fibras de monofilamentos consistem em fios cortados em comprimento padrão, conforme demonstrado na Figura 2.17b.



Figura 2.17 – (a) Fibras de polipropileno do tipo fibrilado (Figueiredo, 2011); (b) Fibras de polipropileno monofilamento (Figueiredo, 2011).

As principais finalidades da adição das fibras de polipropileno no concreto são: reduzir a exsudação, controlar a fissuração plástica causada por mudanças de volume em matrizes de concreto, reduzir o risco de *spalling* de concreto exposto a altas temperaturas e melhorar a resistência ao impacto (Figueiredo *et al.*, 2011)

2.7.2 Concreto reforçado com fibras de polipropileno exposto às altas temperaturas

A notável aplicação do CAR em estruturas leva à necessidade de compreender melhor o seu desempenho em elevadas temperaturas, tendo em vista que, nesta perspectiva, ainda não existem investigações extensivas. Pode-se deduzir que isso acontece porque ele possui uma microestrutura densa, o que parece ser uma desvantagem quando em altas temperaturas. Por isso, compreender o desempenho, as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do CAR após ele passar por diferentes ciclos térmicos torna-se uma das principais metas deste trabalho, considerando ainda corpos de prova de CAR com e sem adição de fibras de polipropileno.

Sabe-se que as propriedades mecânicas e a durabilidade do concreto reduzem quando ele é exposto ao calor, como também existe a possibilidade de ocorrência do fenômeno do *spalling*, podendo expor a armadura aos efeitos das elevadas temperaturas. Estes efeitos podem ser minimizados com a adição das fibras de polipropileno e barreiras térmicas e o uso de agregados com alta estabilidade térmica.

No trabalho desenvolvido por Hiremath e Yaragal (2019), utilizaram-se três dosagens de fibras diferentes no CAR, 0,1%, 0,5% e 0,9%. Os autores constataram que a fragmentação explosiva pode ser protegida usando dosagem mínima de fibras (0,1%) e que, à medida que a dosagem aumenta, o risco de fragmentação reduz. Além disso, o aumento da dosagem diminui as fissuras nas superfícies e poros quando o CAR é submetido a temperaturas elevadas, sendo que, neste caso, as conclusões deste trabalho apontam para o uso de dosagem de fibras 0,5% como melhor opção.

O Eurocode 2 (2004) especifica que a adição de fibras polipropileno ao concreto CAR é uma forma de minimizar a ocorrência do fenômeno *spalling*, como também recomenda o uso de 2 kg/m³ na dosagem do concreto. Portanto, essa dosagem foi adotada neste trabalho.

Em geral, as fibras de polipropileno fundem a aproximadamente na temperatura de 170 °C, enquanto o *spalling* pode ocorrer na faixa de temperatura entre 190 °C e 250 °C. De modo simplificado, as fibras de polipropileno, quando estão derretidas, são parcialmente absorvidas pela matriz de cimento, formando uma rede de pequenos vazios e canais permeáveis por onde o vapor pressurizado pode passar, evitando assim que a pressão venha a ser maior que a do concreto. Além disso, elas são capazes de criar uma interconectividade entre os poros, o que também é importante para a proteção do *spalling* do concreto.

Os caminhos criados pelas fibras derretidas devem se conectar aos poros pré-existentis (Heo *et al.*, 2012). Neste sentido, a Figura 2.18 apresenta os efeitos do concreto com e sem a adição de fibras de polipropileno exposto ao fogo. As fibras de polipropileno se fundem permitindo aliviar a pressão, reduzindo assim as tensões de tração internas e tendência de ocorrência ao *spalling*.

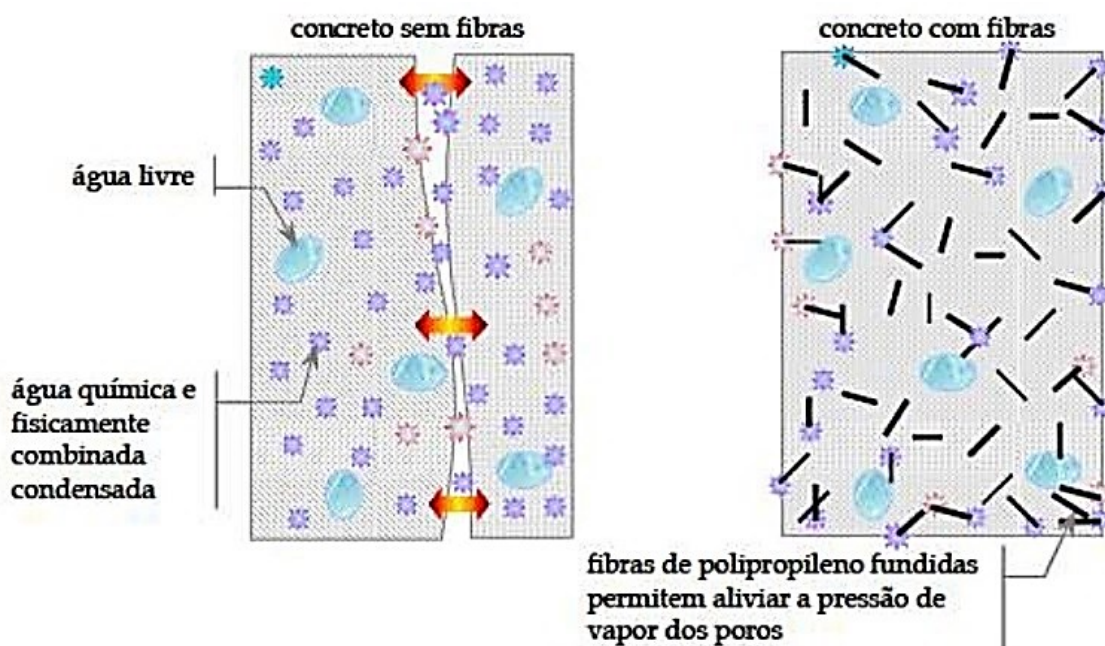


Figura 2.18 – Alívio da pressão interna de vapor no concreto através de canais formados pela fusão das fibras de polipropileno (Walraven (2002) *apud* Costa, 2002).

Nos trabalhos desenvolvidos Kalifa *et al.* (2001) e Bilodeal *et al.* (2004), constata-se que a adição de fibras de polipropileno diminui a pressão de vapor no concreto baseado na medição da pressão de vapor em amostras de concreto com e sem fibras de polipropileno. Os autores sugerem também que o pico de pressão nos poros do concreto diminui com o aumento das

quantidades de fibras de polipropileno e se torna relativamente maior com a quantidade de 1,75 kg/m³ de fibras de polipropileno.

Bentz (2000) apurou que a utilização de fibras de polipropileno no concreto exposto a elevadas temperaturas é de suma importância para a minimização do fenômeno *spalling*, porque fornece uma rota de fuga para o vapor de água, reduzindo assim a pressão nos poros do concreto. O autor também constatou que as fibras mais longas são mais eficientes, por causa da percolação em sistemas antes não conectados, que se constituem nas zonas de transição de concreto de alto desempenho.

Heo *et al.* (2012), por sua vez, destacam a importância do comprimento e o ponto de fusão das fibras de polipropileno na proteção contra o *spalling* do concreto submetido ao fogo. Em seu trabalho, foram investigados 3 diâmetros diferentes (0,012, 0,02 e 0,04 mm) e três comprimentos diferentes (9, 12 e 19 mm), além de dois tipos diferentes de materiais, náilon e polipropileno. Constatou-se que aumentar o comprimento da fibra e diminuir o seu ponto de fusão é um método suficiente na proteção contra o *spalling*, além de reduzir a quantidade de fibras por unidade de volume. Os autores também constataram que o fluxo de vapor é mais influenciado pela conectividade dos poros do que pelo tamanho deles. Sendo assim, com base no estudo de Heo *et al.* (2012), no presente trabalho optou-se por adotar as dimensões das fibras de polipropileno iguais a 12 mm de comprimento e 0,025 mm de diâmetro.

No entanto, ainda não está consolidado na literatura o que ocorre com as fibras após a fusão. Kalifa *et al.* (2001) sugerem que as fibras de polipropileno derretido são absorvidas pela matriz de cimento e, portanto, formam uma rede de pequenos vazios que estão disponíveis para alívio da pressão de vapor. Khoury *et al.* (2008), por outro lado, consideram que a difusão da fibra de polipropileno é impossível de ocorrer na matriz de cimento devido ao grande tamanho da molécula, isto é, alta viscosidade da fibra fundida. Eles sugerem que, antes do derretimento de fibras, o contato entre as fibras e a matriz de cimento se torna permeável ao vapor de água. Este tópico, porém, requer uma investigação experimental adicional da microestrutura de concreto e, portanto, não foi investigado no presente trabalho.

3

METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho consiste no estudo das propriedades mecânicas residuais e da durabilidade do concreto de alta resistência (CAR) com e sem adição de fibras de polipropileno, por meio de ensaios na temperatura ambiente e após a exposição a elevadas temperaturas.

3.1 Programa experimental

O programa experimental foi desenvolvido em duas etapas e compreendeu a moldagem de corpos de prova de concreto de alta resistência (CAR) com e sem adição de fibras de polipropileno, ensaiados na temperatura ambiente e após a exposição a cinco faixas de temperaturas, sem carga, e amostras de controle, para posterior análise experimental. Foi utilizada a adição de microsilica na composição do concreto de alta resistência com e sem adição de fibras polipropileno.

A resistência mecânica do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno deve estar compreendida 50 e 100 MPa, conforme o trabalho desenvolvido por Farny e Panarese (2004). Além disso, tipo de cimento, o tipo de agregados graúdos e miúdos, a geometria das amostras atribuídas a cada tipo de ensaio, as condições de cura e o regime de ensaio devem ser mantidos constantes. O fluxograma da Figura 3.1 apresenta a estrutura do programa experimental.

Ressalta-se que as propriedades mecânicas residuais (resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração) e avaliação de ocorrência do *spalling* são as mais relevantes para os objetivos deste trabalho. Para os ensaios de durabilidade (ultrassom, avaliação da perda de massa, absorção e resistividade elétrica), as investigações desenvolvidas possuem caráter complementar.

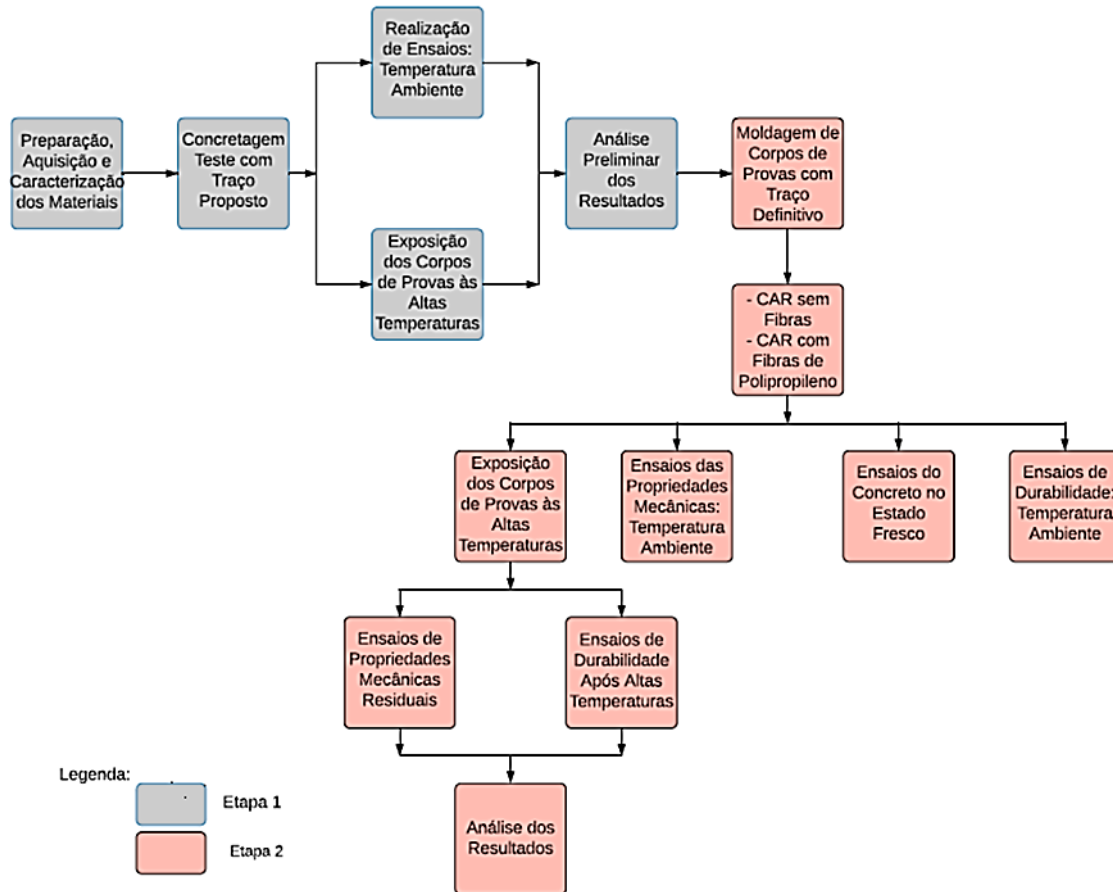


Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental.

O programa experimental desenvolvido aplicou algumas das recomendações RILEM TC 200-HTC (SCHNEIDER *et al.*, 2007) e RILEM TC129-MTH (1995, 2000, 2004), que abordam especificamente as propriedades mecânicas residuais do concreto exposto às altas temperaturas.

Na primeira etapa foi realizada a moldagem de 20 corpos de prova cilíndricos de dimensões padronizadas 10x20 cm, sendo 10 corpos de prova de CAR sem adição de fibras, com traço I (1:1,4:1,4;0,35) preliminar, e 10 corpos de prova CAR com a adição de fibras de polipropileno, com traço igual ao I (1:1,4:1,4;0,35), mas designado traço II, também preliminar. Destaca-se que esses traços estão em conformidade com o trabalho de Sollero (2019), que estimou uma resistência à compressão de 70 MPa em seu trabalho.

Sendo assim, o objetivo desta etapa é realizar os ensaios de resistência à compressão na temperatura ambiente e verificar se os valores obtidos estão compreendidos entre 50 e 100 MPa, conforme proposto por Farny e Panarese (2004). Outro objetivo é analisar a possível

ocorrência de *spalling* após a realização de testes de aquecimento nos corpos de prova às temperaturas de 100, 200, 400, 600 e 800 °C utilizando taxas de aquecimento e resfriamento constantes, ambas iguais a 1 °C/min, e mantendo o corpo de prova durante uma hora na temperatura preestabelecida. A Figura 3.2 apresenta o fluxograma dos ensaios propostos.

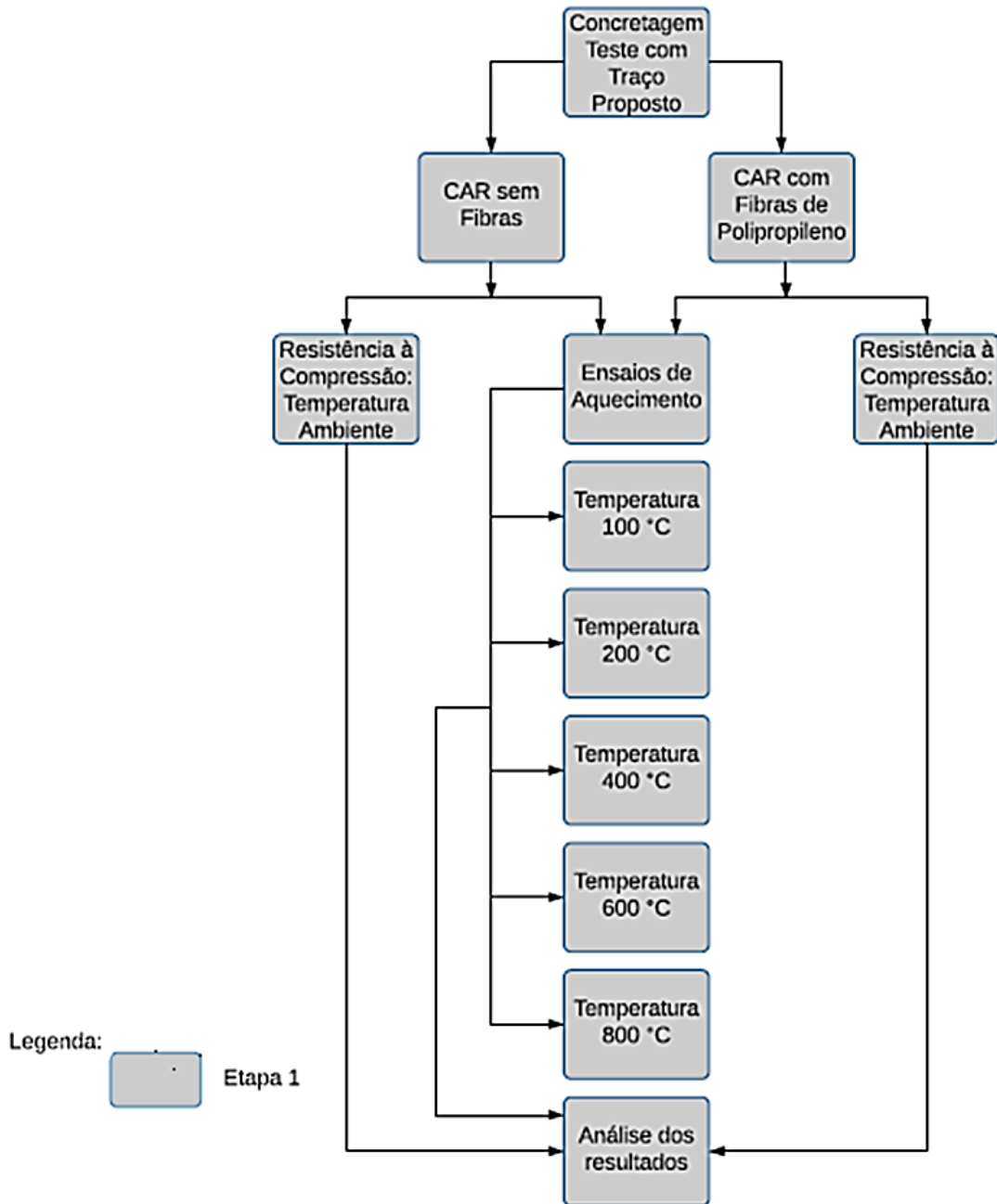


Figura 3.2 – Fluxograma da primeira etapa do programa experimental.

A segunda etapa constitui a moldagem de 324 corpos de prova cilíndricos de dimensões padronizadas 10x20 cm, sendo 162 corpos de prova de CAR sem adição de fibras de polipropileno e 162 corpos de prova de CAR com adição das fibras. Esta etapa avalia o

comportamento das propriedades mecânicas e a durabilidade na temperatura ambiente e também avalia as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade após a exposição dos corpos de prova a elevadas temperaturas. Para as propriedades mecânicas foram realizados ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e a resistência à tração do material. Para a durabilidade foram realizados ensaios de ultrassom, resistividade elétrica, absorção, perda de massa dos corpos de prova e a análise da possível ocorrência do deslocamento explosivo.

A Figura 3.3 e a Figura 3.4 apresentam o fluxograma da segunda etapa do programa experimental, contemplando os ensaios das propriedades mecânicas residuais e os ensaios de durabilidade, respectivamente, após a exposição às altas temperaturas dos corpos de prova.

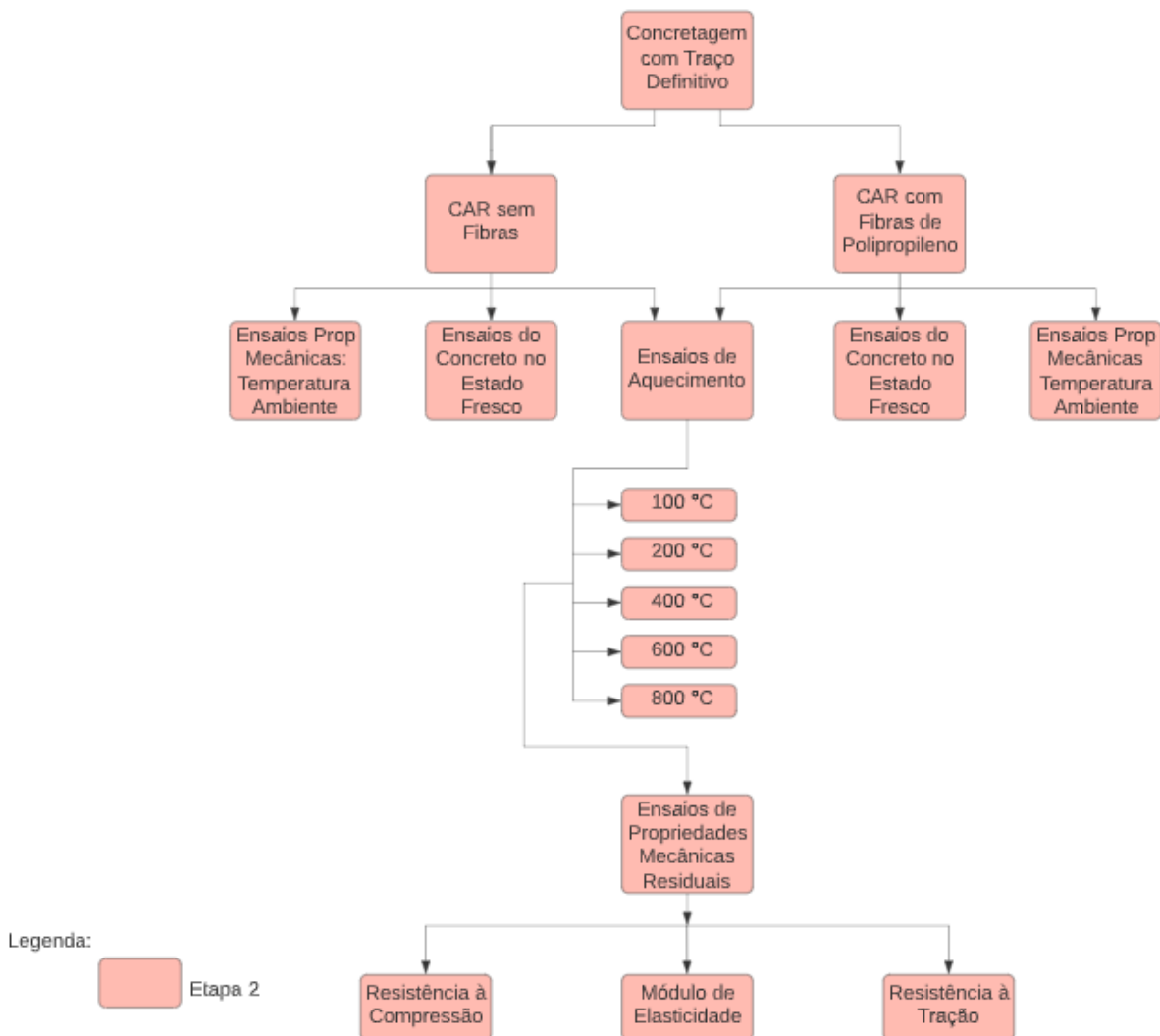


Figura 3.3 – Fluxograma da segunda etapa do programa experimental – Ensaio de propriedades mecânicas residuais.

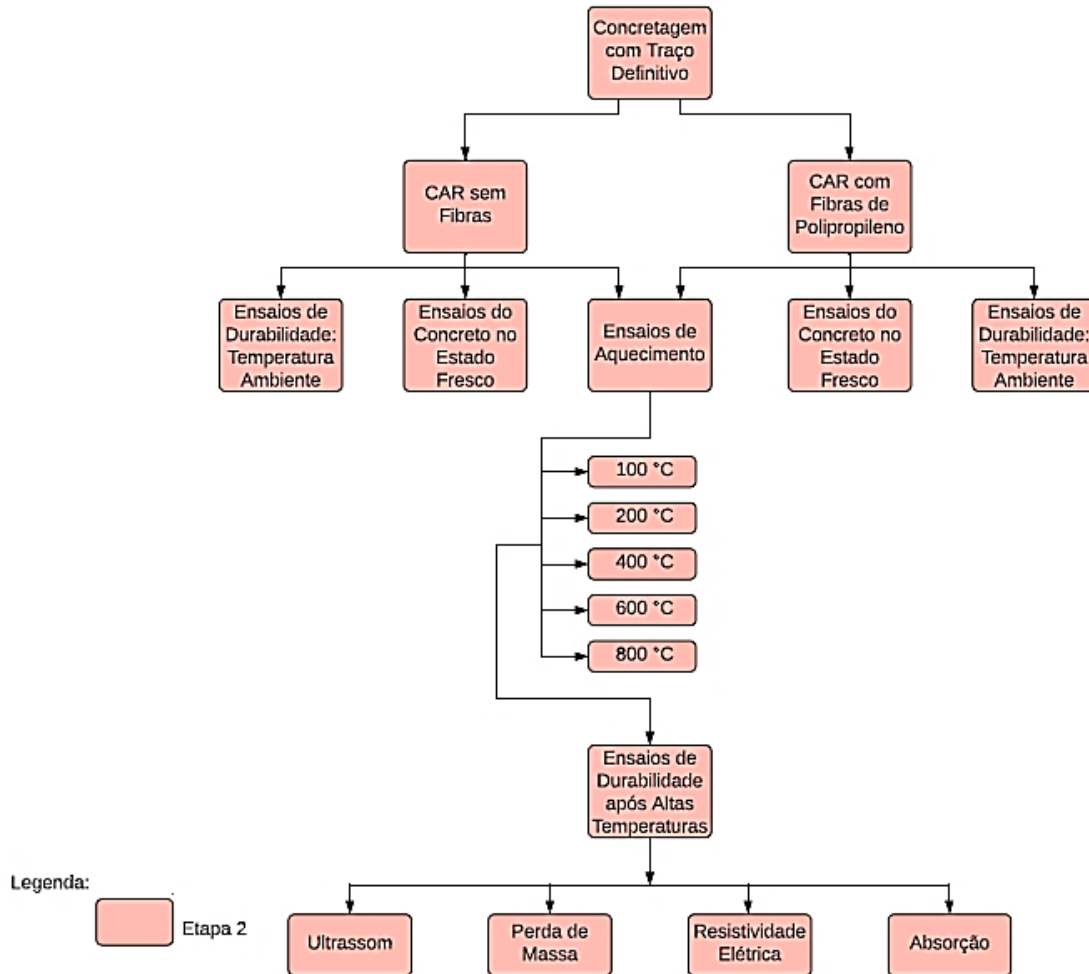


Figura 3.4 – Fluxograma da segunda etapa do programa experimental – Ensaios de durabilidades após exposição às altas temperaturas.

3.2 Materiais

Os materiais usados na primeira e na segunda etapa foram os seguintes:

- a) Cimento Portland CPV-ARI RS, fabricado pela empresa Holcim e fornecido pela Supermix devidamente acondicionados em sacos plásticos – O critério utilizado na sua seleção é pela característica de alcançar altas resistências já nos primeiros dias de aplicação. A influência do tipo de cimento nas propriedades mecânicas do concreto frente às altas temperaturas é baixa (Schneider, 1988; Mendes, 2010; Hager, 2019). Para a caracterização do Cimento CPV-ARI RS, foram realizados ensaios de propriedades mecânicas e físicas do material conforme exposto na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Caracterização do Cimento CPV-ARI RS – Ensaio de propriedades mecânicas e físicas.

Ensaio Mecânico				
Características dos ensaios	Normas de referência	Especificação da norma	Resultado	Unidade de medida
Resistência à compressão – 1 dia	ABNT NBR 7215:2019	≥ 14	19,6	MPa
Resistência à compressão – 3 dias	ABNT NBR 7215:2019	≥ 24	31,8	MPa
Resistência à compressão – 7 dias	ABNT NBR 7215:2019	≥ 34	41,3	MPa
Resistência à compressão – 28 dias	ABNT NBR 7215:2019	-	52,4	MPa
Ensaio Físico				
Área específica – Blaine	ABNT NBR 16372:2015	≥ 300	462	m ² /kg
Início de pega	ABNT NBR 16607:2018	≥ 60	135	minutos
Fim de pega	ABNT NBR 16607:2018	≤ 600	205	minutos

É importante ressaltar que os ensaios expostos na Tabela 3.1 foram realizados nos laboratórios de caracterização de cimento da empresa Supermix, em Belo Horizonte, Minas Gerais, e, posteriormente, seus resultados foram comparados com os limites preestabelecidos em norma. Nesta mesma tabela, os resultados apontam que o material está em conformidade com as normas de referência e é adequado para o uso. A Figura 3.5 apresenta os gráficos da curva de rompimento em função dos resultados obtidos nos ensaios de determinações da resistência à compressão de corpos de provas cilindros (Figura 3.5a) e dos tempos de pegas (Figura 3.5b) para o cimento Portland CPVARI RS.

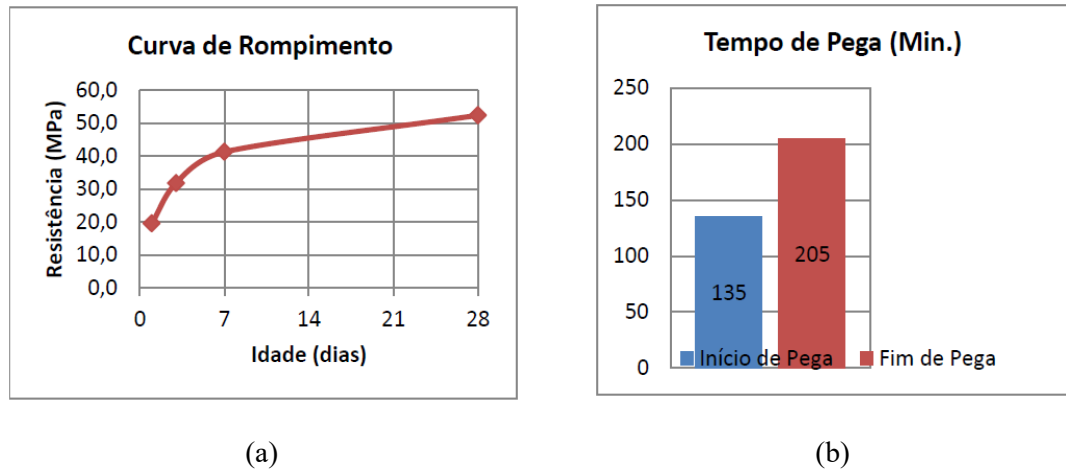


Figura 3.5 – (a) Curva de rompimento; (b) Tempo de pega.

- b) Agregado miúdo: foi utilizada areia natural fornecida pela empresa Confins Transporte e coletada pela Supermix devidamente acondicionados em sacos plásticos. O agregado miúdo foi caracterizado quanto ao módulo de finura e ao diâmetro máximo característico após o ensaio de distribuição granulométrica do material conforme exposto na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo.

Peneira [mm]	Peso retido [g]	Porcentagem retida [%]	Porcentagem acumulada [%]
75	0,0	0,0	0,0
63	0,0	0,0	0,0
50	0,0	0,0	0,0
37,5	0,0	0,0	0,0
31,5	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	0,0
12,5	0,0	0,0	0,0
9,5	0,0	0,0	0,0
6,3	0,0	0,0	0,0
4,75	4,1	0,8	0,8
2,36	16,8	3,4	4,2
1,18	91,2	18,2	22,4
0,6	228,0	45,6	68,0
0,3	115,8	23,2	91,2
0,15	38,3	7,7	98,9
Fundo	5,8	1,2	100,0
Total	500,0	100,0	
Módulo de Finura	2,855	Diâmetro máximo	2,4 mm

A Figura 3.6 apresenta o gráfico da curva granulométrica do agregado miúdo utilizado neste trabalho.

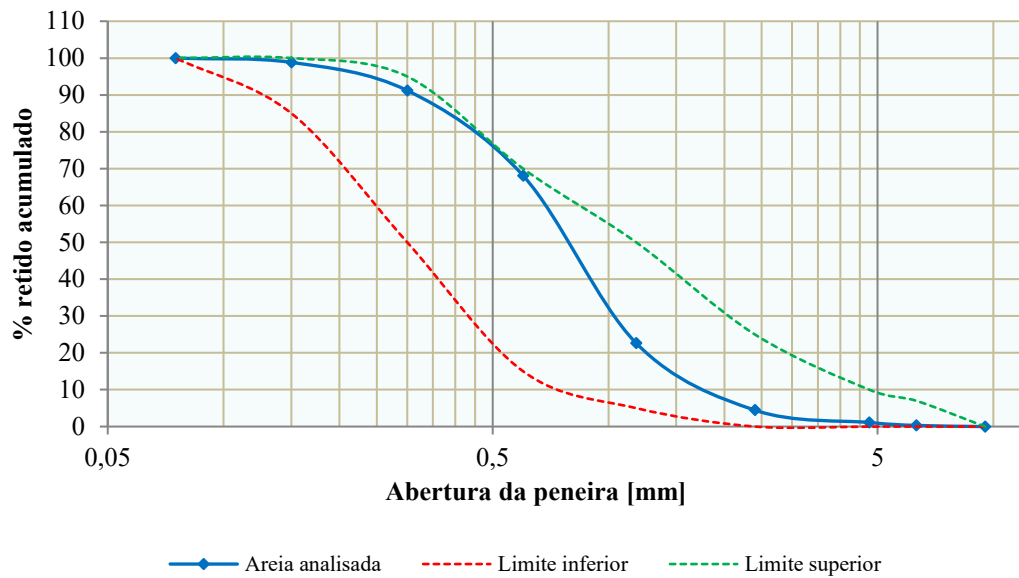


Figura 3.6 – Curva granulométrica do agregado miúdo.

A Tabela 3.3 apresenta os ensaios complementares para a caracterização do agregado miúdo utilizado neste trabalho.

Tabela 3.3 – Ensaio complementares de caracterização do agregado miúdo.

Normas	Ensaio	Unidade de Medida	Resultados	Limites de referência
ABNT NBR NM 45:2006	Massa unitária	kg/dm ³	1,405	-
ABNT NBR NM 53:2009	Massa específica	kg/dm ³	2,632	-
ABNT NBR 7218:2010	Teor de argila	%	0,02	Quantidade máxima 3%
ABNT NBR NM 46:2003	Materiais Pulverulentos	%	0,7	Quantidade máxima 3%
ABNT NBR NM 49:2001	Impurezas Orgânicas	p.p.m.	< 300	< 300
ABNT NBR NM 45:2006	Coefficientes de Vazios	%	46,62	-

Analisando o gráfico da Figura 3.6 e a Tabela 3.3, os mesmos indicam que o agregado miúdo utilizado neste trabalho está em conformidade com as normas de referência e apto para o uso.

- c) Agregado graúdo: foi utilizada brita gnaiss 1 fornecida pela empresa Martins Lana e coletada pela Supermix devidamente acondicionados em sacos plásticos. O agregado graúdo foi caracterizado quanto ao módulo de finura e ao diâmetro máximo característico após o ensaio de distribuição granulométrica do material conforme exposto na Tabela3.4.

Tabela3.4 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo.

Granulometria (NBR 7211:2009)			
Peneira [mm]	Peso retido [g]	Porcentagem retida [%]	Porcentagem acumulada [%]
75	0	0,0	0,00
63	0	0,0	0,00
50	0	0,0	0,00
37,5	0	0,0	0,00
31,5	0	0,0	0,00
25	0	0,0	0,00
19	987	9,9	9,87
12,5	7445	74,5	84,32
9,5	1134	11,3	95,66
6,3	378	3,8	99,44
4,75	12	0,1	99,56
2,36	0	0,0	99,56
1,18	0	0,0	99,56
0,6	0	0,0	99,56
0,3	0	0,0	99,56
0,15	0	0,0	99,56
Fundo	0	0,0	100,00
Total	9956		
Módulo de Finura	7,029	Diâmetro máximo	25,0 mm

A Figura 3.7 apresenta o gráfico da curva granulométrica do agregado graúdo utilizado neste trabalho.

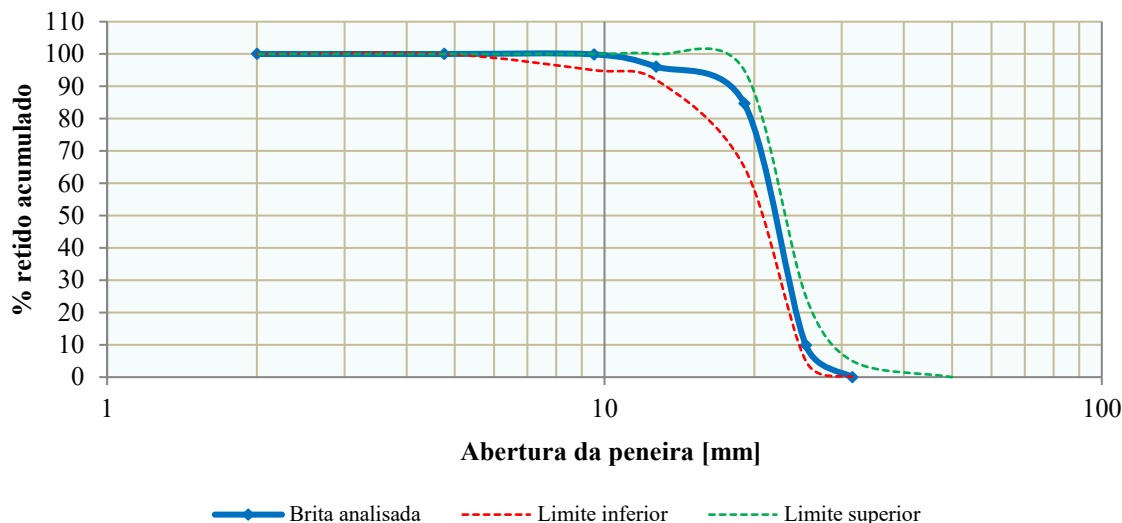


Figura 3.7 – Curva granulométrica do agregado graúdo

A Tabela 3.5 apresenta os ensaios complementares para a caracterização gráfico do agregado graúdo utilizado neste trabalho.

Tabela 3.5 – Ensaio complementares de caracterização do agregado graúdo.

Normas	Ensaio	Unidade de Medida	Resultados	Límites de referência
ABNT NBR NM 45:2006	Massa unitária	kg/dm ³	1,383	-
ABNT NBR NM 53:2009	Massa específica	kg/dm ³	2,694	-
ABNT NBR 7218:2010	Teor de argila	%	-	Quantidade máxima 3%
ABNT NBR NM 46:2003	Materiais Pulverulentos	%	0,3	Quantidade máxima 1%
ABNT NBR NM 49:2001	Impurezas Orgânicas	p.p.m.	-	Somente para agregado miúdo
ABNT NBR NM 45:2006	Coefficientes de Vazios	%	48,66	-

Analisando o gráfico da Figura 3.7 e a Tabela 3.5, indica-se que o agregado graúdo utilizado neste trabalho está em conformidade com as normas de referência e apto para o uso.

- d) Água potável: destinada ao consumo humano, fornecida pela companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA).
- e) Aditivos: foram utilizados os aditivos MIRA SET 278 (Aditivo plastificante polifuncional redutor de água) e o MIRA FLOW 929 (Aditivo plastificante polifuncional – *mid range*), do fabricante GSP, para o concreto.
- f) Microsílica: foi utilizada a microsíllica fornecida pela empresa Elkem microsíllica para o concreto. As características físicas e químicas da microsíllica são apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Característica físicas e químicas da microsíllica (Elkem, 2014).

Característica	Especificação
Massa específica	2200 kg/m ³
Teor de sílica amorfa (SiO ₂)	> 85%
Área específica (B.E.T)	20 m ² /g
Formato da Partícula	Esférico
Diâmetro médio da partícula	0,20 µm
Perda ao Fogo	< 6%
Teor de Umidade	< 3%
Massa unitária não densificada	< 350 kg/m ³
Densidade (25 °C)	0,54 g/cm ³

- g) Fibras de polipropileno: foram utilizadas as fibras de polipropileno tipo monofilamentos de 12 mm de comprimento e 25 µm de diâmetro para o concreto, fornecidas pela empresa Viapol. As características das fibras de polipropileno são apresentadas na Tabela 3.7 e na Figura 3.8.

Tabela 3.7 – Especificações técnicas das fibras de polipropileno (Viapol, 2016).

Ensaio	Medida	Método de Ensaio
Composição	Polipropileno 100% virgem	
Densidade	0,91 kg/m ³	
Comprimento da Fibra	12 mm	
Diâmetro da Fibra	25 µm	
Tipo	Monofilamento	
Ponto de Fulgor	330 °C	ASTM D1929
Condutividade Térmica e Elétrica	Baixa	
Absorção de Água	Desprezível	
Resistência aos Álcalis e Ácidos	Excelente	
Cor	Branca	
Dosagem Típica	2 kg/m ³	
Validade	36 meses a partir da data de fabricação	
Embalagens	Bag de 18kg contendo 30 sacos plásticos de 0,6kg	



Figura 3.8 – Fibras de polipropileno tipo monofilamentos de 12 mm de comprimento e 25 µm de diâmetro fornecida pela Viapol.

3.3 Métodos – Etapa I

Os ensaios realizados na primeira etapa são descritos a seguir.

3.3.1 Escolha do traço

Diante da escolha dos traços preliminares, foram moldados dez corpos de prova sem fibra, com traço I (1:1,4:1,4;0,35), e dez corpos de prova com fibra de polipropileno, com traço II (1:1,4:1,4;0,35) com a adição 2 kg/m³ de fibras de polipropileno, fabricados para os testes de compressão e de aquecimento, a fim de verificar a resistência alcançada após 28 dias, como também a eficiência do teor de fibras incorporado após o ensaio de aquecimento. As fibras de polipropileno foram dispersas na mistura do CAR a seco e, posteriormente, o giro da betoneira garantiu a completa dispersão das fibras sintéticas na mistura. Após esta dispersão, foi adicionada água e aditivos para a produção do CAR com fibras. A Tabela 3.8 e a Tabela 3.9 apresentam a composição dos traços I e II, respectivamente.

Tabela 3.8 – Composição do traço I proposto.

Materiais	Consumo [kg/m ³]
Cimento	569,4
Microsílica	56,94
Areia	796,8
Brita	796,8
Aditivo MIRA FLOW 929	4,56
Aditivo MIRA SET 278	4,56
Água	187,9

Tabela 3.9 – Composição do traço II proposto.

Materiais	Consumo [kg/m ³]
Cimento	569,4
Microsílica	56,94
Areia	796,8
Brita	796,8
Aditivo MIRA FLOW 929	4,56
Aditivo MIRA SET 278	4,56
Água	187,9
Fibras de Polipropileno	2,0

3.3.2 Ensaio de resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto é o parâmetro mais utilizado e mais importante nos cálculos estruturais, e relaciona a força máxima alcançada à área da seção do corpo de prova. A determinação da resistência à compressão axial dos corpos de provas cilíndricos foi efetuada de acordo com a ABNT NBR 5739:2018 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. A Figura 3.9 ilustra o ensaio de rompimento no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEEs) da UFMG, utilizando uma prensa hidráulica de capacidade de 2000 kN, modelo PC 200 CS, da fabricante EMIC, acoplada a um computador com *software* TESC – *TestScript*.

Nesta primeira etapa, foram rompidos três corpos de prova, em temperatura ambiente, seguindo as especificações de norma, que sugere que dois ou mais corpos de provas sejam ensaiados para cada tipo de amostra. O resultado final é obtido através da média aritmética das resistências obtidas para cada corpo de prova.

Após 28 dias de cura ao ar, os corpos de prova foram ensaiados à compressão em temperatura ambiente. Após os ensaios, os resultados obtidos mostraram que os traços propostos, Tipo I (1:1,4:1,4;0,35) e o Tipo II (1:1,4:1,4;0,35), atenderam às expectativas de resistência, sendo então tomado como definitivo. Os resultados são apresentados no item 4.1.



Figura 3.9 – Ensaio de compressão em corpos de provas cilíndricos de concreto.

3.3.3 Ensaio com concreto aquecido

Nestes ensaios, os corpos de prova foram submetidos a testes em fornos de aquecimento às temperaturas de 100, 200, 400, 600 e 800 °C utilizando taxas de aquecimento e resfriamento constantes, ambas iguais a 1 °C/min, e mantendo o corpo de prova durante uma hora na temperatura preestabelecida. Com auxílio de termopares instalados em pontos distintos, foi possível monitorar a distribuição de temperatura no forno de aquecimento e, após o ensaio, os corpos de provas foram retirados do forno e ensaiados nos equipamentos específicos para a caracterização mecânica residual e para estudar a durabilidade.

Os corpos de prova foram armazenados na condição de umidade “d” (*drying concrete*) até completar ao menos 2 meses, mantendo as amostras expostas ao ar em temperatura de 20 ± 2 °C, com umidade relativa de $50 \pm 5\%$ submetidos aos ensaios de aquecimento conforme a orientação da recomendação RILEM TC 129-MTH (1995; 2000).

A taxa igual a 1 °C/min atendeu ao requisito das recomendações RILEM TC 129-MTH (1995; 2000) para corpos de prova de 10 cm de diâmetro.

As recomendações RILEM TC 129-MTH (1995; 2000; 2004) estabelecem que os termopares ou outros dispositivos de medição devem ser utilizados. Neste trabalho, portanto, optou-se

pelo uso de termopares (Figura 3.10a), tendo em vista que o forno utilizado permite o aquecimento de dois corpos de prova (Figura 3.10b).

O forno de aquecimento é do tipo Programadores de Temperatura Microprocessados, modelo FHMP da fabricante Digimec, e a distribuição de temperatura do concreto é obtida através de termopares tipo K (Cromel/Alumel), com bainha metálica rígida com dimensões de 3 mm x 1000 mm (diâmetro e comprimento, respectivamente) e cabo flexível com pote e mola, inseridos em diferentes pontos do forno de aquecimento. Este sensor de temperatura foi acoplado em um equipamento de aquisição de dados do fabricante Lynx, modelo ADS2002 com condicionador 2164.



(a)



(b)

Figura 3.10 – (a) Ensaio de aquecimento com o auxílio de termopares;(b) Corpos de prova dentro do forno de aquecimento.

Após 3 meses de cura ao ar, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de aquecimento, não sendo verificada a ocorrência do *spalling* em nenhum destes ensaios. Assim, a metodologia adotada para o ensaio de aquecimento, que seguiu algumas das recomendações RILEM TC 200-HTC (SCHNEIDER *et al.*, 2007) e RILEM TC129-MTH (1995, 2000, 2004), que abordam especificamente as propriedades mecânicas residuais do concreto exposto às altas temperaturas, foi satisfatória e então considerada como definitiva. Os resultados são apresentados no item 4.1.

3.4 Métodos – Etapa II

Os ensaios realizados na segunda etapa são descritos a seguir. Ressalta-se que foram ensaiados seis corpos de prova para cada traço nas temperaturas informadas previamente, sendo o resultado final a média aritmética dos valores obtidos para cada corpo de prova em relação a cada uma das propriedades estudadas.

3.4.1 Mistura, moldagem, armazenamento e cura

O concreto foi produzido no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEEs) da UFMG. A mistura foi realizada em uma betoneira de 320 litros, sendo que cada betonada correspondeu à produção de 81 corpos de prova cilíndricos, com dimensões 10x20 cm. Foram adotados os traços I e II, mostrados na Tabela 3.8 e na Tabela 3.9, respectivamente, e todos os insumos foram inseridos na betoneira e misturados por cerca de 15 a 18 minutos, tempo necessário para o concreto se apresente a trabalhabilidade adequada, tendo em vista o baixo valor da relação a/c (Monteiro, 2017). Além disso, os corpos de provas foram moldados em 2 ou 3 passos, compactados em mesa vibratória conforme a orientação RILEM TC 200-HTC (Schneider *et al.*, 2007). A Figura 3.11a e Figura 3.11b mostram o início e o fim da mistura dos materiais, nesta ordem.



Figura 3.11 – (a) Início da mistura; (b) Fim da mistura.

Após 24 horas da moldagem e devidamente identificados, os corpos de provas permaneceram em seus moldes sem variação de umidade pelos próximos 6 dias, sendo cobertos para evitar a perda de água, conforme a orientação da recomendação RILEM TC 129-MTH (1995; 2000;

2004). A Figura 3.12 mostra a fase final da moldagem, estando os corpos de prova descobertos apenas para o registro do processo.



Figura 3.12 –Término da moldagem dos corpos de prova com e sem fibras de polipropileno.

Além disso, eles foram armazenados na condição de umidade “d” (*drying concrete*) até completar ao menos 2 meses, mantendo as amostras expostas ao ar em temperatura de 20 ± 2 °C, com umidade relativa de $50 \pm 5\%$. Por fim, suas extremidades foram tratadas mecanicamente, conforme ilustrado na figura, visando ficar planas e ortogonais ao seu eixo central, com idade entre 28 dias e 2 meses.



Figura 3.13 – Corpos de provas com e sem fibras de polipropileno com extremidades tratadas mecanicamente e armazenados na câmara climatizada.

É necessário destacar que foram moldados corpos de prova adicionais em cada concretagem para garantir que sejam seguidas das recomendações RILEM TC 200-HTC (Schneider *et al.*, 2007) e RILEM TC 129-MTH (1995,2000, 2004) quanto ao número mínimo de ensaios, caso fosse necessário descartar alguma amostra em função da dispersão dos resultados ou de danos sofridos, como a ocorrência de lascamento explosivo durante o aquecimento do concreto.

3.4.2 Ensaio no concreto fresco

É importante verificar a trabalhabilidade do concreto no seu estado plástico, buscando medir sua consistência e avaliar se está adequado para o uso ao qual se destina, pois sua consistência interfere diretamente na execução de peças e no preenchimento de fôrmas. Quanto mais moldável ele for, mais se economiza com reparos em ninhos de concretagem.

Para a caracterização do concreto no seu estado fresco, empregou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone, especificado pela norma ABNT NBR NM 67:1998 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone). Os resultados obtidos foram satisfatórios, conforme se verifica na Figura 3.14 e na Tabela 3.10.



Figura 3.14 – (a) Ensaio do tronco de cone do concreto com fibras de polipropileno; (b)Ensaio do tronco de cone do concreto sem fibras de polipropileno.

Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de abatimento de tronco de cone.

Amostra	Abatimento [mm]
CAR-SF	222
CAR-FP	207

3.4.3 Ensaios no concreto endurecido

Para a caracterização do concreto em seu estado endurecido, foram avaliadas as variações das propriedades mecânicas e a durabilidade na temperatura ambiente e também as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade após a exposição dos corpos de prova a elevadas temperaturas. Para as propriedades mecânicas, foram realizados ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração. Para a durabilidade, foram realizados ensaios de ultrassom, resistividade elétrica, absorção, perda de massa dos corpos de prova e a análise da provável ocorrência do deslocamento explosivo. Além disso, foi realizada a observação física dos corpos de prova e a análise qualitativa da microestrutura visando entender a variação da resistência à compressão, principal propriedade do concreto, quando em diferentes temperaturas.

3.4.3.1 Ensaios com concreto aquecido

Estes ensaios são similares aos da primeira etapa, em que os corpos de prova foram submetidos a testes em fornos de aquecimento às temperaturas de 100, 200, 400, 600 e 800 °C utilizando taxas de aquecimento e resfriamento constantes, ambas iguais a 1 °C/min, e

mantendo o corpo de prova por um tempo de uma hora na temperatura preestabelecida. Com auxílio de termopares instalados em pontos distintos, foi possível monitorar a distribuição de temperatura no forno de aquecimento.

3.4.3.2 Ensaio de resistência à compressão

Foi utilizado o mesmo procedimento da Etapa I, seguindo as especificações de norma ABNT NBR 5739:2007 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndrico.

3.4.3.3 Ensaio de módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto é um dos parâmetros utilizados nos cálculos estruturais, que relaciona a tensão aplicada à deformação instantânea. O método de ensaio é determinado pela norma brasileira ABNT 8522:2017 – Concreto – Determinação dos módulos de estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Para estes ensaios foi utilizada a mesma prensa hidráulica descrita anteriormente.

Para determinar o módulo de elasticidade e medir pequenas deformações nos corpos de prova cilíndricos, é adicionado à prensa um extensômetro eletrônico Emic, modelo EEDA, com a faixa de medição compreendida entre 0 e 2,5 mm. O extensômetro, que tem comprimento inicial (L_0) igual a 100 mm, foi fixado na parte central do corpo de prova, a uma distância da base igual a dois terços do diâmetro do corpo de prova ($2/3 d$).

Foram ensaiados três corpos de prova para cada traço de concreto nas diferentes temperaturas informadas no estudo. Primeiramente foi realizada uma marcação no corpo de prova, a qual funciona como linha de auxílio para posicionar o extensômetro, que posteriormente é fixado na amostra por meio de uma fita elástica.

Para dar início à determinação do módulo de elasticidade, foi calculada a média da resistência à compressão do concreto, obtida através dos resultados do ensaio anterior de resistência à compressão axial.

Após a centralização do corpo de prova em relação à prensa, foi iniciada a aplicação de carga, conforme se verifica na Figura 3.15. O carregamento se dá por meio de ciclos, que consistem em aplicar a carga de maneira crescente até atingir a carga correspondente a 30% da resistência à ruptura do mesmo, que é mantida por 60 segundos, até que a carga seja reduzida

com a mesma velocidade que foi aplicada e atinja a tensão básica estabelecida em 0,5 MPa, permanecendo nessa condição também por um período de 60 segundos. Este ciclo de pré-carga é realizado três vezes antes da aplicação final, sendo que no último ciclo é realizada a leitura das deformações sofridas pelo concreto, lidas em um tempo máximo de 30 segundos. A partir desse processo de carregamento de cargas em ciclos é gerado o relatório de resultados do ensaio dos módulos de elasticidade.

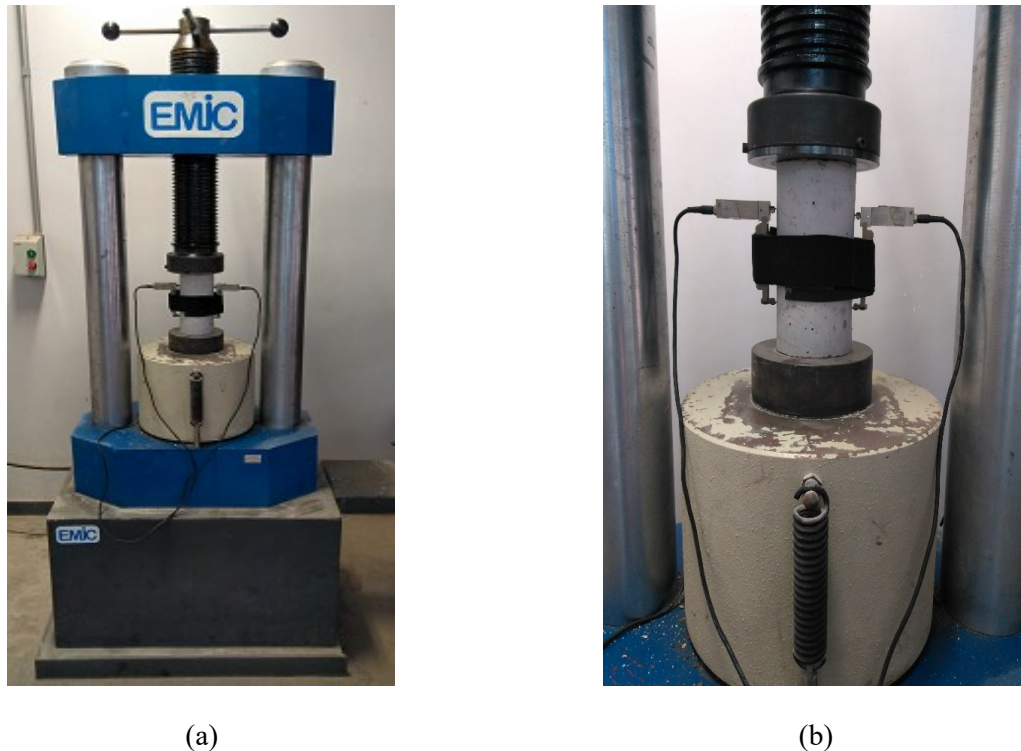


Figura 3.15 – (a) Ensaio de módulo de elasticidade em corpos de provas cilíndricos de concreto; (b) Vista frontal do ensaio de módulo de elasticidade com o detalhe do extensômetro utilizado.

A norma brasileira ABNT 8522:2017, estabelece que o módulo de elasticidade seja calculado pela seguinte equação:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (3.1)$$

Onde σ_b é a tensão maior, considerada com 30% da resistência à compressão, ou outra tensão especificada em projeto (MPa); 0,5 é o valor da tensão básica (MPa); ε_b é a deformação específica do concreto sob tensão maior; e ε_a é a deformação específica do concreto sob a tensão básica.

3.4.3.4 Ensaio de resistência à tração

Dado que a resistência à tração do concreto foi ensaiada conforme a norma brasileira ABNT 7222:2011 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, foram utilizados os mesmos equipamentos dos ensaios de resistência à compressão axial, porém foi acoplado à prensa hidráulica um par de placas metálicas retangulares.

Em seguida, de acordo com a ABNT 7222:2011, o corpo de prova foi colocado em posição horizontal, repousando, segundo uma geratriz, sobre a placa inferior da prensa. Verifica-se visualmente a retilicidade das geratrizes de contato com ambas as placas e utiliza-se como ligação entre elas duas taliscas de madeira. A partir de então, a carga de compressão é aplicada progressivamente, até haver a ruptura da amostra no plano vertical diametral, conforme Figura 3.16.

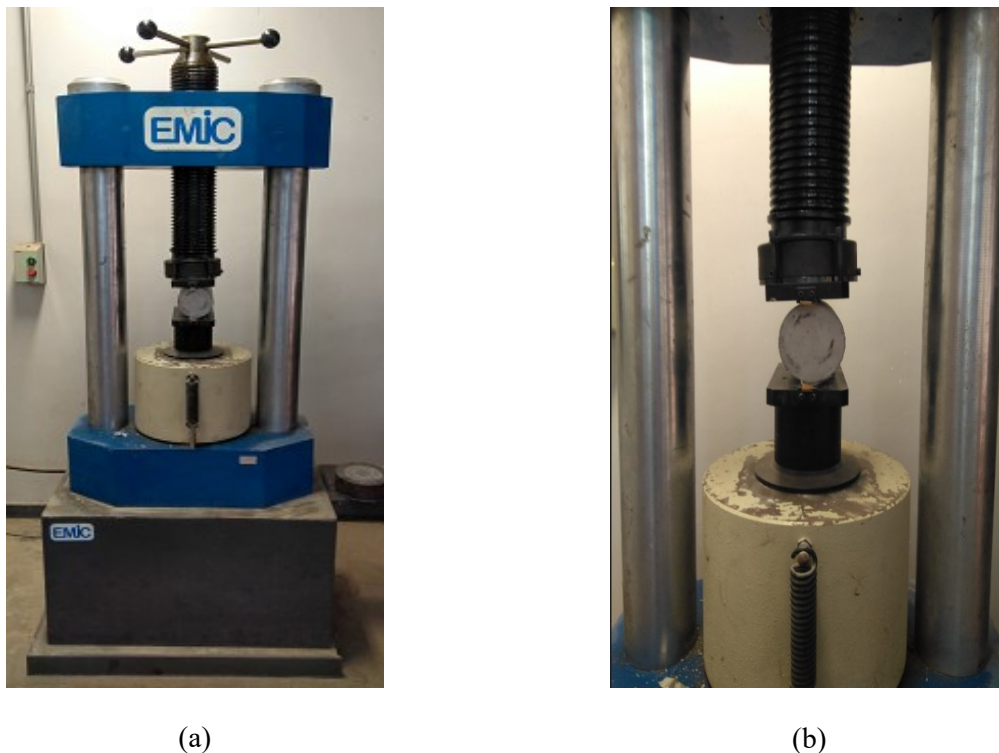


Figura 3.16 – Ensaio de resistência à tração em corpos de provas cilíndricos de concreto; (b) Vista frontal do ensaio de resistência à tração com o detalhe das placas metálicas retangulares utilizadas.

Para determinar a resistência à tração por compressão diametral, a ABNT NBR 7222:2011 recomenda utilizar a seguinte expressão:

$$f_{t,D} = \frac{2F}{\pi dL} \quad (3.2)$$

Em que $f_{t,D}$ é a resistência à tração por compressão diametral (MPa), F é a carga máxima obtida no ensaio (N), d é o diâmetro do corpo de prova (mm) e L é a largura do corpo de prova (mm).

3.4.3.5 Ensaio de absorção

O ensaio de absorção de água foi realizado de acordo com a ABNT NBR 9778:2005 versão corrigida 2:2009 – Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Inicialmente o corpo de prova é seco em estufa à temperatura de $(100 \pm 5^\circ\text{C})$ por um período de 72 horas, sendo determinada sua massa e, a seguir, faz-se a imersão das amostras em água à temperatura de $(23 \pm 2^\circ\text{C})$ por 72 horas, então se retira a amostra da água e a enxuga com o pano úmido, sendo registrada a sua massa.

A absorção é calculada pela Equação (3.3):

$$A_{(\%)} = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \quad (3.3)$$

Na qual $A_{(\%)}$ é a absorção de água (%), m_{sat} é a massa da amostra saturada em água após a imersão e m_s é a massa da amostra seca em estufa.

3.4.3.6 Ensaio de resistividade elétrica superficial

A resistividade elétrica é um parâmetro utilizado para avaliar a durabilidade do concreto, sendo aplicada para indicar a probabilidade de ocorrência de corrosão na armadura. Quando a corrosão acontece no compósito cimentício, o ensaio de resistividade identificará a umidade presente na estrutura (Ghoddousi e Saadabadi, 2017).

O ensaio superficial ou aparente consiste na aplicação dos métodos dos quatro eletrodos, proposto por Wenner (1915), no qual a resistividade é medida pela diferença de potencial entre os eletrodos internos por meio da passagem de uma corrente elétrica alternada, de frequência de até 40 Hz. Segundo Proceq (2014), a medição é realizada pela aplicação de uma corrente elétrica pelos eletrodos externos, enquanto que os eletrodos internos indicam uma diferença de potencial para determinar a resistividade elétrica do material.

O aparelho de resistividade elétrica superficial da Proceq (2014), de espaçamento padrão igual 50 mm, foi desenvolvido para a leitura de corpos de prova de 15x30 cm ou peças de dimensões maiores, enquanto que o equipamento de 38 mm realiza medições em concretos de tamanhos menores, como o 10x20 cm. Isso acontece porque os corpos de prova devem possuir o espaçamento adequado entre os eletrodos externos, para possibilitar a ocorrência e a medição da resistividade por bulbos de corrente elétrica, como se verifica na Figura 3.17.

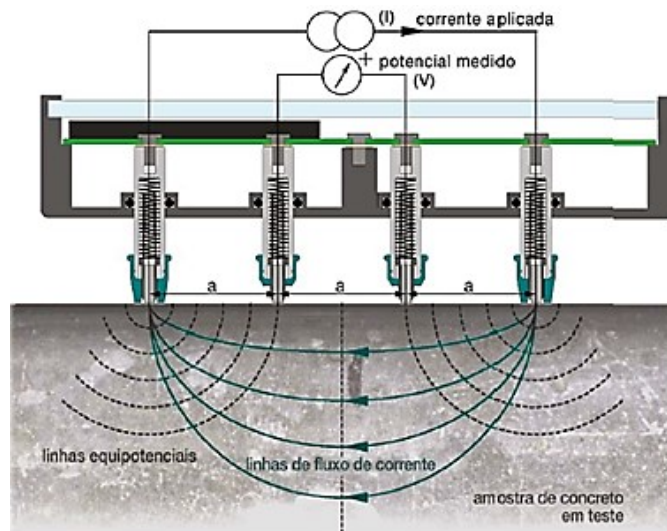


Figura 3.17 – Resistividade por bulbo de corrente elétrica (Proceq, 2014).

O ensaio de resistividade elétrica superficial foi realizado no equipamento RESIPOD, do fabricante Proceq (Figura 3.18) empregando a frequência de 40 Hz e utilizando o método de Wenner. Esta técnica foi empregada para medir a resistividade elétrica de corpos de prova de 10x20 cm.



Figura 3.18 – Aparelho de resistividade elétrica superficial (Proceq, 2014).

A taxa de corrosão da armadura é considerada inversamente proporcional à resistividade elétrica, exceto em situações de saturação ou de valores de resistividade muito elevados (Hornbostel, 2013). Na pesquisa realizada por Polder (2001), é possível observar que os corpos de prova expostos ao ambiente de laboratório e a ambientes marinhos apresentam uma relação entre os valores de resistividade elétrica e a taxa de corrosão, de acordo com a agressividade do meio à que estão sujeitos. Hornbostel (2013), em um estudo sobre a resistividade elétrica e a probabilidade de corrosão da armadura, realizou uma busca entre várias literaturas disponíveis sobre o assunto e coletou informações de comparação entre esses dois parâmetros, conforme Tabela 3.11. A resistividade elétrica superficial tem a sua aplicação padronizada por normas internacionais e regulamentos técnicos, tais como: ISO, AASTHO, RILEM, UNE, NM, entre outras.

Tabela 3.11 – Intensidade de corrosão em termos de resistividade [Ωm] (Adaptado de Hornbostel, 2013).

Pesquisadores	Baixo risco	Médio risco	Alto risco	Corrosão induzida por
Bertolini (2004)	< 50	50-120	> 120	
Cavalieri (1981)	< 65	65-85	> 85	
López (1993)	< 70	70-300	> 300-400	Cloretos
Morris (2002)	< 100	100-300	> 300	
Gonzalez (2004)	< 200	200-1000	> 1000	
Elkey (1995)	< 50	Em discussão	> 100-730	
Andrade (1996)	< 100	100-1000	> 1000-2000	
Polder (2001)	< 100	100-1000		Geral
Broomfield (2002)	< 50	50-200	> 200	
Smith (2004)	< 80	80-120	> 120	

3.4.3.7 Perda de massa

A perda de massa dos corpos de prova ocorrida durante o ensaio pode ser determinada pela diferença entre as massas antes e 24 horas após o aquecimento, empregando-se a seguinte equação:

$$p_m = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (3.4)$$

Onde p_m é a perda de massa do corpo de prova (%), m_1 é a massa do corpo de prova de referência (kg) antes do aquecimento e m_2 é a massa do corpo de prova (kg) 24 horas após ser exposto às altas temperaturas.

A balança usada para a pesagem dos corpos de prova foi da marca Líder, modelo LD 2051, com capacidade de 100 quilos.

3.4.3.8 Ensaio de ultrassom

O ensaio de ultrassom é um ensaio não destrutivo no qual a aparência e o desempenho da estrutura em estudo não são afetados. Este ensaio possibilita a realização de um exame da homogeneidade do material e um controle total da estrutura em função das variações das propriedades com o tempo. Através da análise das variações na velocidade de propagação de uma onda ultrassônica é possível detectar regiões heterogêneas no interior de uma estrutura ou averiguar a sua compacidade (Lorenzi Filho *et al.*, 2009).

De acordo com Lorenzi Filho *et al.*, (2009), este método de ensaio se baseia na propagação de ondas sonoras de elevada frequência pelo material analisado. Estas ondas variam de velocidade em função do número de vazios e poros, possibilitando a detecção de descontinuidades no concreto.

A Figura 3.19 mostra o equipamento utilizado para os ensaios de ultrassom nos corpos de prova de CAR com e sem fibras de polipropileno.



Figura 3.19 – Equipamento para ensaio de ultrassom (Proceq, 2014).

Em função da sua sensibilidade a estes fatores, os ensaios de ultrassom servem para caracterizar determinado material, sua integridade e outras propriedades físicas, tornando-se uma técnica bastante usada para o controle de qualidade, detecção de defeitos, medição de espessuras ou a caracterização dos materiais constituintes do concreto.

3.4.3.9 Estudo qualitativo da microestrutura

Foram feitas algumas imagens da microestrutura para se realizar um estudo de caráter qualitativo da durabilidade, visando avaliar a qualidade do concreto de alta resistência com e sem fibras de polipropileno. Para isso, utilizou-se uma lupa que possibilita uma ampliação máxima de 70 vezes, da fabricante Tecnival (Figura 3.20) acoplada a um computador com *software Scopelimage 9.0*.



Figura 3.20 – Equipamento para imagens da microestrutura do CAR com e sem fibras de polipropileno.

Os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração são ensaios mecânicos ligados ao desempenho do material que se caracterizam pela aplicação de carga por meio de um atuador hidráulico até a ruptura do corpo de prova. Eles também são classificados como ensaios mecânicos da classe destrutivos. Já os ensaios de absorção, resistividade elétrica superficial, perda de massa e ultrassom são ensaios de durabilidade que têm como objetivo avaliar a microestrutura do material. Estes, por sua vez, são classificados como ensaios de durabilidade da classe não destrutivos.

4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Apresentam-se nesta seção os resultados e as discussões sobre os ensaios realizados nas duas etapas apresentadas no item anterior. Destaca-se que, pelo fato de serem considerados diferentes patamares de aquecimento, os resultados obtidos para todas as propriedades foram discutidos detalhadamente para cada uma destas faixas de temperatura.

4.1 Ensaio da Etapa I

4.1.1 Resistência à compressão

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos de provas cilíndricos do concreto de alta resistência sem e com fibras de polipropileno (CAR-SF e CAR-FP, respectivamente) após os 28 dias de cura ao ar. Nesta primeira etapa, foram rompidos três corpos de prova em temperatura ambiente, seguindo as especificações normativas.

Tabela 4.1 – Resistência à compressão – Etapa I.

Amostra	Dimensão do corpo de prova [cm]	Velocidade do ensaio [MPa/s]	Média [MPa]
CAR-SF	10x20	0,45	59,26
CAR-FP	10x20	0,45	54,99

Analisando os resultados da Tabela 4.1, nota-se que os valores de resistência à compressão das duas amostras estão compreendidos entre 50 e 100 MPa, podendo incluí-las no grupo de concretos de alta resistência (CAR), conforme exposto no trabalho desenvolvido por Farny e Panarese (2004). Portanto, os resultados obtidos dos traços preliminares propostos, Tipo I (1:1,4:1,4;0,35) e Tipo II (1:1,4:1,4;0,35), atenderam às expectativas de resistência, sendo então tomado sem definitivo.

4.1.2 Ensaios de aquecimento

Apresentam-se na Tabela 4.2 os resultados dos ensaios de aquecimento nos corpos de prova às temperaturas de 100, 200, 400, 600 e 800 °C, utilizando taxas de aquecimento e resfriamento constantes, ambas iguais a 1 °C/min, e mantendo o corpo de prova durante uma hora na temperatura preestabelecida, com o objetivo de analisar a possível ocorrência do *spalling* durante o ensaio de aquecimento. Foram ensaiados para cada temperatura um corpo de prova de CAR-SF e um de CAR-FP após os três meses de cura ao ar.

Tabela 4.2 – Ensaios de aquecimento – Etapa I.

Amostra	Temperatura [°C]	Tempo de Exposição	Lascamento
CAR-SF	100	3 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	200	7 horas	Sem ocorrência
CAR-SF	400	13 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	600	20 horas e 20 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	800	27 horas	Sem ocorrência
CAR-FP	100	3 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	200	7 horas	Sem ocorrência
CAR-FP	400	13 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	600	20 horas e 20 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	800	27 horas	Sem ocorrência

Os dados da Tabela 4.2 indicam que não ocorreu *spalling* em nenhum ensaio, o que significa que a metodologia adotada para o ensaio de aquecimento foi satisfatória, podendo ser considerada como definitiva.

4.2 Ensaios da Etapa II

Os ensaios desta etapa foram realizados na idade de 180 dias e após o ensaio de aquecimento dos corpos de prova de CAR-SF e de CAR-FP. Os resultados médios de cada ensaio foram resumidos e são apresentados na Tabela A.1.

4.2.1 Ensaios de aquecimento

Estes ensaios são similares aos da primeira etapa e foram realizados nas mesmas temperaturas, taxas de aquecimento e resfriamento e duração. Com o auxílio de termopares instalados em pontos distintos, foi possível monitorar a distribuição de temperatura no forno de aquecimento. Nesta fase, também foram ensaiados um corpo de prova de cada amostra (CAR-SF e CAR-FP) para cada temperatura após os três meses de cura ao ar. A Tabela 4.3 apresenta os resultados.

Tabela 4.3 – Ensaios de aquecimento – Etapa II.

Amostra	Temperatura [°C]	Tempo de Exposição	Lascamento
CAR-SF	100	3 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	200	7 horas	Sem ocorrência
CAR-SF	400	13 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	600	20 horas e 20 minutos	Sem ocorrência
CAR-SF	800	27 horas	Sem ocorrência
CAR-FP	100	3 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	200	7 horas	Sem ocorrência
CAR-FP	400	13 horas e 40 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	600	20 horas e 20 minutos	Sem ocorrência
CAR-FP	800	27 horas	Sem ocorrência

Assim como aconteceu nos ensaios de aquecimento da Etapa I, não se registrou *spalling* em nenhum ensaio, como se verifica na Tabela 4.3. Assim, a metodologia adotada para estes ensaios foi eficaz no combate a este fenômeno.

4.2.2 Observação física da superfície das amostras de CAR-FP e CAR-SF

Inspecionaram-se visualmente as amostras de CAR-SF e CAR-FP buscando algum sinal visível de fissuras fragmentação e mudança de cor nas superfícies após a exposição a elevadas temperaturas. Estes danos podem ser detectados grosseiramente observando a superfície do CAR. Neste sentido, a Figura 4.1 e a Figura 4.2 mostram a superfície do CAR-SF e CAR-FP,

respectivamente, expostas a vários níveis de temperatura elevada (100, 200, 400, 600 e 800 °C), junto com a da temperatura ambiente (25 °C).

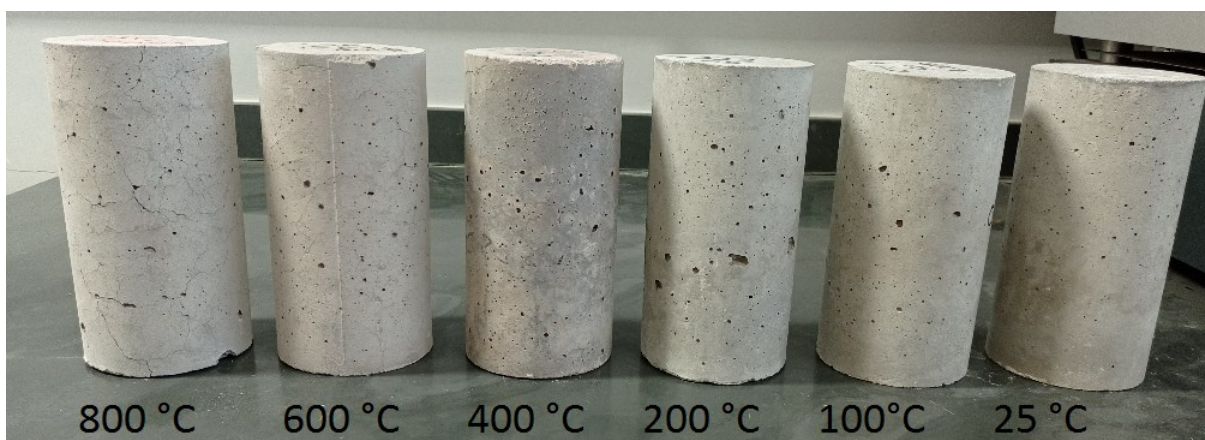


Figura 4.1– Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF após a exposição a temperaturas entre 25 °C e 800°C.

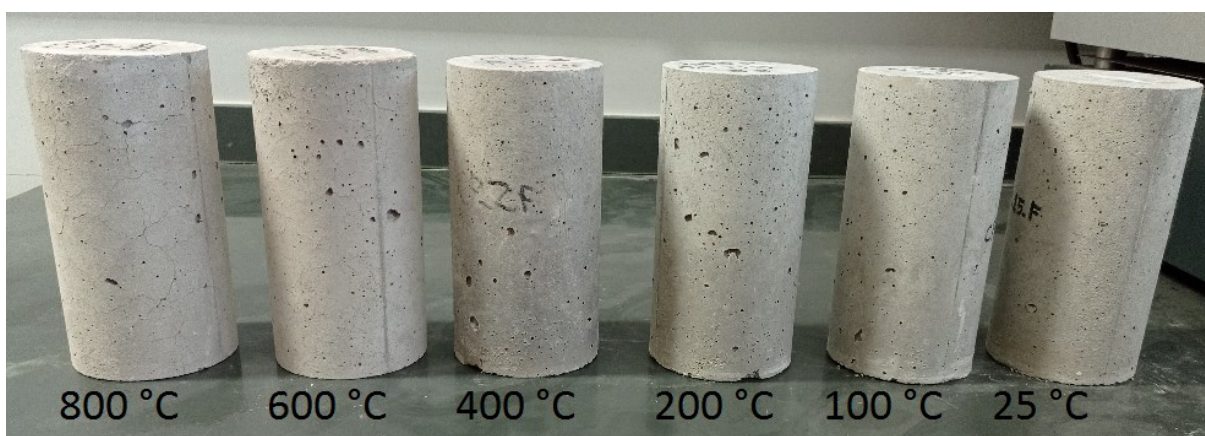


Figura 4.2 – Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-FP após a exposição a temperaturas entre 25 °C e 800°C.

Analisando a Figura 4.1 e a Figura 4.2, pode-se observar que a 100 °C e a 200 °C não há mudança de cor e desenvolvimento visível de fissuras na superfície das amostras de CAR-SF e CAR-FP. A 400 °C, observou-se a formação de microfissuras e mudança de cor para cinza mais escuro na superfície da amostra de CAR-SF, enquanto a amostra de CAR-FP não apresentou fissuras na superfície, mas leve mudança de cor, também para cinza mais escuro.

A 600 °C, ambas as amostras apresentaram fissuras visíveis. Observa-se também que a amostra de CAR-SF mostrou fissuras mais evidentes do que a amostra de CAR-FP. Além disso, nas duas amostras notou-se a presença de pequenos poros, bem como mudança de cor nesta faixa de temperatura, que se torna cinza mais claro. A superfície das amostras de CAR-SF e CAR-FP submetidos à temperatura de 600 °C pode ser melhor visualizada na Figura 4.3.



Figura 4.3– Detalhes da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF e CAR-FP após a exposição à temperatura de 600 °C.

Quando os corpos de provas do CAR foram expostos à temperatura de 800 °C, o desenvolvimento de fissuras foi mais pronunciado, especialmente para a amostra de CAR-SF. As amostras de CAR-SF e CAR-FP não apresentaram alteração de cor, mantendo a cor cinza clara. A presença de vazios na superfície foi maior na amostra de CAR-SF quando comparada com a amostra de CAR-FP. Ainda, não se verificou fragmentação do CAR-FP, o que indica que o uso de fibras de polipropileno é suficiente para impedir a fragmentação explosiva até 800 °C. Esse fato aponta também para a validação da metodologia adotada para os ensaios de aquecimento. Os detalhes da superfície das duas amostras submetidas à temperatura de 800 °C são expostos na Figura 4.4.

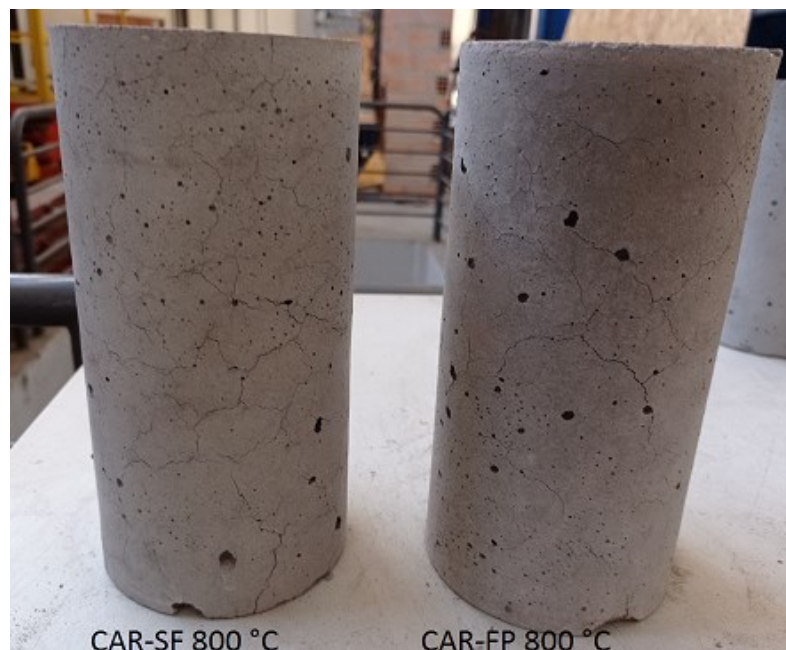


Figura 4.4– Detalhe da superfície dos corpos de provas das amostras de CAR-SF e CAR-FP após a exposição à temperatura de 800 °C.

A Figura 4.4 permite concluir que o uso de fibra de polipropileno no CAR leva a reduções de poros e fissuras na superfície. De modo geral, pode-se dizer que tais fissuras foram observadas nas amostras de CAR-SF, o que se deve ao vapor de pressão criado no interior da amostra, sendo que essas fissuras aumentaram de comprimento com a elevação da temperatura. O CAR-FP, por sua vez, não experimentou fissuras extensas e fragmentação, pois o uso de fibras de polipropileno reduziu e eliminou este risco. Isso acontece porque, durante a etapa de aquecimento, as fibras de polipropileno derretem e vaporizam devido ao seu menor ponto de fusão, que resulta em micro canais no concreto. Assim, uma maior tensão de vapor nos capilares pode ser aliviada e liberada, que pode ser a razão pela qual não houve *spalling* explosivo (CHEN, 2004).

4.2.3 Resistência à compressão

A resistência à compressão na temperatura ambiente e a resistência à compressão residual a diferentes temperaturas, bem como os valores de perda ou ganho de resistência à compressão em relação à temperatura ambiente para as amostras do CAR com e sem fibras de polipropileno são expostos na Figura 4.5. Na temperatura ambiente, a amostra de CAR-SF mostrou uma resistência à compressão 3,7% maior quando comparada com a amostra de CAR-FP, em decorrência de sua microestrutura ser mais densa, menos porosa e com poros de dimensões mais reduzidas e segmentadas. Além disso, como observado na literatura, as fibras

de polipropileno não têm grande impacto na resistência à compressão do concreto não aquecido.

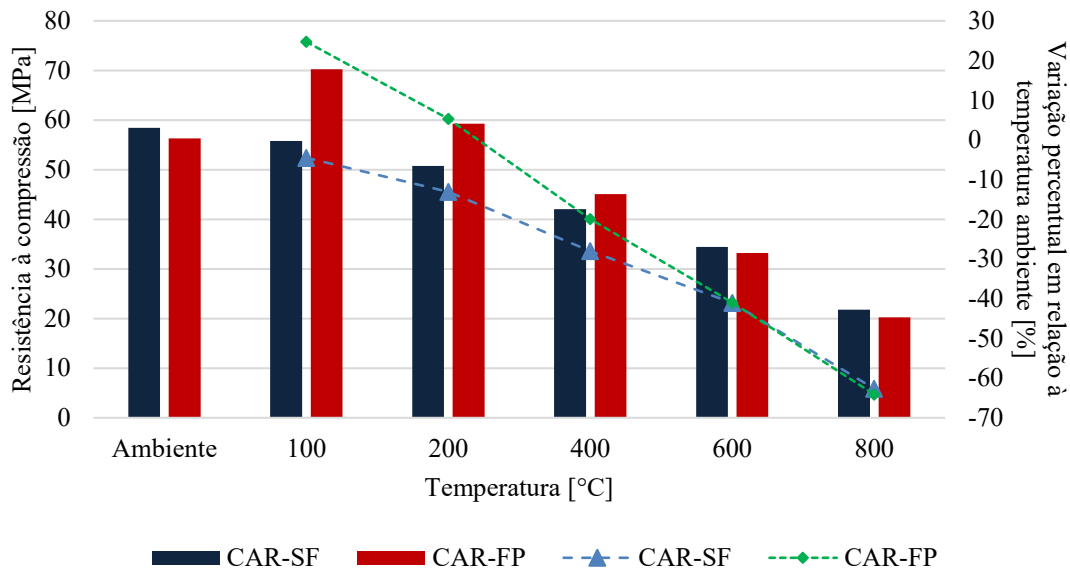


Figura 4.5 – Resistência à compressão do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

Na Figura 4.5, pode-se observar que, com o aumento de temperatura, há uma diminuição no valor de resistência à compressão para todas as amostras de CAR-SF. Na amostra de CAR-FP, o aumento de temperatura conduz a um aumento acentuado no valor de resistência à compressão, de 24,72% para a temperatura de 100 °C e de 5,31% para a temperatura de 200 °C, quando comparados com o valor à temperatura ambiente. Entende-se que este aumento possa estar associado ao fumo de sílica não reagido que reage com o cimento e hidratos, ou seja, o SO_2 serve como catalisador e acelera a reação de hidratação, produzindo o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Isso leva ao aumento da resistência à compressão da amostra de CAR-FP (HIREMATH, 2017). Outra possível explicação pode ser estar ligada ao reforço da pasta de cimento hidratado após evaporação da água livre, a 200 °C, o que leva maiores forças de Van der Waals, que, por sua vez, causam no cimento um aumento de forças de superfície entre as partículas de gel (HOSSAIN, 2006). Por fim, outra possível razão para este ganho de resistência pode ser atribuída à hidratação dos grãos de cimento não hidratado e à carbonatação de óxido de cálcio (SARSHAR, 1993; FELICETTI, 1998).

Na exposição a 400 °C, o CAR-SF e o CAR-FP perderam 28,04% e 19,9% de resistência à compressão, respectivamente, quando comparadas com os seus valores à temperatura

ambiente. Neste ponto, vale ressaltar que a porosidade do concreto tem um impacto significativo na pressão do vapor dos poros. As fibras de polipropileno normalmente fundem a uma temperatura inferior a 300 °C, o que resulta em um aumento de porosidade do concreto e na criação de mais rotas de escape que levam à redução da pressão do vapor de água de colagem. No entanto, a fusão das fibras de polipropileno causa incompatibilidade térmica entre o agregado e a pasta de cimento, aumentando o espaço livre e criando um amortecedor térmico. A fusão das fibras de polipropileno, portanto, é benéfica para a evaporação de água e melhora de resistência à compressão da amostra de CAR-FP até a temperatura de 200 °C.

Acima de 600 °C, a resistência residual à compressão diminuiu aproximadamente 41% para todas as amostras de CAR, quando comparadas com os valores à temperatura ambiente. Esta diminuição é ocorre em virtude da transformação do hidróxido de cálcio em óxido de cálcio na faixa de temperatura de 400 °C a 500 °C e à redução e desintegração do silicato de cálcio hidratado entre as faixas de temperaturas 400 °C e 600°C (RASHAD, 2012). Além disso, em altas temperaturas a ligação entre o agregado e a pasta de cimento é enfraquecida, porque a pasta contrai após a perda de água, enquanto o agregado se expande. Os resultados da Figura 4.5 indicam ainda que a amostra de CAR-FP, com dosagem de 2 kg/m³ de fibras, serve para reduzir a fragmentação explosiva, bem como manter os valores de resistência à compressão razoavelmente similares ao da amostra de CAR-SF nesta faixa de temperatura.

As misturas de CAR com e sem fibras de polipropilenos expostas a 800 °C, por sua vez, mostraram uma queda drástica nos valores de resistência à compressão em relação aos seus valores obtidos na temperatura ambiente. A resistência à compressão residual da amostra de CAR-SF diminuiu 62,68% e a amostra de CAR-FP caiu 64,12%. Essa diferença de valores pode ser atribuída ao efeito adverso sobre a dosagem das fibras de polipropileno, que leva à criação de um grande número de canais devido à evaporação das fibras em altas temperaturas. Esses canais se propagam e aumentam de tamanho, causando falha no concreto e, conseqüentemente, elevada perda de resistência à compressão.

Ainda em relação à acentuada perda de resistência à compressão para as amostras de CAR-SF e de CAR-FP na temperatura de 800 °C, entende-se que ela é decorrente da transformação do quartzo da forma α para β , que causa expansão volumétrica do CAR a aproximadamente a 571 °C, resultando em redução da ligação entre o agregado e a pasta de cimento (MA *et al.*,

2015). Outra possível razão é a decomposição do gel de hidrato de cálcio, que causa severa deterioração do CAR (DEMIREL, 2010).

Diante de tais observações, pode-se dizer que, em geral, a resistência à compressão dos concretos com fibras permanece menor do que as dos concretos sem fibras para todos os ciclos de temperaturas estudados. De acordo com a literatura, os resultados de resistência à compressão residual do concreto com a adição de fibras de polipropileno são contraditórios. Os estudos realizados por Suhaendi e Horiguchi (2006) e Xiao e Falker (2006) mostraram uma diminuição da resistência residual, enquanto os trabalhos de Kalifa *et al.* (2001) e Schneider *et al.*, (1982) revelaram melhorias em resistências residuais. Essa diferença pode ser atribuída às condições experimentais, como a cura, as condições da amostra e a taxa de aquecimento.

4.2.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade na temperatura ambiente e o módulo de elasticidade residual em diferentes temperaturas, bem como as perdas desta propriedade em relação à temperatura ambiente para as amostras de CAR-SF e CAR-FP, são expostos na Figura 4.6. Destaca-se que o módulo de elasticidade do concreto pode ser afetado pelos mesmos fatores que influenciam sua resistência à compressão (MALHOTRA, 1982).

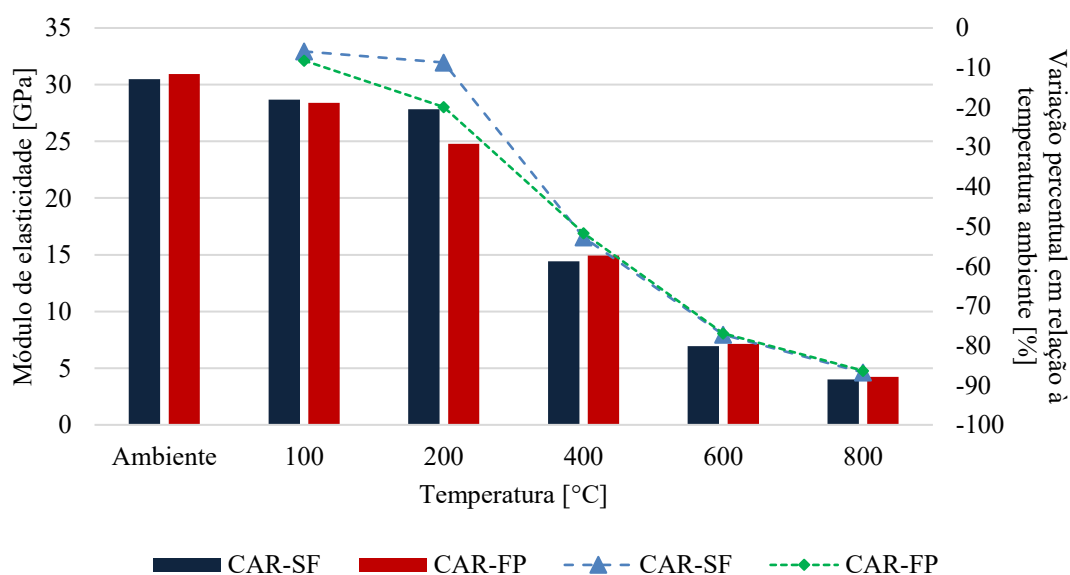


Figura 4.6 – Módulo de elasticidade do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

Na temperatura ambiente, o módulo de elasticidade da amostra de CAR-FP foi 1,49% maior que a de CAR-SF, mostrando o impacto positivo de fibras de polipropileno neste aspecto. Este resultado está de acordo com alguns estudos da literatura, que apontam que o módulo de elasticidade do material a 25 °C foi melhorado com a adição de fibras de polipropileno (CIFUENTES *et al.*, 2013, GENCEL *et al.*, 2011). Outra razão para isso é que a adição de fibras aumenta a ductilidade do material.

Na Figura 4.6, pode-se observar que, com o aumento de temperatura, há uma diminuição no valor de módulo de elasticidade para todas as amostras de CAR-SF e CAR-FP, demonstrando uma tendência de decréscimo desta propriedade da temperatura ambiente para a temperatura de 800 °C. Portanto, pode-se dizer a rigidez sempre diminui com o aumento de temperatura por conta das microfissuras na pasta de cimento causadas pelo ciclo térmico na etapa de aquecimento e o efeito adicional no processo de resfriamento (CIFUENTES *et al.*, 2012).

Entre 100 °C a 200 °C, o módulo de elasticidade do CAR-SF diminuiu 5,91% e 8,68% a 100 °C e a 200 °C, respectivamente, enquanto o do CAR-FP reduziu 8,21% e 19,88% a 100 °C e a 200 °C, nesta ordem, sempre em relação aos valores obtidos à temperatura ambiente. Este decréscimo generalizado demonstra o efeito negativo das fibras de polipropilenos para estes patamares de temperatura, indicando que a pressão de vapor afetou rapidamente esta propriedade.

Na exposição a 400 °C, as perdas de módulo de elasticidade foram de 52,72% e 51,70% para o CAR-SF e o CAR-FP, respectivamente, também em relação ao módulo de elasticidade à temperatura ambiente. Enquanto a temperatura sobe, ocorrem microfissuras térmicas, as quais acarretam na redução de rigidez das amostras de concreto CAR-SF e CAR-FP (CIFUENTES *et al.*, 2012). A amostra de CAR-FP teve uma menor perda quando comparada com a amostra do CAR-SF da temperatura de 200 °C para 400 °C, pois pressão de vapor interna é reduzida por meio das conexões do canal gerado pelas fibras de polipropileno em fusão, de modo que esta pressão pode ser evacuada com mais eficiência (CIFUENTES *et al.*, 2012).

Esta tendência de queda acentuada de módulo de elasticidade das amostras de CAR-SF e de CAR-FP se repete em faixas de temperatura compreendidas entre 600 °C e 800 °C. Para a temperatura de 600 °C, a amostra de CAR-SF perdeu 77,26 %, enquanto que a amostra de CAR-FP perdeu 76,91%. Isso acontece sobretudo por conta da rede densa de canais derretidos

criados pela evaporação das fibras de polipropileno sob elevadas temperaturas, que se acumulam em um único local, favorecendo a formação de fissuras na microestrutura do CAR. A 800 °C, ocorreram as maiores perdas de módulo de elasticidade, 86% para ambas as amostras, o que pode ser explicado pelo número elevado de microfissuras desenvolvidas. Portanto, a diminuição dos valores desta propriedade é mais rápida do que os valores de resistência à compressão, sendo que a adição de fibras de polipropileno não alterou a tendência de queda do valor de módulo de elasticidade com o aumento de temperatura. Assim, entende-se que o módulo de elasticidade dos concretos de alta de resistência com e sem fibras de polipropileno diminuem gradualmente com o aumento de temperatura até a temperatura de 200 °C e, a partir de então, diminui acentuadamente até a temperatura de 800 °C.

4.2.5 Resistência à tração

A resistência à tração na temperatura ambiente e resistência à tração residual a diferentes temperaturas, bem como a variação em relação à temperatura ambiente para as amostras do CAR com e sem fibras de polipropileno são expostos na Figura 4.7. Na temperatura ambiente a amostra de CAR-FP mostrou uma resistência à tração 6,8% maior quando comparada com a amostra de CAR-SF, o que mostra o impacto positivo de fibras de polipropileno no aumento de resistência do CAR carregado sobre a tração. Na temperatura de 25 °C, a adição de fibras de polipropileno pode introduzir um ganho de resistência ao processo de fissuração em materiais de concreto (SHAH, 1992), de modo que a resistência à tração da amostra de CAR-SF foi menor do que a da amostra de CAR-FP.

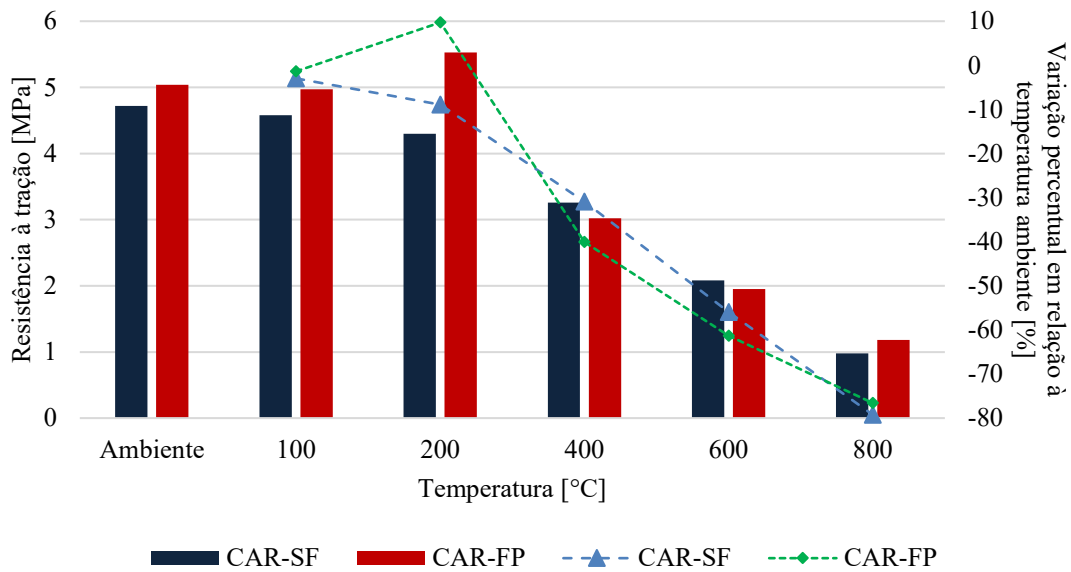


Figura 4.7 – Resistência à tração do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

A Figura 4.7 mostra que o aumento de temperatura provoca uma diminuição no valor de resistência à tração para todas as amostras de CAR-SF. Para as amostras de CAR-FP, por outro lado, há uma queda de 2,97% para a temperatura de 100 °C e uma recuperação acentuada de 9,72% para a temperatura de 200 °C, variações sempre em relação à resistência à tração em temperatura ambiente. Este aumento no valor de resistência à tração da amostra de CAR-FP para o patamar de temperatura de 200 °C pode ser atribuído especialmente ao desenvolvimento de hidratos secundários e conversão dos grãos de cimento não hidratados remanescentes, que se hidrata rapidamente e produz gel hidratado secundário com a participação de microsilica nessa temperatura. Também pode ocorrer em função do efeito de ligação adequada entre a fibra e a matriz, o que indica a influência positiva no efeito da fibra de polipropileno na resistência à tração e aprimoramento do CAR até 200 °C. Outra razão para o aumento de resistência à tração é o efeito de autoclave e a criação de elementos de siloxane mais fortes, que causam um aumento de resistência na faixa de temperatura entre 250 °C e 350 °C (MA *et al.*, 2015). Assim, entende-se que a fusão das fibras de polipropileno é benéfica para a resistência à tração da amostra de CAR-FP para faixa de temperatura de 200 °C.

Na exposição a 400 °C, a resistência à tração do CAR-SF e do CAR-FP diminuiu 30,93% e 40%, respectivamente, quando comparadas com os seus valores obtidos em temperatura ambiente. Essa elevada diminuição da amostra de CAR-FP se deve principalmente à rede

densa de canais derretidos criados pela evaporação das fibras de polipropileno sob elevadas temperaturas, que se acumulam em um único local, iniciando fissuras na microestrutura do CAR e levando à falha repentina da amostra com fibras sob a carga de tração.

Entre 600 °C e 800 °C, a tendência é a mesma. A redução da resistência à tração ocorre sobretudo por causa da degradação química e das microfissuras provocadas pela pressão exercida nos poros da microestrutura do CAR e pelas incompatibilidades térmicas existentes entre o agregado e a pasta de cimento. Outra causa possível é a mudança de fase dos agregados de quartzo. Acima de 600 °C, assim como aconteceu nos ensaios de resistência à compressão, ocorre a transformação do quartzo da forma α para β , causando expansão volumétrica do CAR e resultando em redução da ligação entre o agregado e a pasta de cimento.

A 600 °C a 800 °C, o CAR-SF perdeu 55,93% e 79,24% da resistência à tração, respectivamente, e o CAR-FP, por sua vez, perdeu 61,31% e 76,59% nesta mesma ordem, sempre em relação à temperatura ambiente. Esta redução de valores é devida a poros e canais criados pela evaporação da água de ligação e pelo derretimento de fibras de polipropileno, que aumentam os defeitos internos da matriz do CAR e também enfraquecem a ligação entre a pasta de cimento e o agregado. A redução máxima de resistência à tração a 800 °C é devida à mudança de fase do material quartzítico. Como a temperatura aumenta, as cadeias tetraédricas das moléculas de quartzo se alongam e se reorientam, levando a um aumento significativo de volume, que causam fissuras radiais em torno do perímetro da partícula da amostra aquecida (NIJLAND, 2001).

4.2.6 Absorção

Um dos principais parâmetros que governam a durabilidade do concreto é a penetração de água, gás e íons, que depende principalmente da microestrutura e da porosidade do concreto. Sabe-se que o CAR possui uma microestrutura densa e que o desenvolvimento de poros e microfissuras sob elevadas temperaturas impacta suas propriedades de durabilidade, como a absorção de água. Portanto, o estudo da absorção de água no CAR com e sem fibras de polipropileno foi realizado para avaliar suas propriedades intrínsecas de porosidade e permeabilidade do concreto.

Na Figura 4.8, que mostra os resultados dos ensaios de absorção de água em diferentes patamares de temperatura. Pode-se observar o acréscimo de temperatura conduz ao aumento na porcentagem dos valores de absorção para todas as amostras de concreto com e sem fibras de polipropileno. Nota-se também que, todas as amostras de CAR-FP possuem valores maiores em porcentagem de absorção quando comparadas com as amostras de CAR-SF para os mesmos patamares de temperaturas.

Kalifa *et al.* (2001) atribuíram o aumento da porosidade e, conseqüentemente, dos índices de absorção com a elevação da temperatura, ao escape de água e às microfissuras geradas por expansões entre o agregado e a pasta de cimento. Fares *et al.* (2009), por sua vez, associaram evolução destes parâmetros à saída de água absorvida nos poros capilares e à liberação de água nos produtos de hidratação da pasta de cimento. Já na pesquisa realizada Ye *et al.* (2007) indicam que este aumento é devido à decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e hidróxido de cálcio (CH).

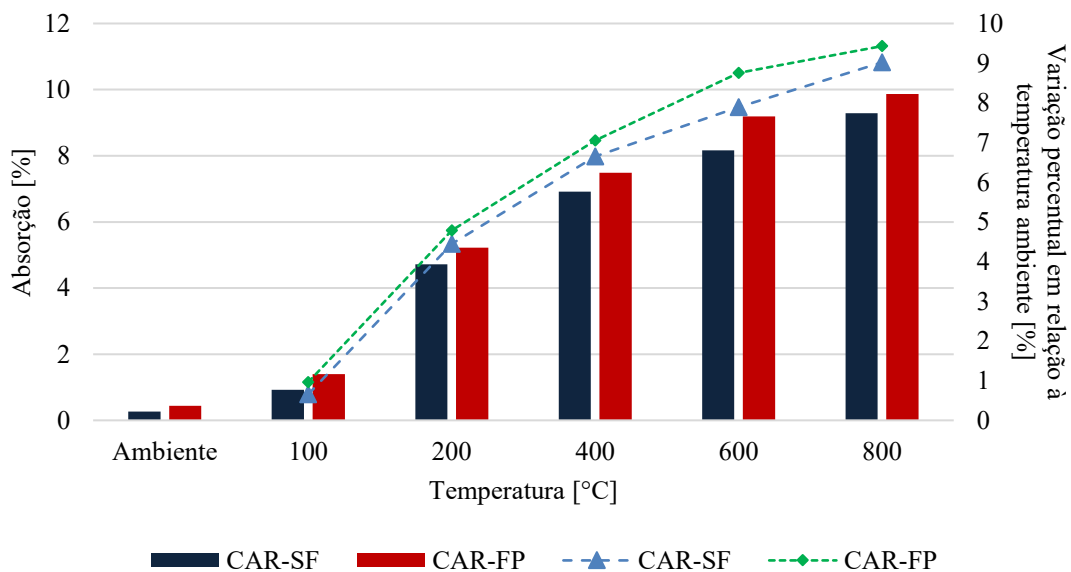


Figura 4.8– Absorção de água do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

Na temperatura ambiente, a amostra de CAR-SF apresentou menor absorção quando comparada com a amostra de CAR-FP, provavelmente por esta amostra possuir maior resistência mecânica à compressão em virtude da microestrutura mais densa, com menor porosidade e poros com dimensões mais reduzidas e segmentadas. Na temperatura de 100 °C, houve um pequeno aumento de absorção para as amostras de CAR-FP e CAR-SF.

A 200 °C, houve um crescimento acentuado na porcentagem de absorção nas amostras de CAR-FP e CAR-SF, sendo que a amostra de CAR-FP possui um valor ligeiramente maior em comparação com a amostra de CAR-SF. Este aumento pode ser devido à maior penetração de água através dos espaços vazios e canais criados pelas fibras de polipropileno derretidas.

No patamar de 400 °C, também houve um aumento acentuado de absorção de água para as amostras de CAR-FP e CAR-SF: 7,49% e 6,92%, respectivamente. Assim como a 200 °C, isso ocorreu por conta do derretimento das fibras de polipropileno. A 600 °C, esta tendência de aumento se repetiu, sendo que este derretimento de fibras e canais se confirma por meio das imagens obtidas pela lupa de ampliação, as quais são discutidas no item 4.2.10.

A 800 °C, a amostra de CAR-FP teve 9,87% de absorção de água, valor maior do que o da amostra de CAR-SF. Entende-se que, à medida que a temperatura aumenta, maior a quantidade de fibras de polipropileno derretidas, elevando o número de canais e melhorando os vazios interconectados, através dos quais a água penetra facilmente no corpo de concreto, aumentando assim a sua absorção de água.

De acordo com os valores expostos na Figura 4.8, para todos os patamares de temperatura, a amostra de CAR-FP teve maiores ganhos de absorção em relação à temperatura ambiente, quando comparada com a amostra de CAR-SF. A maior diferença foi identificada na temperatura de 600 °C, com ganho de 8,75% na amostra de CAR-FP e de 7,89% na de CAR-SF. Além das razões previamente apresentadas, outro motivo para estes resultados pode o efeito das fibras de polipropileno na trabalhabilidade, pois elas levam a uma fluidez diminuída e a poros adicionais na mistura de concreto (RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2013).

4.2.7 Resistividade elétrica

A resistividade elétrica é um parâmetro qualitativo de durabilidade, caracterizado pela movimentação dos íons na rede de poros e está diretamente ligada à umidade contida na estrutura (DINIZ, 2018). Raisdorfer (2015) menciona que a resistividade elétrica é o parâmetro responsável por indicar o grau de dificuldade da passagem da corrente elétrica pelo material, que representa a capacidade do concreto de resistir à condução de íons em sua estrutura, quando nela é aplicada uma diferença de potencial elétrico.

Nesta perspectiva, a Figura 4.9 mostra os resultados da variação média de resistividade elétrica superficial com os níveis de temperaturas ambiente e elevadas, como também os valores de perda ou ganho em relação à temperatura ambiente. Todas as análises foram feitas para o CAR-SF e para o CAR-FP, podendo-se então avaliar o risco de corrosão das armaduras, tendo como base a Tabela 4.4, que relaciona a resistividade elétrica superficial com este risco.

Tabela 4.4 – Risco de corrosão em função da resistividade elétrica superficial (Polder, 2001).

Resistividade superficial do concreto	Indicação do risco de corrosão
> 200 ohm.m	Desprezível
100 a 200 ohm.m	Baixa
50 a 100 ohm.m	Alta
< 50 ohm.m	Muito Alta

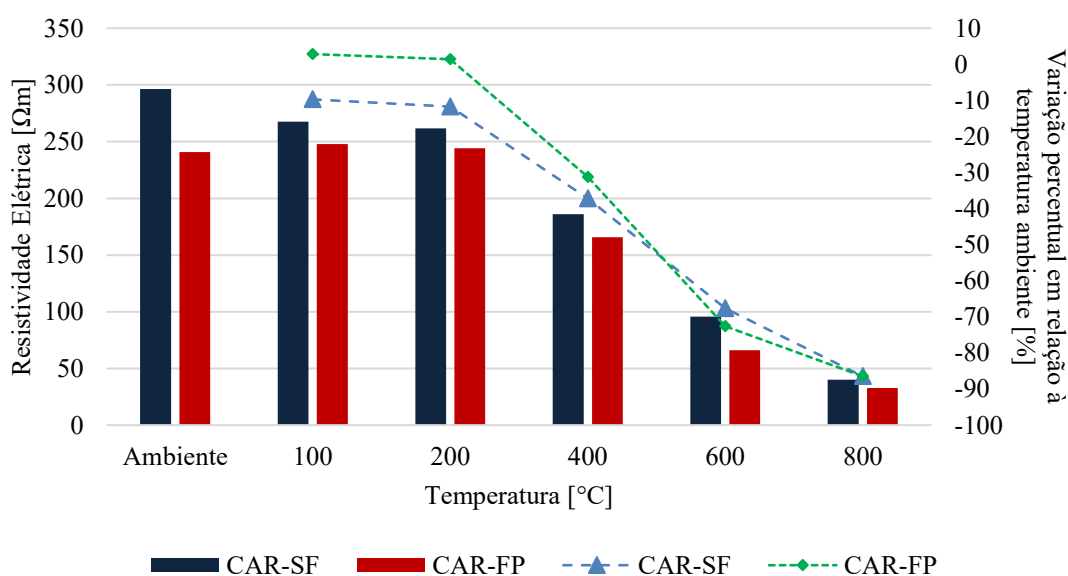


Figura 4.9 – Resistividade do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

Na Figura 4.9, pode-se observar o aumento da temperatura leva à diminuição nos valores de resistividade elétrica para todas as amostras de CAR-SF. Nota-se também que todas as amostras de CAR-SF possuem maior resistividade elétrica do que as de CAR-FP para todos os patamares de temperaturas.

Na temperatura ambiente, o CAR-SF apresentou valor maior na de resistividade, provavelmente por esta amostra possuir maior resistência mecânica à compressão. Além disso, a amostra de CAR-FP absorve menores quantidades de água no processo de moldagem dos corpos de provas, porque as fibras de polipropileno ocupam mais os espaços vazios nos poros. Ademais, os resultados obtidos de resistividade elétrica na temperatura ambiente representam risco desprezível de corrosão das armaduras.

A 100°C, a amostra de CAR-FP teve um ganho de 2,84% de resistividade elétrica em relação à temperatura ambiente, enquanto a amostra de CAR-SF perdeu 9,72%. Esta diferença se deve à insuficiência da amostra de CAR-SF em liberar a pressão de vapor do núcleo do concreto, o que possivelmente reduz a capacidade de resistir à condução de íons em sua estrutura e também proporciona uma maior perda de umidade e, conseqüentemente, de resistividade elétrica. Assim como à temperatura ambiente, para todas as amostras há risco desprezível de corrosão das armaduras.

Na temperatura de 200 °C, a tendência foi a mesma, com ganho de 1,39% de resistividade elétrica do CAR-FP e perda de 11,72% do CAR-SF, sempre em relação à temperatura ambiente. Isso ocorre pois, acima de 170 °C, as fibras de polipropileno derretem e criam canais na estrutura de concreto, reduzindo a pressão de vapor, mantendo uma boa capacidade de resistir à condução de íons e proporcionando uma menor perda de umidade. Mais uma vez, pode-se desprezar o risco de corrosão de armaduras para todas as amostras.

A 400 °C, houve um aumento acentuado na perda de resistividade elétrica para todas as amostras, sendo 37,19% e 31,21% de perdas no CAR-SF e no CAR-FP, respectivamente. A amostra de CAR-FP mostrou melhor desempenho de resistividade elétrica em relação à temperatura ambiente, provavelmente por liberar a pressão de vapor do núcleo do concreto, proporcionando boa capacidade de resistir à condução de íons e menor perda de umidade, assim como aconteceu à temperatura de 200 °C. Novamente, a resistividade elétrica obtida para todas as amostras neste patamar de temperatura representa um baixo risco de corrosão das armaduras. Na temperatura de 600 °C, os resultados obtidos mostraram a mesma tendência.

No patamar de 800 °C, foram observados os maiores valores de perda de resistividade elétrica das amostras em relação à temperatura ambiente. Conforme exposto na Figura 4.9, as

amostras de CAR-FP e CAR-SF tiveram uma perda de aproximadamente 86,5%, o que se deve ao número elevado de microfissuras desenvolvidas nos corpos de prova, mostrando que, neste nível de temperatura, existe um risco muito alto de corrosão das armaduras.

4.2.8 Perda de massa

Existem muitas causas potenciais para perda de massa (ou de peso) após a exposição do concreto a altas temperaturas. No entanto, expulsões de pedaços ou lascamento das camadas superficiais do material são os principais motivos de perda de massa (YÜKSEL, 2011).

A Figura 4.10 mostra os resultados de variação média de perda de peso do CAR com e sem fibras de polipropileno quando submetido a diferentes temperaturas. Nota-se que o aumento de temperatura leva à maior perda de massa em todas as amostras, sendo as perdas do CAR-FP sempre superiores às do CAR-SF. Vale ressaltar que as perdas são mais acentuadas em temperaturas acima de 100°C e que, abaixo deste valor, não houve perda de massa em nenhuma amostra.

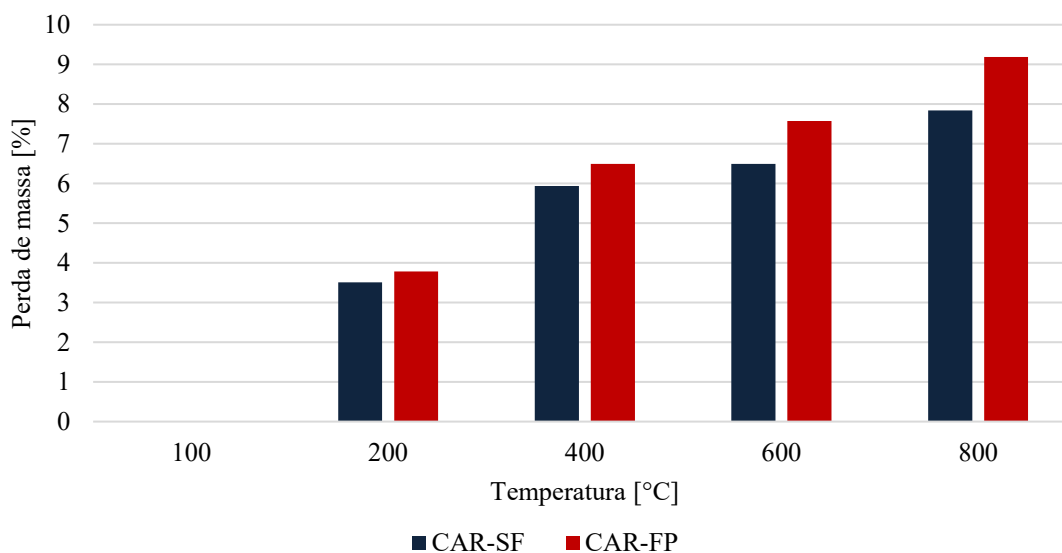


Figura 4.10 – Perda de massa percentual do CAR com e sem fibras de polipropileno em diferentes temperaturas.

Em temperaturas acima de 600 °C, as fibras de polipropileno passam do estado fundido e evaporam, conduzindo ao aumento da perda de peso da amostra de CAR-FP em relação à amostra de CAR-SF. Esta perda ocorre sobretudo em função da perda de água nas três formas, nomeadamente água livre, água adsorvida e água quimicamente combinada. A partir dos

resultados, pode-se observar que não há diferença significativa na porcentagem de perda de peso para as amostras de CAR-FP e CAR-SF para a temperatura de 200°C.

A 400 °C, a porcentagem da perda de peso é maior para a amostra de CAR-FP, o que também acontece nas temperaturas de 600 °C e 800 °C. Nesta última, observou-se a máxima variação máxima nos resultados das amostras de CAR-FP e de CAR-SF, 1,35%. Portanto, entende-se que a presença de fibras eleva as perdas de massa, o que está em conformidade com os trabalhos desenvolvidos por Xiao (2006) e Falkner (2006).

4.2.9 Velocidade ultrassônica

A velocidade ultrassônica é um parâmetro qualitativo para avaliação de durabilidade, utilizado para avaliar a qualidade do concreto. O teste utilizado, denominado ensaio de propagação do pulso ultrassônico (VPU), consiste em uma técnica sensível aos fenômenos de degradação, incluindo fissuras internas e outras alterações devido ao tratamento, e foi realizado para avaliar as consequências da exposição do CAR com e sem fibras de polipropileno às temperaturas ambiente e elevadas.

A Tabela 4.5 indica a correlação entre a velocidade de onda ultrassônica e a qualidade do concreto, tabela esta utilizada para analisar os resultados. Para isso, utiliza-se a norma britânica BS EN 12504 (2004), que precede a elaboração das normas NBR 8802 (ABNT, 2019), a ASTM C 597 (2016), as definições sustentadas por Al-Nu'man *et al.*(2016), como também Muduli e Mukharjee (2019), que usam estes valores embasados pela norma indiana IS 13311-1 (1992).

Tabela 4.5 – Critérios de avaliação do concreto com base na VPU aos 28 dias (Compilado da BS EN 12.504, 2004; Al-Nu'man *et al.*, 2016; Muduli e Mukharjee, 2019).

Velocidade de pulso ultrassônico[m/s]	Qualidade do concreto
$V > 4.500$	Excelente
$3.500 < V < 4.500$	Ótimo
$3.000 < V < 3.500$	Bom
$2.000 < V < 3.000$	Regular
$V < 2.000$	Ruim

A Figura 4.11 mostra os resultados da variação média de velocidade ultrassônica com os níveis de temperaturas ambiente e elevadas, além da variação percentual em relação à temperatura ambiente, tanto para o CAR-SF quanto para o CAR-FP. Observa-se que, com o aumento de temperatura, há uma diminuição nos valores de VPU para todas as amostras. É sabido que quanto menor o valor da VPU relativa, maior é a gravidade do dano. Claramente, a transmissão de ondas ultrassônicas através da massa é muito influenciada pela presença de microfissuras no concreto. Assim, a diminuição na velocidade do pulso com o aumento de temperatura é uma medida sensível da evolução da fissuração do material. Yang *et al.* (2009) encontraram resultados similares em seus experimentos.

Na temperatura ambiente, a amostra de CAR-SF apresenta maior VPU do que a de CAR-FP, possivelmente porque esta amostra possui maior resistência mecânica à compressão. Ademais, os resultados de VPU obtidos para todas as amostras indicaram qualidade excelente do concreto.

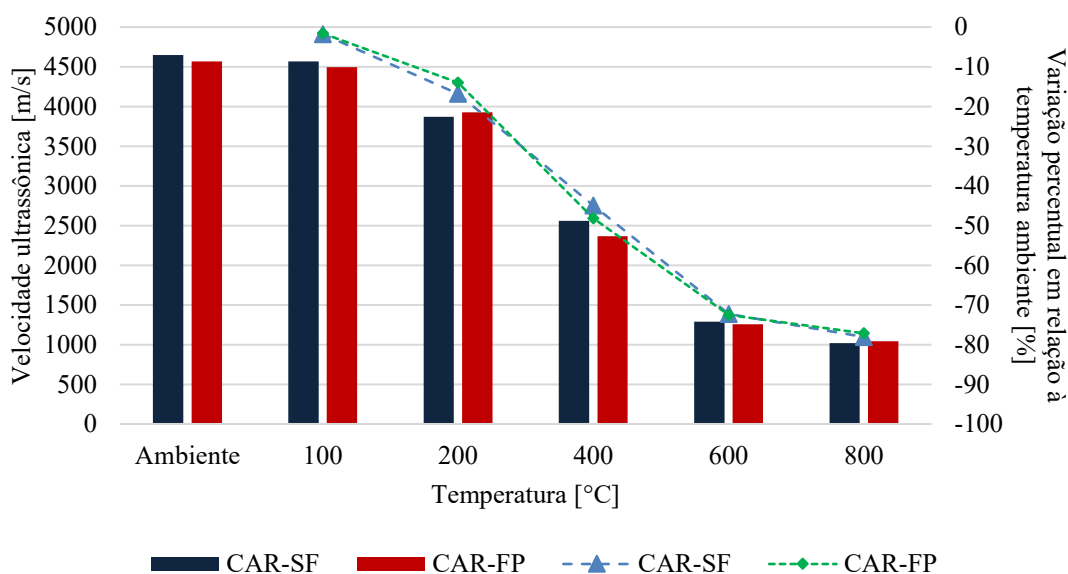


Figura 4.11 – Velocidade ultrassônica do CAR com e sem fibras de polipropileno e variação percentual em relação à temperatura ambiente quando exposto a diferentes temperaturas.

No gráfico da Figura 4.11, a amostra de CAR-FP apresentou menor perda no valor de VPU em relação à temperatura ambiente em comparação com a amostra de CAR-SF para as temperaturas de 100°C e 200°C, o que se deve à insuficiência da amostra de CAR-SF em liberar a pressão de vapor do núcleo do concreto, levando à formação de microfissuras e discontinuidades na matriz do concreto. Além disso, na temperatura de 200 °C, o valor de VPU da amostra de CAR-FP foi maior do que a de CAR-SF. Pode-se dizer ainda que os

resultados na temperatura 100 °C de todas as amostras indicam uma qualidade excelente do concreto, enquanto a 200 °C, apontam qualidade boa.

A 400 °C, houve um aumento acentuado na perda de VPU em relação à temperatura ambiente para amostra de CAR-FP (48,21%), quando comparada com a amostra de CAR-SF (44,98%). Entende-se que isso acontece porque a evaporação das fibras de polipropileno cria canais que aumentam as microfissuras internas e, em decorrência desse aumento, a qualidade do concreto diminui. Os valores obtidos de VPU nesta temperatura indicam qualidade regular do concreto para todas as amostras.

Na temperatura de 600 °C, observou-se o aumento significativo da perda de VPU em relação à temperatura ambiente, de aproximadamente 72%, o que se deve à formação de poros e fissuras por conta da fusão das fibras, no caso da amostra de CAR-FP, sob temperaturas mais elevadas, o que implica alterações físico-químicas na pasta de cimento. Além disso, as amostras de CAR-FP e CAR-SF sofrem incompatibilidade térmica entre a pasta de cimento e o agregado, alterando as propriedades mecânicas do concreto. Os resultados obtidos para todas as amostras indicam uma qualidade ruim do concreto.

A 800 °C, foram observados os maiores valores de perda de VPU. Conforme exposto na Figura 4.11, a amostra de CAR-FP perdeu 77,16% e a de CAR-SF perdeu 78,07%, quando comparadas com os valores obtidos à temperatura ambiente. O número de microfissuras desenvolvidas nas amostras de concreto CAR-FP e CAR-SF é elevado, conduzindo a uma diminuição acentuada no valor de VPU nesta temperatura. O maior número de fissuras atrasa a velocidade de pulso no concreto (YÜKSEL, 2011), ou seja, resulta em valores baixos de VPU. Assim como a 600 °C, os resultados apontam para uma qualidade ruim do concreto.

4.2.10 Análise de microestrutura

As imagens da microestrutura foram realizadas visando fazer uma análise quantitativa da durabilidade, utilizando-as para avaliar a qualidade do concreto de alta resistência com e sem fibras de polipropileno. A microestrutura do CAR com e sem fibras de polipropileno submetido a temperaturas de 25 °C, 100 °C e de 200 °C é mostrada na Figura 4.12, na Figura 4.13 e na Figura 4.14, respectivamente.

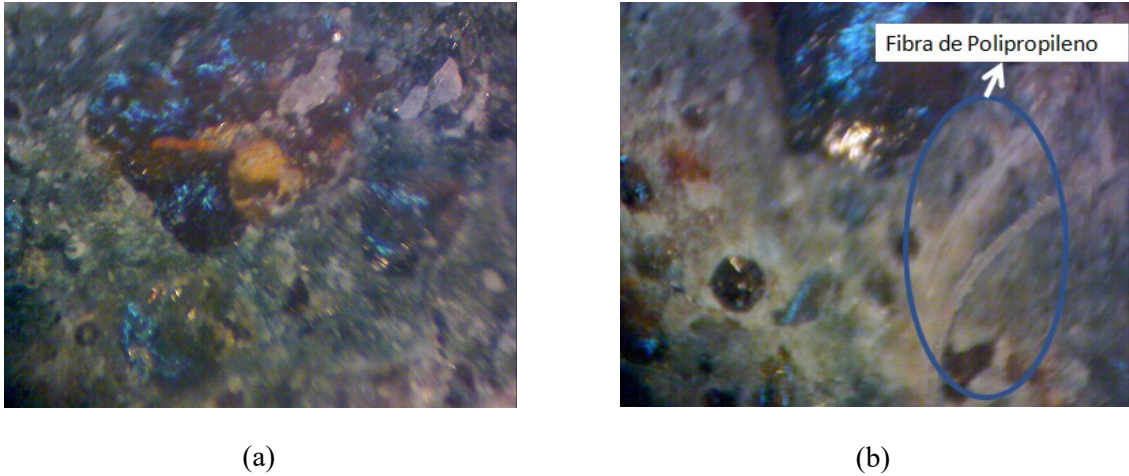


Figura 4.12 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 25 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 25 °C.

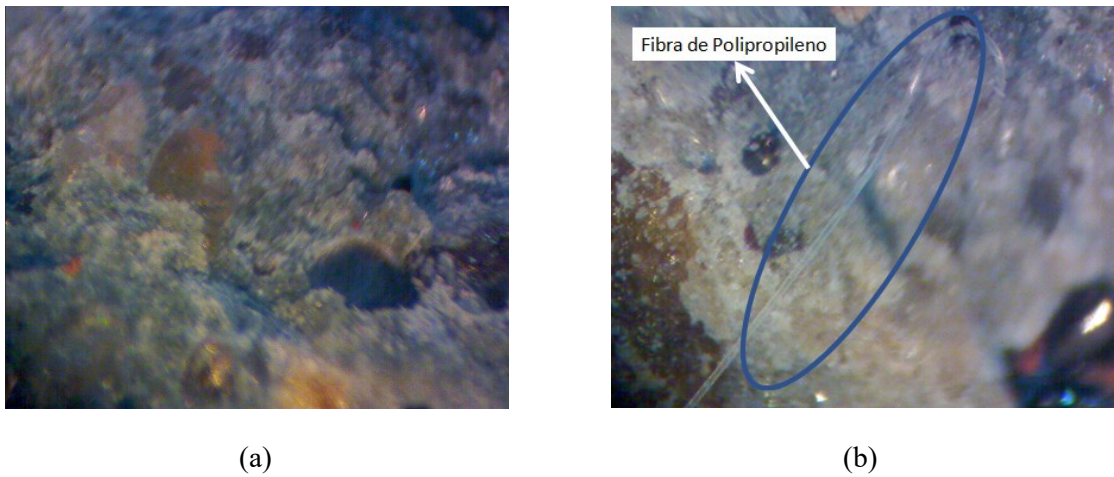


Figura 4.13 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 100 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 100 °C.

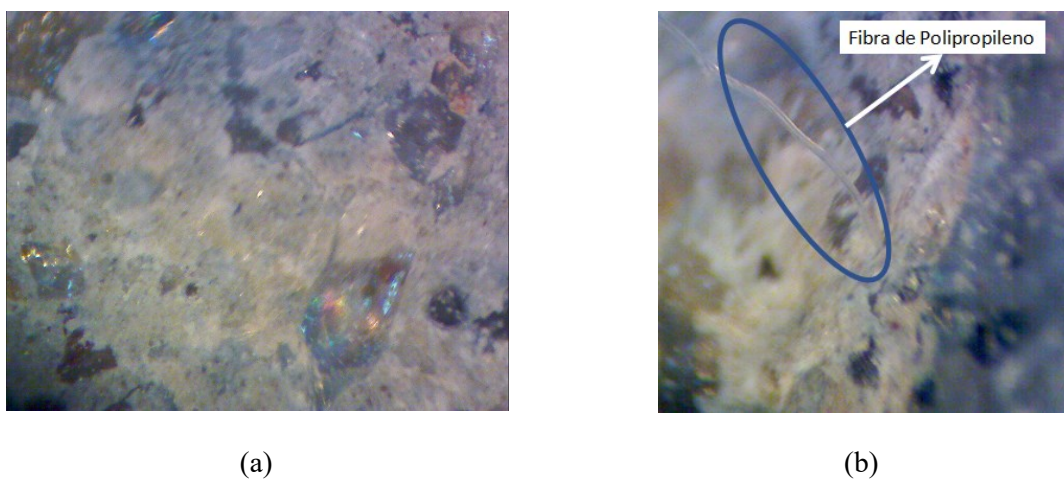


Figura 4.14 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 200 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 200 °C.

As amostras de CAR-SF e de CAR-FP mostraram uma microestrutura densa e com arranjos fechados de compostos hidratados nas temperaturas de 25 °C, 100 °C e 200 °C, como se

verifica na Figura 4.12, na Figura 4.13 e na Figura 4.14, respectivamente. As imagens obtidas na lupa de ampliação da amostra de CAR-FP mostraram a presença das fibras de polipropileno, as quais estão estreitamente unidas com a pasta de cimento nas temperaturas supracitadas. O aumento de resistência à compressão em relação ao seu valor na temperatura ambiente foi observado para as amostras do CAR-FP a 100 °C e 200 °C, com razões já discutidas no item 4.2.3.

A 400 °C, a resistência à compressão da amostra de CAR-FP indicou uma queda maior quando comparada com a da amostra de CAR-SF, quando comparada com a situação à temperatura de 200 °C. Isso ocorre porque os canais criados pelo derretimento das fibras de polipropileno afetaram diretamente a microestrutura da amostra de CAR-FP, ocasionando maior redução desta propriedade. Estes canais de fibras derretidas são indicados na Figura 4.15b. Além disso, a porosidade do concreto tem um impacto significativo na pressão do vapor dos poros. Nesta perspectiva, as fibras de polipropileno fundem normalmente a uma temperatura inferior a 300 °C, o que resulta em um aumento de porosidade do concreto e na criação de mais rotas de escape que levam à redução da pressão do vapor de água de colagem. No entanto, a fusão das fibras de polipropileno causa incompatibilidade térmica entre o agregado e a pasta de cimento, aumentando o espaço livre e criando um amortecedor térmico. Assim, pode-se dizer que esta fusão beneficia a evaporação de água e melhora de resistência à compressão da amostra de CAR-FP até a temperatura de 200 °C.

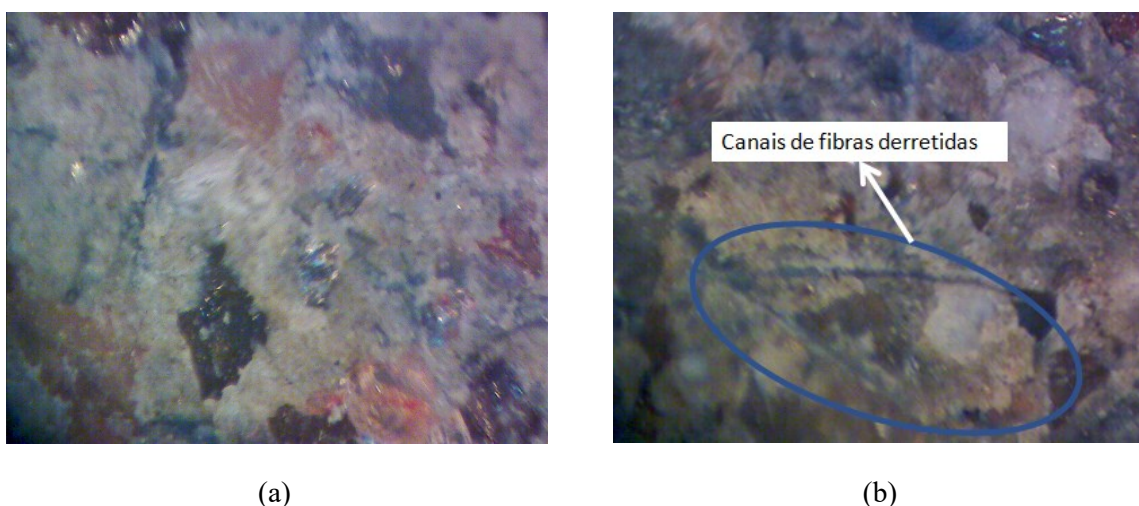


Figura 4.15 – (a) Microestrutura do CAR-SF a 400 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 400 °C.

Já na temperatura de 600 °C, a microestrutura dos corpos de provas de CAR com e sem fibras revela que a decomposição do hidróxido de cálcio (CH) e o número considerável de fissuras

ocorrem devido à expansão térmica da pasta de cimento, que causa quebra local da ligação entre cimento e agregado. Consequentemente, a elevada redução da resistência à compressão foi observada nas amostras de CAR-SF e CAR-FP, que possuem valores similares para este patamar de temperatura. A presença de canais devido ao derretimento de fibras de polipropileno da amostra de CAR-FP e as fissuras desenvolvidas em consequência da expansão térmica foram observadas em imagens obtidas na lupa de ampliação a 600 °C, como mostrado na Figura 4.16.

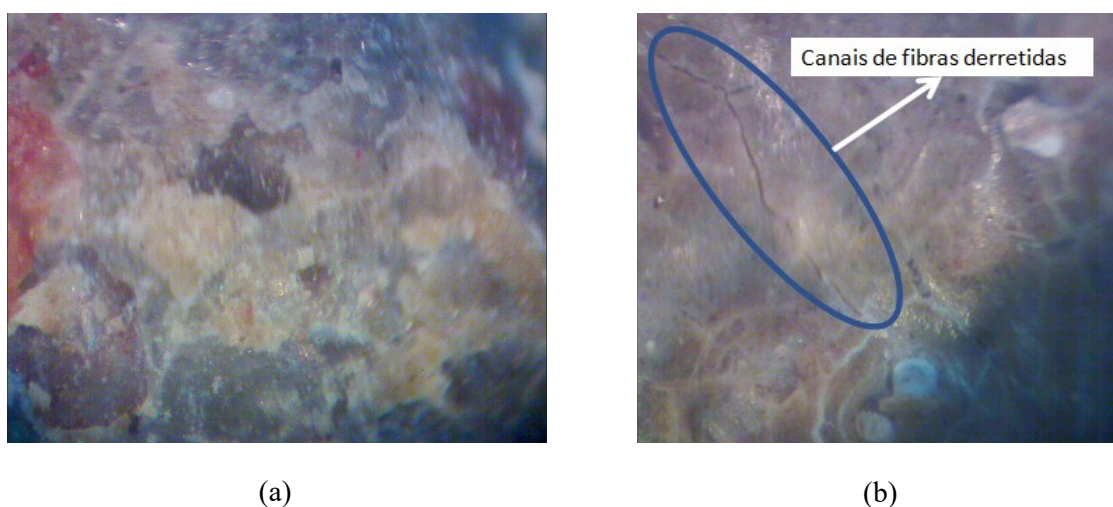
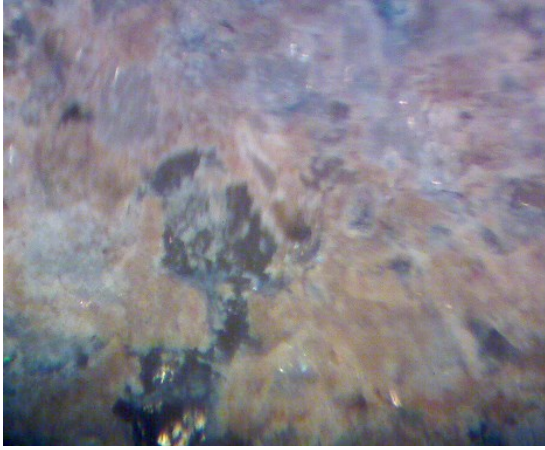


Figura 4.16– (a) Microestrutura do CAR-SF a 600 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 600 °C.

À medida que aumenta a temperatura, o CAR com e sem fibras de polipropileno se deteriora continuamente. A 800 °C, tem-se um aumento de porosidade e zona de interfase fraca entre agregado e pasta de cimento, reduzindo a resistência à compressão do CAR. A resistência à compressão da amostra de CAR-FP a 800 °C foi ligeiramente inferior à de CAR-SF neste patamar de temperatura, devido aos vários canais de fibras de polipropileno derretidos e fissuras nos limites dos canais derretidos, como exposto na Figura 4.17b. Nesta temperatura, a microestrutura do CAR torna-se bastante desintegrada, com grãos ásperos, resultando em resistência à compressão residual muito baixa.



(a)



(b)

Figura 4.17 –(a) Microestrutura do CAR-SF a 800 °C; (b) Microestrutura do CAR-FP a 800 °C.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentam-se neste item as principais considerações sobre esta pesquisa experimental, além de algumas recomendações para trabalhos futuros, visando a continuidade deste trabalho.

5.1 Conclusões

O programa experimental empregado neste trabalho visou estudar a influência das elevadas temperaturas sobre as propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do concreto de alta resistência (CAR) com e sem adição de fibras de polipropileno, por meio de ensaios destrutivos e não destrutivos e análises laboratoriais. Os resultados obtidos e as discussões apresentadas no item 4 permitiram chegar a algumas conclusões, as quais são apresentadas separadamente para cada uma das etapas deste trabalho.

5.1.1 Conclusões da Etapa I

Constatou-se que os traços propostos para as amostras de CAR com e sem adição de fibras de polipropileno atenderam às exigências para poder classificar o material como de alta resistência, uma vez que foram obtidos valores de resistência à compressão acima de 50 MPa. Assim, estes traços foram tomados em definitivo.

Além disso, em nenhum dos ensaios de aquecimento desta etapa ocorreu *spalling*, podendo-se concluir que a metodologia adotada, em conformidade com algumas das recomendações RILEM TC 200-HTC (SCHNEIDER *et al.*, 2007) e RILEM TC129-MTH (1995, 2000, 2004), foi satisfatória e então considerada como definitiva.

5.1.2 Conclusões da Etapa II

Os traços adotados em definitivo na Etapa I foram utilizados nos corpos de prova submetidos aos ensaios de aquecimento e, a exemplo daquela, também não houve ocorrência de *spalling*

nesta etapa. As observações físicas das amostras após estes ensaios permitiram concluir que o uso de fibras de polipropileno no CAR reduz a formação de fissuras e de poros na superfície dos corpos de prova, uma vez que fissuras consideráveis foram observadas nas amostras de CAR-SF na temperatura de 800 °C, algo que não ocorreu nas amostras de CAR-FP.

Em relação à resistência à compressão, o CAR-SF resultou em maior valor quando comparado com o CAR-FP em temperatura ambiente, resultado que está em conformidade com trabalhos encontrados na literatura, os quais apontam que as fibras de polipropileno não têm grande impacto nesta propriedade do concreto não aquecido. Em elevadas temperaturas, porém, os valores de resistência à compressão foram praticamente similares para as amostras de CAR-FP e de CAR-SF.

Quanto ao módulo de elasticidade, identificou-se que na temperatura ambiente a amostra de CAR-FP apresentou um valor maior quando comparada com a de CAR-SF, evidenciando a melhoria desta propriedade com a adição de fibras de polipropileno, resultado também alcançado nos trabalhos de Cifuentes *et al.* (2013) e de Gencel *et al.* (2013). Com o aumento de temperatura até o patamar de 800 °C, concluiu-se que a adição de fibras de polipropileno não alterou a tendência de queda do valor de módulo de elasticidade.

Nos ensaios de resistência à tração, demonstrou-se que o uso de fibras de polipropileno no CAR leva a um aumento significativo desta propriedade na temperatura ambiente, o que está em concordância com o estudo realizado por Shah (1992). Além disso, o CAR-FP teve maior resistência à tração que o CAR-SF até a temperatura de 200 °C, sendo que neste patamar houve um ganho considerável, demonstrando o efeito positivo nas fibras polipropileno para esta propriedade. Em contrapartida, nas temperaturas de 400 °C e 600 °C, o CAR-FP teve menor resistência do que o CAR-SF e, a 800 °C, a amostra de CAR-FP teve desempenho ligeiramente superior quando comparada com a amostra de CAR-SF, podendo-se concluir que, acima de 400 °C, empregar fibras no CAR não acarreta em ganhos de resistência à tração.

Sobre os ensaios de absorção, constatou-se um aumento dos valores desta propriedade com o aumento da temperatura para todas as amostras de concreto, independente da presença ou não de fibras de polipropileno. Notou-se ainda que todas as amostras de CAR-FP tiveram absorção maior do que as de CAR-SF para os mesmos patamares de temperatura. Conclui-se,

portanto, que o uso de fibras aumenta a absorção de água do CAR em qualquer temperatura, posto que à medida que se eleva a temperatura, tem-se a maior penetração de água através dos espaços vazios e canais criados devido às fibras de polipropileno derretidas.

Os ensaios de resistividade elétrica, por sua vez, mostraram que o CAR-SF possui maior resistividade elétrica que o CAR-FP para todos os patamares de temperatura. No entanto, o CAR-FP apresentou melhor desempenho do que o CAR-SF até 400 °C, posto que houve aumento nos valores de resistividade elétrica ao se comparar com os valores obtidos à temperatura ambiente, demonstrando o efeito positivo das fibras de polipropileno para esta propriedade. Para elevadas temperaturas, a redução desta propriedade é similar para os dois tipos de concreto, CAR-SF e CAR-FP, indicando elevado risco de corrosão das armaduras.

Em relação à análise da perda de massa, constatou-se que não houve perdas para a temperatura de 100 °C. Entre 200 °C e 800 °C, entretanto, concluiu-se que o uso de fibras de polipropileno no CAR leva a perdas de massa crescentes, em comparação com o CAR-SF.

Quanto aos ensaios de velocidade ultrassônica, independente do uso ou não de fibras, seus valores diminuíram à medida que a temperatura aumentou. Ainda assim, o CAR-FP teve melhor desempenho que o CAR-SF até a temperatura 200 °C, demonstrando o efeito positivo das fibras de polipropileno para esta propriedade, o que não aconteceu a 400 °C. Acima desse patamar, as reduções dos valores de velocidade ultrassônica são elevadas e praticamente similares para as amostras de CAR-FP e CAR-SF, indicando uma qualidade ruim do concreto.

Finalmente, com a análise qualitativa da microestrutura, para todas as amostras se constatou uma microestrutura densa e com arranjos fechados de compostos hidratados nas temperaturas de 25 °C, 100 °C e 200 °C. Além disso, o CAR-FP apresentou fibras estreitamente unidas com a pasta de cimento nestas mesmas temperaturas. A 400 °C, as imagens da microestrutura da amostra de CAR-FP indicaram perda de resistência à compressão quando se comparou com o valor desta propriedade a 200 °C. A partir daí, a deterioração da microestrutura é contínua, sendo que a 800 °C a resistência à compressão do CAR-FP foi ligeiramente inferior à do CAR-SF. Assim, conclui-se que a fusão das fibras sintéticas beneficia a evaporação de água e melhora de resistência à compressão da amostra de CAR-FP até a temperatura de 200 °C, enquanto que, em elevadas temperaturas, surgem canais criados pelo derretimento das

fibras que afetam diretamente sua microestrutura, ocasionando maior redução desta propriedade.

5.1.3 Conclusões gerais

A adição de fibras de polipropileno ao concreto de alta resistência melhora suas propriedades mecânicas residuais de resistência à compressão (até a faixa de 400 °C) e resistência à tração (até 200 °C), e o módulo de elasticidade (na temperatura ambiente), além das propriedades de durabilidade de compacidade (até 200 °C, medida pelo ensaio de ultrassom) e de resistividade elétrica (até patamares de 400 °C). Em elevadas temperaturas (600 °C e 800 °C), todos os ensaios mostraram desempenho similar nas propriedades mecânicas e de durabilidade, independente do uso ou não de fibras sintéticas, exceto os ensaios de absorção e de perda de massa, cujas propriedades pioraram com a adição de fibras em qualquer temperatura.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

- Estudar as adições de fibras de polipropileno no CAR com diferentes teores e dimensões, a fim de avaliar o comportamento das propriedades mecânicas residuais e a durabilidade após o ensaio de aquecimento;
- Comparar os resultados experimentais com modelos computacionais;
- Variar as taxas de aquecimento, a fim de avaliar a ocorrência do *spalling* no CAR;
- Buscar alternativas técnicas além da adição de fibras de polipropileno no CAR, visando reduzir ou eliminar os riscos do efeito *spalling*;
- Analisar dados de estruturas incendiadas e compará-los com os resultados de ensaios laboratoriais das propriedades mecânicas residuais;
- Analisar estatisticamente resultados nacionais e estrangeiros de propriedades mecânicas residuais e a durabilidade do CAR com e sem adição de fibras de polipropileno em situação de incêndio;
- Estudar a distribuição de temperatura na seção transversal da estrutura do CAR com e sem adições de fibras de polipropileno e desenvolver metodologias que proporcionem ensaios experimentais normatizados, visando o entendimento do comportamento do CAR em situações de incêndio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMS, MELVIN S. COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE AT TEMPERATURES TO 1600F. SPECIAL PUBLICATION, v. 25, p. 33-58, 1971.

AGUIRRE TORRICO, F. *Análise Teórica e Experimental do Comportamento de Pilares esbeltos de Concreto de alta Resistência, Considerando a Ductilidade*. 345p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

AÏTCIN, P. C. *Concreto de alto desempenho*. Tradução Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini. p. 667, 2000.

AÏTCIN, P. C.; NEVILLE, A. *High Performance concrete demystified*. Concrete International, Vol. 15, No. 1, January, p. 21-26, 1993.

ALI, Faris. Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire? *Fire and Materials*, [s.l.], v.26, p. 127-130, nov, 2002.

ALMEIDA, Jacinto Manuel Antunes de. *Comportamento em altas temperaturas e na reidratação do concreto convencional e não convencional com cinza de casca de arroz*. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.

ALONSO, Cruz; FERNANDEZ, Lorenzo. Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments. *Journal of Materials Science*, [s.l.], v. 39, n. 9, p.3015-3024, maio 2004.

AL-NU'MAN, Bayan S. et al. Compressive strength formula for concrete using ultrasonic pulse velocity. *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT)*, v. 26, n. 1, p. 8-13, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 216R-1989: guide for determining the fire endurance of concrete elements*. Farmington Hills, Michigan, 1989. 48 p. Reapproved, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. ASTM-C597: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. ASTM International, West Conshohocken, PA, 4 p. 2016.

ARIOZ, Omer. Effects of elevated temperatures on properties of concrete. *Fire Safety Journal*, [s.l.], v. 42, p. 516-522, mar. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11768: Aditivos químicos para concreto de Cimento Portland – Parte 1: Requisitos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2019. 27p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13529: Revestimentos de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Terminologia. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2013. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. *ABNT*, Rio de Janeiro, 1997. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2001. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2012. 48p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823-2: Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual – Método do cone de Abrams. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2017. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16372: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). *ABNT*, Rio de Janeiro, 2015. 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16607: Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2018. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2018. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2001. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão em corpos de provas cilíndricos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2018. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimentos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2019. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão de corpos de provas cilíndricos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2019. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7218: Agregados – Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2010. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de provas cilíndricos. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2011. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2019. 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2017. 20p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais: Classificação por grupo de resistência. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2015. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2005. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados– Determinação da massa unitária e do volume de vazios. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2006. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46: Agregados– Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm , por lavagem. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2003. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 49: Agregado miúdo– Determinação de impurezas orgânicas. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2001. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo– Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2009. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. *ABNT*, Rio de Janeiro, 2011. 8p.

BAŽANT, Z. P.; KAPLAN, M. F. *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*. Harlow: Logman, x., p. 412, 1996.

BEHNOOD, A; GHANDEHARI, M. *Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*. *Fire Safety Journal*, v. 44, n. 8, p. 1015-1022, 2009.

BENTUR, A., MINDESS, S. *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. New York, Elsevier Science Publishing Co. Inc., 1990.

BILODEAL, A.; KODUR, V.; HOFF, G. *Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire*. *Cement and Concrete Composites*, v.26, n. 2, p. 163-174, 2004.

BRE BOOKSHOP. *BS 8110:2004: Fire safety of concrete structures: background to BS8110 fire design*. Watford, 2004. 47p.

BRITZ, C. *A Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas*. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2011.

CALLISTER, W. D. *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma introdução*. LTC – Livros Técnicos e Científicos. 5ª. Edição. Rio de Janeiro, 2002.

CÁNOVAS, M. F. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. 522p. São Paulo: PINI, 1988.

CARINO, J.N.; PHAN, L.T. *Mechanical properties of high-strength concrete at elevated temperatures – NISTIR 6726*. National Institute of Standards and Technology, Washington, D.C., 2001.

CEB-fib COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. *Design of concrete structures for fire resistance: preliminary draft of an appendix to the CEB-FIP model code (december 1981)*. Lausanne, 1982. 1 v. (Bulletin d'information; 145).

CEB-fib COMITE EURO-INTERNATIONAL Du BETON. *Fire design of concrete structures: in accordance with CEB/FIP model code 90 (final draft)*. Lausanne, 1991. 1v. (Bulletin d'information; 208).

CHEN, Bing; LIU, Juanyu. *Residual strength of hybrid-fiber-reinforced high-strength concrete after exposure to high temperatures*. *Cement and Concrete Research*, v. 34, n. 6, p. 1065-1069, 2004.

CIFUENTES, Héctor et al. Effects of fibres and rice husk ash on properties of heated HSC. *Magazine of concrete research*, v. 64, n. 5, p. 457-470, 2012.

CIFUENTES, Héctor et al. Influence of the properties of polypropylene fibres on the fracture behaviour of low-, normal-and high-strength FRC. *Construction and Building Materials*, v. 45, p. 130-137, 2013.

Clube do Concreto. Curvas de Abrams (Revisado). Disponível em: <<http://www.clubedoconcreto.com.br/2016/05/curvas-de-abrams.html>>. Acesso em: 5 maio de 2021.

COSTA, C. N. *Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*. 2008. 405 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU: Tecnologia de Durabilidade, 2006, São Paulo. *Resumos*. São Paulo: NUTAU-USP, 2006.

D.P. BENTZ. *Fibres, percolation, and spalling of high-performance concrete*. *ACI Mater. J.* 97, p. 351-359, 2000.

DEMIREL, Bahar; KELEŞTEMUR, Oğuzhan. Effect of elevated temperature on the mechanical properties of concrete produced with finely ground pumice and silica fume. *Fire Safety Journal*, v. 45, n. 6-8, p. 385-391, 2010.

DINIZ, Hugo Alessandro Almeida. *Estudo das propriedades mecânicas e dos parâmetros de durabilidade de concretos autoadensáveis com elevados teores de adições minerais submetidos à carbonatação*. 2018.

EN, B. S. 12504-4:2004, "Testing Concrete". Determination of ultrasonic pulse velocity, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Background documents to EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural fire design. *CEN*, Bruxelles, 2004, (a).

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. *CEN*, Bruxelles, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. *CEN*, Bruxelles, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural fire design. *CEN*, Bruxelles, 2004, (b).

FARES, Hanaa; NOUMOWE, Albert; REMOND, Sébastien. Self-consolidating concrete subjected to high temperature: mechanical and physicochemical properties. *Cement and Concrete Research*, v. 39, n. 12, p. 1230-1238, 2009.

FARNY, J. A.; PANARESE, W. C. *High-strength concrete*. Skokie, III.: Portland Cement Association, 1994. 53p.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETÓN. *CEB-FIP Bulletin 46*. Fire design of concrete structures – structural behaviour and assessment. State-of-art report. 214 p. Lausanne, Switzerland, 2008.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETÓN. *CEB-FIP Bulletin 38*. Fire Design of Concrete Structures – Material, Structures and Modeling. 106 p. Lausanne, Switzerland, 2007.

FELICETTI, Roberto; GAMBAROVA, Pietro G. Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes. *ACI materials Journal*, v. 95, p. 395-406, 1998.

FIGUEIREDO, A. D. *Concreto Reforçado com Fibras*. 248p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2011.

FIQUEIREDO, A. D.; TANESI, J.; NINCE, A. A. *Concreto com fibras de polipropileno*. *Téchne*, São Paulo, v. 10, n. 66, 2002.

FREITAS, Fernando Augusto Ernlund de. *Microfissuração e evolução da hidratação de concreto de cimento Portland, com e sem adição de escória, por meio da análise de imagens*. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, faculdade de Engenharia Civil. Campinas, 2001.

G.A KHOURY. *Polypropylene fibers in heated concrete, part 2: pressure relief mechanism and modeling criteria*. *Mag. Concr. Res.* 60 (2), p. 125-136, 2008.

GALLÉ, C.; J. SERCOMBE. *Permeability and pore structure evolution of silico calcareous and hematite high-strength concretes submitted to high temperatures*. *Materials and Structures*, [s.l.], v. 34, n. 10, p. 619-628, 2001.

GAYNOR, R. D.; MEININGER, R. C. *Evaluating concrete sands: Five test to estimate quality*. *Concrete International Design & Construction*, V.5, n12 p53-60, Dee, 1983.

GENCEL, Ozel et al. *Mechanical properties of self-compacting concrete reinforced with polypropylene fibres*. *Materials Research Innovations*, v. 15, n. 3, p. 216-225, 2011.

GEORGALI, B., TSAKIRIDIS, P. E. *Microstructure of fire-damaged concrete. A Case Study*. *Cement and Concrete Composites*, [s.l.], v.27, p.255-259, 2005.

GHODDOUSI, P.; SAADABADI, L. A. *Study on hydration products by electrical resistivity for self-compacting concrete with silica fume and metakaolin*. *Construction and Building Materials*, v. 154, p. 219-228, 2017.

HAGER, Izabela. *Behaviour of cement concrete at high temperature*. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences*, [s.l.], v. 61, n. 1, p.145-154, mar. 2013.

HEAP, M. *et al.* The influence of thermal-stressing (up to 1000 °C) on the physical, mechanical, and chemical properties of siliceous-aggregate, high-strength concrete. *Construction and Building Materials*, [s.l.], v. 42, p. 248-265, 2013.

HEO; SANJAYAN, J.; HAN, C.; HAN, M. *Limited effect of diameter of fibres on spalling protection of concrete in fire. Materials and Structures*. v. 45, p. 325-335, 2012.

HERTZ, K. *Analyses of concrete structures exposed to fire*. Part. 1. Material Properties. Lecture Notes. Danmarks Tekniske Universitet. Department of Civil Engineering, DTU. BYG. Lyngby-Taarbaek, 2007.

HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal*, Oxford, v.38, p.103-116, 2003.

HERTZ, K.D. Concrete Strength for fire safety design. *Magazine of Concrete Research*, [s.l.], v. 57, Issue 8, p. 445-453, out. 2005.

HIREMATH, P. N.; YARAGAL, S. C. *Performance evaluation of reactive powder concrete with polypropylene fibers at elevated temperatures*. *Construction and Building Materials*, v. 169, p. 499-512, 2018.

HIREMATH, Parameshwar N.; YARAGAL, Subhash C. Effect of different curing regimes and durations on early strength development of reactive powder concrete. *Construction and Building Materials*, v. 154, p. 72-87, 2017.

HOSSAIN, Khandaker M. Anwar. High strength blended cement concrete incorporating volcanic ash: Performance at high temperatures. *Cement and Concrete Composites*, v. 28, n. 6, p. 535-545, 2006.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 834: fire resistance tests: elements of building construction: part 1. General requirements*. Geneva, 1999.

IS 13311(Part 1):1992, Methods of Non-Destructive Testing of Concrete: Part 1:Ultrasonic Pulse Velocity, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 1992.

JIMENEZ, M. P.; GARCÍA, M. Á. y MORÁN, C. F. *Hormignón armado*. 14 ed. Barcelona: Gustavo Gili, S.A., p. 844, 2000.

KALIFA, P.; CHÉNÉ, G.; GALLÉ, C. High Temperature behavior of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure. *Cement and Concrete Research*, Elmsford, v.31, n. 12, p. 1487-1499, 2001.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, [s.l.], v.2, p.429-447, 2000.

KHOURY, G. A. *Transient thermal creep of nuclear reactor pressure vessel type concretes*. Tese (doutorado) – Civil Engineering Department. Imperial College of Science and Technology. University of London. Londres, 1984.

KIRCHHOF, Larissa Degliuomini. *Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas*. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

KLEIN JÚNIOR, O. *Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta*. 208p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

KODUR, V.K.R. *Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC, 2005. (Report NRCC-47729).

LEONARDO Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. *Handbook 5: design of buildings for the fire situation*. Luxembourg: European Commission, 2005. Implementation of Eurocodes.

LIE, T.T.; ROWE, T.J.; LIN, T.D. *Residual strenght of fire-exposed reinforced concrete columns*. Reprinted from Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete. ACI SP-92-9. Canada: American Concrete Institute, 1986. p. 153-174. (IRC Paper n. 1412)

LIMA, R. C. A. *et al.* Efeito de altas temperaturas no concreto. In: *II Seminário de Patologias das Edificações*, Porto Alegre. Anais do II Seminário de Patologias das Edificações. Porto Alegre, 2004.

LIMA, R. C. A. *Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas*. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LORENZI, Alexandre et al. Monitoramento de Estruturas de Concreto através de Ensaio de Velocidade de Propagação do Pulso Ultra-sônico. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Curitiba (Brasil), 13p, 2009.

MALHOTRA, Harbans Lal. Design of fire-resisting structures. 1982.

MA, Qianmin et al. Mechanical properties of concrete at high temperature – A review. *Construction and Building Materials*, v. 93, p. 371-383, 2015.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. Tradução Carmona Filho, A., Coitinho dal Molin, D. C. e Cincotto, M. A. 2ª ed. São Paulo: IBRACON, p. 782, 2014.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais*. 2ª edição. São Paulo: IBRACON, 2014.

MONTEIRO, H. B. S. et al. *Estudo das propriedades mecânicas residuais do concreto de alta resistência submetido a altas temperaturas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, 2017.

MUDULI, R.; MUKHARJEE, B. B. *Effect of incorporation of metakaolin and recycled coarse aggregate on properties of concrete*. *Journal of cleaner production*, v. 209, p. 398-414, 2019.

NETINGER, I.; KESEGIC, I.; GULJAS, I. The effect of high temperatures on the mechanical properties of concrete made with different types of aggregates. *Fire Safety Journal*, [s.l.], v. 46, Issue 7, p. 425-430, 2011.

NEVILLE, A. M. *Properties of concrete*. 5th edition. Pearson Education Limited, Harlow, England, 2012. 872 p.

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

NIJLAND, Timo G.; LARBI, Joe A. Unraveling the temperature distribution in fire-damaged concrete by means of PFM microscopy: Outline of the approach and review of potentially useful reactions. *Heron*, v. 46, n. 4, p. 253-264, 2001.

NINCE, A. A. *Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas*. 366p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

NINCE, A. A.; COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. E. Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido submetido à ação térmica. In: *45º Congresso Brasileiro do Concreto*. Vitória, 2003. Anais. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2003a.

O'REILLY, D. V. A. *Métodos para dosificar mezclas de hormigón*. Ciudad de la Habana: Científico-Técnica, p. 102, 1990.

PASQUEL, C. E. *Tópicos de Tecnología del Concreto*. 2ª ed. Cochabamba: Serrano. p. 380, 1996.

PETRUCCI, E. G. R. *Concreto de cimento Portland*. 13º ed. São Paulo, 1995.

PHAN, L.T. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art. In: *Building and fire research laboratory*. Gaithersburg: National Institute of standard and Technology, 1996. NISTIR 5934.

PHAN, L.T. High-strength concrete at high temperature: an overview. In: *Building and fire research laboratory*. Gaithersburg: National Institute of standard and Technology, 2002.

PIMIANTA, Pierre; HAGER, Izabela. Mechanical behaviour of HPC at high temperature. In: *6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete*. 16-20 June 2002. Leipzig, 2002.

PURKISS, J. A. *Firesand engineering design of structures*. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1996. 396 p.

RAISDORFER, Janderson William. Influência da adição ou substituição de adições minerais ao cimento Portland: efeitos na carbonatação, absorção capilar e resistividade de concretos. 2015.

RAMEZANIANPOUR, A. A. et al. Laboratory study on the effect of polypropylene fiber on durability, and physical and mechanical characteristic of concrete for application in sleepers. *Construction and Building Materials*, v. 44, p. 411-418, 2013.

RASHAD, Alaa M.; ZEEDAN, Sayieda R. A preliminary study of blended pastes of cement and quartz powder under the effect of elevated temperature. *Construction and building materials*, v. 29, p. 672-681, 2012.

RESENDE, F. M. *Influência das fibras de aço, Polipropileno e Sisal no Amortecimento de Concretos de Resistência Normal e de Alto Desempenho*. 109p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SANTOS, C. C.; RODRIGUES, J. P. C.; COELHO, A. P. *Resistência à compressão residual de betões calcários após incêndio*. *Revista Internacional Construlink*. ISSN 1645-5576. v. 9, n. 27, p. 31-38, 2011.

SANTOS, Cristina Calmeiro dos; RODRIGUES, João Paulo Correia. Reabilitação de estruturas de betão após o incêndio. In: *1º Congresso de Reabilitação Urbana e SCIE Sede Nacional da Ordem dos Arquitectos*, Lisboa. Nov. 2015.

SARSHAR, R.; KHOURY, G. A. Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. *Magazine of concrete research*, v. 45, n. 162, p. 51-61, 1993.

SCHNEIDER, U.; DIEDERICHS, U.; EHM, C. Effect of temperature on steel and concrete for PCRV's. *Nuclear engineering and design*, v. 67, n. 2, p. 245-258, 1982.

SCHNEIDER, U. *Concrete at High Temperatures – A General Review*. Fire Safety Journal, v. 13, p. 55-68, 1988.

SCHNEIDER, Ulrich *et al.* Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures – modelling and applications. Part. 1: Introduction – General presentation. *Materials and Structures*, [s.l.], v.40, n.9, p.841-853, set. 2007.

SHAH, Surendra P. Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrix?. *Materials Journal*, v. 88, n. 6, p. 595-602, 1992.

SILVA, Daiane dos Santos da. *Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

SILVA, *et al.* Concretos normais após incêndio. In: *Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas*, 2010, Lisboa. Atas do Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas. Lisboa, 2010. V. 1.

SOLLERO, Marcela Barros de Souza. *Propriedades mecânicas residuais do concreto em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2019.

SOUZA, Adriana Aparecida Ambrósio de. *Influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2005.

SOUZA, Adriana Araújo de; MORENO JR., Armando Lopes. Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, [s.l.], v.3, N° 4, p. 432-448, dez. 2010.

SUHAENDI, Sofren Leo; Horiguchi, Takashi. Effect of short fibers on residual permeability and mechanical properties of hybrid fibre reinforced high strength concrete after heat exposition. *Cement and Concrete Research*, v. 36, n. 9, p. 1672-1678, 2006.

TIPLER, P. A. *Física para cientistas e engenheiros, v.1: mecânica, oscilações e ondas, termodinâmica*. Rio de Janeiro: LTC., 2006, 793 p.

TOLENTINO, Evandro *et al.* Effects of High Temperature on the Residual Performance of Portland Cement Concretes. *Materials Research*, São Carlos, v. 5, n. 3, p. 301-307, set. 2002.

WENDT, S. C. *Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

XIAO, Jianzhuang; FALKNER, H. On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures. *Fire safety journal*, v. 41, n. 2, p. 115-121, 2006.

YANG, Hsuanchih *et al.* Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity. *Fire Safety Journal*, v. 44, n. 1, p. 121-130, 2009.

YE, G. *et al.* Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature. *Cement and Concrete Research*, v. 37, n. 6, p. 978-987, 2007.

YOON, M. *et al.* Effect of coarse aggregate type and loading level on the high temperature properties of concrete. *Construction and Building Materials*, [s.l.], v. 78, p. 26-33, 2015.

YÜKSEL, İsa; SIDDIQUE, Rafat; ÖZKAN, Ömer. Influence of high temperature on the properties of concretes made with industrial by-products as fine aggregate replacement. *Construction and building materials*, v. 25, n. 2, p. 967-972, 2011.

APÊNDICE A

A Tabela A.1 apresenta s valores médios de todos os ensaios realizados na Etapa II (item 3.4).

Tabela A.1 – Valores médios dos resultados de caracterização mecânica e de durabilidade da Etapa II

Ensaio	Amostra	Temperaturas					
		25 °C	100 °C	200 °C	400 °C	600 °C	800 °C
Resistência à compressão [MPa]	CAR-SF	58,41	55,78	50,79	42,03	34,43	21,81
	CAR-FP	56,32	70,24	59,31	45,11	33,22	20,21
Resistência à tração [MPa]	CAR-SF	4,72	4,58	4,30	3,26	2,08	0,98
	CAR-FP	5,04	4,97	5,53	3,02	1,95	1,18
Módulo de elasticidade [GPa]	CAR-SF	30,48	28,68	27,83	14,41	6,93	4,09
	CAR-FP	30,93	28,39	24,78	14,94	7,14	4,22
Perda de massa [%]	CAR-SF	0,00	0,00	3,51	5,94	6,49	7,84
	CAR-FP	0,00	0,00	3,78	6,49	7,57	9,19
Velocidade ultrassônica [m/s]	CAR-SF	4649,66	4567,33	3869,50	2558,00	1287,55	1019,30
	CAR-FP	4567,00	4494,33	3928,00	2365,00	1255,00	1043,00
Resistividade Elétrica [ohm.]	CAR-SF	296,30	267,50	261,60	186,10	95,80	40,10
	CAR-FP	240,90	247,75	244,25	165,70	66,10	32,60
Absorção [%]	CAR-SF	0,27	0,93	4,72	6,92	8,17	9,29
	CAR-FP	0,44	1,40	5,22	7,49	9,19	9,87