

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**YAGHO DE SOUZA SIMÕES**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE AÇO  
PARCIALMENTE REVESTIDAS COM CONCRETO PRODUZIDO A PARTIR DO  
USO DE AGREGADOS RECICLADOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**SÃO CARLOS**

**2022**

**YAGHO DE SOUZA SIMÕES**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE AÇO  
PARCIALMENTE REVESTIDAS COM CONCRETO PRODUZIDO A PARTIR DO  
USO DE AGREGADOS RECICLADOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**VERSÃO CORRIGIDA**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

Coorientadora: Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro

**SÃO CARLOS**

**2022**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da  
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

S593a Simões, Yagho de Souza  
Análise do comportamento à flexão de vigas de  
aço parcialmente revestidas com concreto produzido a  
partir do uso de agregados reciclados em situação de  
incêndio / Yagho de Souza Simões; orientador Jorge  
Munaiar Neto; coorientadora Alessandra Lorenzetti de  
Castro. São Carlos, 2022.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de  
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. Agregado reciclado. 2. Empacotamento de  
Partículas. 3. Concreto. 4. Vigas mistas parcialmente  
revestidas. 5. Incêndio. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **YAGHO DE SOUZA SIMÕES**.

Título da tese: "Análise do comportamento à flexão de vigas de aço parcialmente revestidas com concreto produzido a partir do uso de agregados reciclados em situação de incêndio".

Data da defesa: 22/06/2022.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Titular **Maximiliano Malite (Presidente designado)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADO

Profa. Dra. **Silvana De Nardin**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Prof. Dr. **Rodrigo Barreto Caldas**  
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

APROVADO

Prof. Associado **Sergio Cirelli Ângulo**  
(Escola Politécnica-EP/USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Fábio Martin Rocha**  
(Universidade Federal do Triângulo Mineiro/UFTM)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

## AGRADECIMENTOS

Eis que o sonho daquele jovem menino de anos passados aqui se realiza. Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus por trilhar os meus caminhos e por me ajudar a fazer as escolhas certas durante esses quatro anos de Doutorado.

À minha Mãe, Taniêde, meu exemplo de vida, por me apoiar em todas as minhas escolhas. Ao meu Pai, Luiz Orlando, que sempre me ensinou a ter valores e princípios.

Às minhas irmãs, Lorena e Bruna. Obrigado pelos conselhos, pelos puxões de orelha e por cuidar de mim, mesmo que de longe. Agradeço também aos meus sobrinhos, João Inácio e Pedro Henrique, por amar esse “Tyogo” (Tio Yagho) que passa tanto tempo distante deles.

Ao meu orientador, Prof. Jorge Munaiar Neto, agradeço pelo apoio ao longo desses seis anos de pós-graduação e pela confiança em trabalhar comigo. Gratidão. À minha coorientadora, Profa. Alessandra Lorenzetti de Castro, uma amiga, uma conselheira e acima de tudo uma pessoa de coração gigante.

Ao Prof. Eduardo Cohim, pelo carinho, respeito, atenção e por sempre acreditar em mim desde a graduação. Sem dúvidas, essa vitória é nossa. O senhor tem uma parcela de “culpa” por eu ter chegado até aqui. Obrigado.

Aos docentes e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP pelo suporte e atenção. Em especial, agradeço aos técnicos do laboratório de estruturas que tornaram viável a construção da minha pesquisa: Fabiano, Amaury, Luiz Vareda, Romeu e Jorge (*In memoriam*).

Ao professor Fábio, por toda a ajuda desde 2016, quando iniciei o mestrado, até esse momento, com a conclusão do doutorado. Obrigado pelo carinho, pelo respeito e pelo apoio nesses anos.

Ao Osvaldo, por se fazer presente mesmo na distância, por acreditar em mim quando eu mesmo já perdi a fé e por sempre me lembrar de que é preciso viver de forma mais leve e tranquila.

Ao Felipi, meu parceiro de pesquisa e amigo para vida toda. Obrigado por estar comigo nos momentos bons e ruins da minha trajetória. Para mim, você é e será sempre minha fonte de inspiração. Uma pessoa de coração enorme.

À Marcela, minha amiga, irmã e defensora número um. Você foi e sempre será o “melhor presente paulista” que eu poderia ganhar. Suas palavras de motivação, seus conselhos durante os momentos mais difíceis que passei, jamais serão esquecidas. Obrigado por existir em minha vida. Saiba que você já faz parte da minha família e eu sei que também faço parte da

sua. Cris e Domingos vão ter que me suportar para sempre. Agradeço também a eles pelo carinho constante.

Ao Bruno, por sempre acreditar em mim, pelo companheirismo de anos e por me lembrar constantemente que na vida é preciso ter resiliência para se viver bem.

À Jéssica, minha engenharia eletricista preferida, que apareceu em minha vida de uma forma tão inesperada, mas que se faz presente desde então. Minha paraibana, obrigado por tantos e tantos momentos juntos.

À minha amiga Mariana, minha eterna irmã de pesquisa e de alma. Você sabe o quanto tem sido necessária na minha vida desde 2017. Ao Murilo, meu companheiro de apartamento e amigo, agradeço o carinho e o respeito de sempre. Aos meus amigos de turma, Rafaella e Giovane, obrigado por tantos momentos compartilhados nesses seis anos, desde longas jornadas de estudos até momentos de lazer. Aos outros amigos que São Carlos e o SET me presentearam, Daniane, Rafael, Péricles e Wanessa.

Ao Vitor, pela ajuda constante em meus experimentos do doutorado. Você foi muito mais que um estudante atuando em uma iniciação científica. Obrigado, meu amigo, por ser tão prestativo, carinhoso e, principalmente, humano.

Um agradecimento especial aos meus amigos da sala M1, Fernanda, Felipe, Bruno e Filipe. Agradeço pelos conhecimentos compartilhados, pelo afeto e, principalmente, pela amizade construída em tão pouco tempo.

Aos amigos e amigas da Bahia, Euridice, Iara, Maurício, Daiane, Mariana, Renata, Caíque, João Paulo, Rodrigo, Jonathan, Alan, Josafá, Isadora, Luana, Ramon e Verônica, pelo companheirismo, incentivo e atenção, mesmo com essa distância (física) de seis anos.

Ao SET pela oportunidade em realizar o Doutorado. Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo fomento à essa pesquisa.

E a todos aqueles que direta ou indiretamente torceram por mim,  
Muito obrigado.

“Os que se encantam com a prática sem a ciência  
são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola,  
nunca tendo certeza do seu destino”. (Leonardo da Vinci)

## RESUMO

SIMÕES, Y. S. **Análise do comportamento à flexão de vigas de aço parcialmente revestidas com concreto produzido a partir do uso de agregados reciclados em situação de incêndio.** 2022. 354 f. Tese (Doutorado em Ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

Estruturas de aço não apresentam bom comportamento em situação de incêndio quando não protegidos devido à elevada condutividade térmica do material e à esbelteza de seus componentes, promovendo, dessa maneira, um rápido aquecimento do elemento estrutural e uma acelerada degradação de suas propriedades mecânicas. Uma das formas de melhorar a resistência ao fogo de elementos metálicos consiste em revesti-los com concreto, o qual funciona como um material isolante térmico protegendo os perfis de aço contra a ação do fogo. Tendo em vista o apelo ambiental, buscou-se estudar a influência do tipo de concreto produzido com agregado reciclado no comportamento à flexão de vigas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio. Inicialmente, os agregados reciclados foram caracterizados e, em seguida, aplicou-se a técnica de empacotamento de partículas, Modelo de Alfred, para produção dos concretos. Os resultados indicaram que esses agregados são mais porosos, absorvem mais água e apresentam menor massa específica quando comparados com os agregados naturais. Diante disso, foram produzidas sete misturas de concreto: uma de referência (uso apenas de agregados naturais) com o emprego da dosagem tradicional, e outras seis, utilizando diferentes agregados reciclados a partir do empacotamento de partículas. Essa metodologia promoveu uma redução do consumo de cimento da mistura de referência e possibilitou a substituição integral da fração de agregados naturais por reciclados, gerando concretos com resistência à compressão superior a 20 MPa, ou seja, adequados para serem utilizados em estruturas. Posteriormente analisou-se o comportamento dessas sete misturas enquanto barreira térmica de perfis de aço. Notou-se que os concretos com agregados reciclados apresentaram grande potencial de isolamento térmico, tendo em vista que os elementos de aço revestidos com esse material, com exceção daqueles que sofreram *spalling*, tiveram temperaturas próximas ou inferiores quando comparados ao elemento revestido com concreto convencional. Com base nesses experimentos, modelos numéricos térmicos foram propostos usando o código computacional ABAQUS, cujos resultados foram consistentes quando adotadas propriedades térmicas adequadas. No que se refere aos elementos estruturais, quatro vigas de aço foram revestidas com diferentes concretos (um convencional e os demais com agregados reciclados). Elas foram sujeitas a ensaios de flexão em temperatura ambiente, em situação de incêndio (tempo de aquecimento igual a 35 min) e pós-fogo. Em termos de capacidade resistente, notou-se que o tipo de concreto não impactou de forma significativa a resistência mecânica do elemento estrutural em temperatura ambiente. No que diz respeito aos ensaios em incêndio, a viga constituída por 100% de brita reciclada apresentou as temperaturas mais elevadas e os maiores deslocamentos no meio do vão ao final do aquecimento. Em contrapartida, as vigas mistas com 100% de areia reciclada ou com 100% de agregados totais reciclados exibiram comportamento mais satisfatório que a viga mista de referência, por conta dos menores deslocamentos centrais e temperaturas para o mesmo tempo de aquecimento. Essa tendência também foi identificada nos ensaios de flexão pós-fogo e de propriedades mecânicas residuais dos concretos. Logo, verificou-se que o uso de agregados reciclados é uma estratégia promissora para a produção de concretos de revestimento de vigas de aço, por conta do desempenho adequado do sistema misto em situação de incêndio.

**Palavras-chave:** Agregado reciclado; empacotamento de Partículas; concreto; vigas mistas parcialmente revestidas; incêndio.



## ABSTRACT

SIMÕES, Y. S. **Analysis of the flexural behavior of steel beams partially encased with recycled aggregate concrete in fire situation.** 2022. 344 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Steel structures do not show a good behavior under fire situation when not protected due to the high thermal conductivity of the material and because of the slenderness of their components. This leads to the quick heating of the structural elements and to an accelerated degradation of their mechanical properties. One of the ways to improve the fire resistance of steel elements consists of encasing it with concrete to protect them from the fire, since concrete is a good thermal insulator material. Considering the environmental concerns, this work aimed to study the influence of the concrete encasing produced with recycled aggregate on the flexural behavior of partially encased composite beams in a fire situation. Initially, the recycled aggregates were characterized and then the particle packing technique, Alfred's Model, was applied to produce the concrete. The results of this step indicated that these aggregates present higher porosity, higher water absorption and lower specific mass when compared to natural aggregates. Then, seven different concrete mixtures were produced: the reference one made with natural aggregates and using a traditional design and another six mixtures using different recycled aggregates employing the particle packing. This methodology promoted a reduction in cement consumption of the reference mixture and entire substitution of the part of natural aggregates for recycled ones, generating concrete with compressive strength greater than 20 MPa, thus being suitable for structural usage. The next step consisted in analysing the efficiency of those seven mixtures as a thermal insulator to the steel profiles. The experiments revealed that those recycled aggregates concretes have good thermal insulation properties once the steel elements encased with these concretes presented equal or even low temperatures compared to the element encased with conventional concrete, except those that presented spalling. Based on these experiments, numerical thermal models were proposed using the ABAQUS computational code, whose results were consistent when adopting correct thermal properties. Regarding the structural elements, four steel beams were partially encased with different concretes (one conventional and others with recycled aggregates). They were subjected to bending tests at room temperature, in fire situation (heating time equal to 35 minutes) and post-fire. In terms of resistance, the tests showed that the concrete type does not significantly influence the structure resistance at room temperature. When evaluating the performance in fire, the beam made of 100% recycled coarse aggregate presented the highest temperatures and half-span displacements at the end of the heating process. However, the composite beams with 100% recycled sand or 100% total recycled aggregates showed better performance compared to the composite beam used as reference, due to the smaller central displacements and temperatures for the same heating time. This tendency was also identified in the post-fire bending and residual mechanical properties concrete tests. Therefore, it was found that the usage of recycled aggregates is a promising strategy for the production of concrete for encasing steel beams due to the good behaviour of composite structures in a fire situation.

**Keywords:** Recycled aggregate; particle packing; concrete; partially encased composite beams; fire.

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%	Porcentagem
µm	Micrômetro
a/c	Relação água/cimento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Areia reciclada do tipo ARC
AM	Areia reciclada do tipo ARM
AN	Agregados naturais
AR	Agregados reciclados
ARC	Agregado de resíduo de concreto
ARCI	Agregado reciclado cimentício
ARCO	Agregado reciclado de concreto
ARM	Agregado de resíduo misto
BC	Brita reciclada do tipo ARC
BM	Brita reciclada do tipo ARM
C	Corpo de prova cilíndrico
C1	Concreto de referência
C2	Concreto produzido somente com areia reciclada (ARM)
C3	Concreto produzido somente com agregado graúdo reciclado (ARM)
C4	Concreto produzido com agregados graúdo e miúdo (ARM)
C5	Concreto produzido somente com areia reciclada (ARC)
C6	Concreto produzido somente com agregado graúdo reciclado (ARC)
C7	Concreto produzido com agregados graúdo e miúdo (ARC)
Ca(OH) <sub>2</sub> ou CH	Portlandita
CAGMR	Concreto com agregados graúdo e miúdo reciclados
CAGR	Concreto com agregado graúdo reciclado
CaO	Óxido de cálcio
CARC-50	Concreto produzido com agregado de resíduo de concreto e com teor de substituição igual a 50% da fração graúda
CC	Concreto convencional
CCAR	Concretos com agregados reciclados
CCDM	Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais

cm	Centímetro
cm <sup>3</sup>	Centímetro Cúbico
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CP	Corpo de prova
CP1	Protótipo misto revestido com o concreto C1
CP2	Protótipo misto revestido com o concreto C2
CP3	Protótipo misto revestido com o concreto C3
CP4	Protótipo misto revestido com o concreto C4
CP5	Protótipo misto revestido com o concreto C5
CP6	Protótipo misto revestido com o concreto C6
CP7	Protótipo misto revestido com o concreto C7
CP8	Protótipo puramente de aço
CPM	Compressive Packing Model - Modelo de Empacotamento Compressível
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado
D1	Transdutor para medição de deslocamento axial
D2	Transdutor para medição de deslocamento a 50 mm da extremidade esquerda
D3	Transdutor para medição de deslocamento no apoio esquerdo
D4	Transdutor para medição de deslocamento a 20 mm da região central
D5	Transdutor para medição de deslocamento a 20 mm da região central
D6	Transdutor para medição de deslocamento no apoio direito
DMC	Diâmetro Máximo Característico
DP	Desvio Padrão
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EP	Empacotamento de partículas
Eq	Equação
EUROCODE	European Committee for Standardization
FA20RAC	Viga produzida com 100% de agregado graúdo reciclado e 20% de cinza volante (em relação à massa de cimento)
FA30RAC	Viga produzida com 100% de agregado graúdo reciclado e 30% de cinza volante (em relação à massa de cimento)
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo

FIB	Fédération Internationale du Béton
FLA	Flambagem local da alma
FLM	Flambagem local da mesa comprimida
FLT	Flambagem lateral com torção
g	Grama
GPa	Gigapascal
h	Hora
IPT/EPUSP	Instituto de Pesquisas Tecnológicas da Escola Politécnica da USP
ISO	International Organization for Standardization
J	Joule
kg	Quilograma
kHz	Quilohertz
kN	Quilonewton
m	Metro
m <sup>3</sup>	Metro Cúbico
MED	Módulo de elasticidade dinâmico
MEE	Módulo de elasticidade estático
min	Minuto
ml	Mililitro
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
NAC	Viga produzida com agregados naturais e sem adição mineral
NBR	Norma Brasileira
OAC-1	Concreto convencional com 0,68% de taxa de armadura
°C	Grau Celsius
p	Página
P	Corpo de prova prismático
P1	Taxa de armadura igual a 0,42%
P2	Taxa de armadura igual a 0,75%
P3	Taxa de armadura igual a 1,32%
PC	Pedrisco reciclado do tipo ARC
PIM	Porosimetria por intrusão de mercúrio
PM	Pedrisco reciclado do tipo ARM

PSI	Libra-força por polegada quadrada
RAC-2	Viga com CCAR com nível de substituição igual a 50% e taxa de armadura de 0,68%
RAC-3	Viga com CCAR com nível de substituição igual a 70% e taxa de armadura de 0,68%
RAC-4	Viga com CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 0,68%
RAC-5	Viga com CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 0,89%
RAC-6	Viga com CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 1,13%
RCD	Resíduos de construção e demolição
s	Segundo
S1	Seção de medição de temperatura 01
S2	Seção de medição de temperatura 02
S3	Seção de medição de temperatura 03 (central)
S4	Seção de medição de temperatura 04
SE1	Seção de medição de deslocamento 01
SE2	Seção de medição de deslocamento 02 (central)
SE3	Seção de medição de deslocamento 03
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas
SP	São Paulo
SRRACB-1	Viga com concreto de classe C35 e 0% de substituição
SRRACB-2	Viga com concreto de classe C35 e 30% de substituição
SRRACB-3	Viga com concreto de classe C35 e 70% de substituição
SRRACB-4	Viga com concreto de classe C35 e 100% de substituição
SRRACB-5	Viga com concreto de classe C50 e 0% de substituição
SRRACB-5	Viga com concreto de classe C50 e 100% de substituição
T1	Termopar T1
T10	Termopar T10
T11	Termopar T11
T12	Termopar T12
T13	Termopar T13

T2	Termopar T2
T3	Termopar T3
T4	Termopar T4
T5	Termopar T5
T6	Termopar T6
T7	Termopar T7
T8	Termopar T8
T9	Termopar T9
UFSCAR	Universidade Federal de São Carlos
USP	Universidade de São Paulo
Vaço	Viga puramente de aço
VMPR	Vigas mistas parcialmente revestidas
VMTR	Vigas mistas totalmente revestidas
VN-0	Viga de aço parcialmente revestida com concreto produzido somente com agregados naturais (traço C1)
VR-1	Viga de aço parcialmente revestida com concreto produzido com 100% de areia reciclada do tipo ARC (traço C5)
VR-2	Viga de aço parcialmente revestida com concreto produzido com 100% de brita reciclada do tipo ARC (traço C6)
VR-3	Viga de aço parcialmente revestida com concreto produzido com 100% de agregados reciclados do tipo ARC (traço C7)
ZT	Zonas de transição
$\beta$ -C <sub>2</sub> S	Belita
$\beta$ CS	Wollastonita

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>19</b>
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO.....	22
1.2	JUSTIFICATIVA.....	23
1.3	ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	24
<b>2</b>	<b>CONCRETO PRODUZIDO COM AGREGADO RECICLADO.....</b>	<b>26</b>
2.1	AGREGADOS RECICLADOS.....	26
2.2	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO COM AGREGADO RECICLADO.....	29
<b>2.2.1</b>	<b>Metodologias de mistura do CCAR.....</b>	<b>30</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Propriedades no estado fresco e no estado endurecido.....</b>	<b>32</b>
2.3	EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS.....	37
2.4	CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	44
<b>3</b>	<b>ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....</b>	<b>54</b>
3.1	VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE.....	56
<b>3.1.1</b>	<b>Vigas mistas constituídas por concreto convencional.....</b>	<b>59</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Vigas constituídas por concreto com agregado reciclado.....</b>	<b>63</b>
<b>3.1.3</b>	<b>Métodos analíticos para a determinação da capacidade resistente à flexão de VMPR em temperatura ambiente.....</b>	<b>72</b>
3.2	VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	77
<b>3.2.1</b>	<b>Vigas mistas constituídas por concreto convencional.....</b>	<b>78</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Vigas constituídas por concreto com agregado reciclado.....</b>	<b>86</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Aspectos normativos sobre VMPR em situação de incêndio.....</b>	<b>89</b>
<b>4</b>	<b>DOSAGEM E CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM AGREGADOS RECICLADOS.....</b>	<b>91</b>
4.1	MATERIAIS.....	92
<b>4.1.1</b>	<b>Cimento.....</b>	<b>92</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Agregados naturais e reciclados.....</b>	<b>93</b>

<b>4.1.3</b>	<b>Aditivo Químico .....</b>	<b>101</b>
4.2	PROCEDIMENTO DE MISTURA .....	102
4.3	DOSAGEM DOS CONCRETOS.....	105
4.4	PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NOS ESTADOS FRESCO E ENDURECIDO.....	113
<b>4.4.1</b>	<b>Propriedades no estado fresco .....</b>	<b>115</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Propriedades dos concretos no estado endurecido .....</b>	<b>118</b>
4.4.2.1	Resistência à compressão .....	118
4.4.2.2	Resistência à tração .....	121
4.4.2.3	Módulo de elasticidade.....	124
4.4.2.4	Parâmetros de durabilidade .....	132
4.4.2.5	Velocidade do pulso ultrassônico .....	137
<b>4.4.3</b>	<b>Síntese dos resultados das propriedades dos concretos .....</b>	<b>139</b>
<b>4.4.4</b>	<b>Índice de intensidade de ligante .....</b>	<b>140</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DO CAMPO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....</b>	<b>142</b>
5.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	143
<b>5.1.1</b>	<b>Preparação dos corpos de prova .....</b>	<b>143</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Instrumentação .....</b>	<b>146</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Etapas consideradas na concretagem .....</b>	<b>148</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Posicionamento dos corpos de prova no forno.....</b>	<b>151</b>
<b>5.1.5</b>	<b>Resultados e discussões dos ensaios em temperaturas elevadas.....</b>	<b>153</b>
5.2	ANÁLISE NUMÉRICA DOS CORPOS DE PROVA MISTOS.....	164
<b>5.2.1</b>	<b>Geometria, malha e condições de contorno.....</b>	<b>164</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Propriedades Térmicas dos Materiais .....</b>	<b>165</b>
5.2.2.1	Densidade.....	166
5.2.2.2	Condutividade Térmica .....	167
5.2.2.3	Calor específico .....	170



5.2.2.4 Resultados numéricos .....	171
5.3 SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	176
<b>6 ABORDAGENS ESTRUTURAL, TÉRMICA, TERMOESTRUTURAL E PÓS-FOGO VOLTADAS ÀS VIGAS MISTAS EM ANÁLISE.....</b>	<b>178</b>
6.1 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À CONSTRUÇÃO DAS VIGAS .....	180
<b>6.1.1 Dimensões adotadas .....</b>	<b>180</b>
<b>6.1.2 Posicionamento dos termopares.....</b>	<b>181</b>
<b>6.1.3 Execução da concretagem entre as mesas .....</b>	<b>183</b>
6.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS DE REVESTIMENTO.....	185
6.3 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE .....	190
<b>6.3.1 Análise da curva Força <i>versus</i> Deslocamento .....</b>	<b>193</b>
<b>6.3.2 Momentos de fissuração e resistente.....</b>	<b>195</b>
<b>6.3.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez .....</b>	<b>197</b>
<b>6.3.4 Panorama de fissuração .....</b>	<b>199</b>
<b>6.3.5 Comparação da capacidade resistente das vigas com métodos analíticos.....</b>	<b>200</b>
6.4 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	202
<b>6.4.1 Etapas consideradas na preparação dos ensaios .....</b>	<b>203</b>
<b>6.4.2 Determinação e análise do campo térmico .....</b>	<b>208</b>
<b>6.4.3 Análise dos deslocamentos verticais centrais .....</b>	<b>220</b>
<b>6.4.4 Outros deslocamentos analisados.....</b>	<b>224</b>
6.5 ANÁLISE GERAL DAS VIGAS MISTAS APÓS AQUECIMENTO .....	225
<b>6.5.1 Aspectos identificados .....</b>	<b>226</b>
<b>6.5.2 Resfriamento das vigas: análise das temperaturas e dos deslocamentos .....</b>	<b>231</b>
6.6 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS MISTAS PÓS-FOGO.....	236
<b>6.6.1 Análise da curva força <i>versus</i> deslocamento .....</b>	<b>237</b>
<b>6.6.2 Momentos de fissuração e resistente.....</b>	<b>239</b>
<b>6.6.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez .....</b>	<b>240</b>

<b>6.6.4</b>	<b>Panorama de fissuração</b> .....	<b>242</b>
6.7	SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	244
<b>7</b>	<b>PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS RESIDUAIS DE CONCRETOS COM AGREGADOS RECICLADOS APÓS EXPOSIÇÃO AO FOGO</b> .....	<b>246</b>
7.1	PRODUÇÃO DOS CONCRETOS E INSTRUMENTAÇÃO .....	247
7.2	ENSAIO EM TEMPERATURAS ELEVADAS.....	249
7.3	ANÁLISE DA PERDA DE MASSA .....	254
7.4	ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	255
7.5	ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO .....	256
7.6	ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	257
7.7	SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	258
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>260</b>
8.1	CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS .....	260
8.2	PROPRIEDADES DOS CCAR NOS ESTADOS FRESCO E ENDURECIDO, DOSADOS POR MEIO DO EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS .....	261
8.3	DESEMPENHO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS EM TEMPERATURAS ELEVADAS .....	262
8.4	COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E PÓS-FOGO.....	263
8.5	AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS RESIDUAIS DE CONCRETOS APÓS EXPOSIÇÃO AO FOGO .....	264
8.6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	265
<b>8.6.1</b>	<b>Quanto à dosagem e caracterização dos concretos com agregados reciclados</b> ....	<b>265</b>
<b>8.6.2</b>	<b>Quanto aos estudos em incêndio</b> .....	<b>265</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>267</b>
	<b>APÊNDICE A</b> .....	<b>285</b>
	<b>APÊNDICE B</b> .....	<b>289</b>
	<b>APÊNDICE C</b> .....	<b>294</b>

<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>298</b>
<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>302</b>
<b>APÊNDICE F .....</b>	<b>310</b>
<b>APÊNDICE G .....</b>	<b>318</b>
<b>APÊNDICE H.....</b>	<b>322</b>
<b>APÊNDICE I.....</b>	<b>325</b>
<b>APÊNDICE J .....</b>	<b>329</b>
<b>APÊNDICE K .....</b>	<b>339</b>

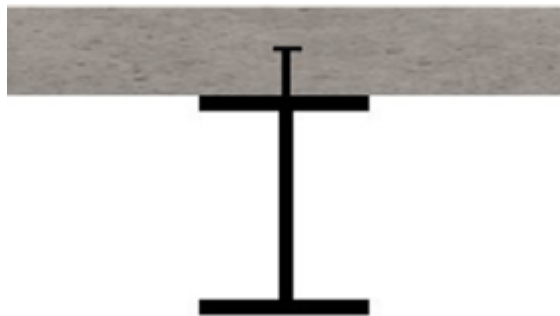
## CAPÍTULO 1

---

### 1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com a Norma Brasileira (NBR) 8800 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) de 2008, as estruturas mistas de aço e concreto são aquelas constituídas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto (ABNT NBR 8800:2008). Dentre as possibilidades, destacam-se as vigas mistas, cuja configuração tradicional consiste na associação de um perfil de aço I com uma laje de concreto, conforme pode ser visto na Figura 1.1a.

**Figura 1.1** – Vigas mistas de aço e concreto



a) Viga mista tradicional



b) Viga mista totalmente revestida



c) Viga mista parcialmente revestida

**Fonte:** Ahn e Lee (2017, adaptado).

Segundo Ahn e Lee (2017), esse tipo de solução construtiva apresenta como desvantagem o comportamento insatisfatório em situação de incêndio, tendo em vista o fato de o perfil de aço resultar sem proteção térmica quando sujeito à ação do fogo. Nesse sentido, em temperaturas elevadas, esse conjunto pode perder resistência e rigidez rapidamente, pois o aço possui elevada condutividade térmica e os perfis são formados por partes (mesa e alma) com

espessuras reduzidas, promovendo um rápido aquecimento do elemento estrutural e uma acelerada degradação de suas propriedades mecânicas.

Como alternativa, surgem outros tipos de viga mista na qual o perfil de aço pode ser embutido de maneira total ou parcial nos componentes de concreto, Figuras 1.1b e 1.1c, respectivamente. No que diz respeito às vigas mistas parcialmente revestidas (VMPR), objeto de estudo desta tese, Piloto *et al.* (2013) pontuam que essa solução, além aumentar a resistência ao fogo do conjunto, por conta da proteção térmica do elemento de aço, apresenta maior capacidade resistente à flexão quando comparada com uma viga metálica. De Nardin e El Debs (2009) ainda complementam que o concreto eleva a resistência às instabilidades locais e de torção do perfil de aço.

Apesar disso, as VMPR exigem um volume maior de concreto para sua produção, o que resulta em um aumento do peso da estrutura. De maneira a minimizar essa desvantagem, surgem os concretos com agregados reciclados (CCAR) que possuem massa específica menor que o concreto convencional (CC), o qual é produzido com agregados naturais (AN). De acordo com Liu *et al.* (2020), os concretos reciclados atuando como revestimento das vigas metálicas diminuem o peso total do sistema misto, além de minimizar problemas associados à baixa resistência mecânica comumente associada aos agregados reciclados (AR), uma vez que o tipo de concreto apresenta pouca influência na capacidade resistente à flexão de vigas mistas.

No âmbito da indústria da construção civil, a produção de concreto causa um grande impacto ambiental, uma vez se que utiliza grande quantidade de recursos naturais, como os agregados, associados ao cimento, que é um material emissor de altas taxas de gás carbônico durante a sua fabricação.

Uma alternativa viável do ponto de vista ambiental é a utilização de resíduos de construção e demolição (RCD) na cadeia produtiva do concreto como agregados miúdos e graúdos, a fim de reduzir o uso de recursos naturais e prolongar a vida útil de aterros sanitários. Alguns estudos sobre o desempenho de concretos reciclados relatam perda de trabalhabilidade associada à diminuição da resistência mecânica e do módulo de elasticidade, além da maior absorção de água e maior índice de vazios (BRAVO *et al.*, 2015a; LE; BUI, 2020). Isso ocorre porque os AR são mais porosos, formados por partículas mais irregulares, menos densos e com maior taxa de absorção de água do que os AN. A intensidade dessa influência depende da composição do RCD que originou o agregado, explicando a dificuldade de sua popularização (BEHERA *et al.*, 2014; ABDULLA, 2015).

Diversas pesquisas científicas que abordam os CCAR substituem uma parcela dos AN por aqueles oriundos de RCD. Nesse sentido, o comportamento dos concretos passa a ser

avaliado de acordo com o teor de substituição volumétrica adotado. Neste contexto, o presente trabalho busca produzir os CCAR de uma forma não convencional, utilizando os AR para preencher as lacunas presentes na composição granular dos AN, reinserindo o RCD na cadeia produtiva do concreto.

Logo, o empacotamento de partículas surge como uma alternativa para a otimização da composição dos CCAR. Essa técnica consiste em gerar uma mistura com alta densidade de empacotamento a fim de reduzir os vazios do concreto. Diferentemente da substituição volumétrica em teores pré-definidos, amplamente aplicada na dosagem e produção desses compósitos, o princípio do empacotamento de partículas é misturar proporções adequadas de diferentes materiais, aproveitando o potencial de cada componente granular, de modo que as partículas de menor tamanho preencham os vazios daquelas de maior dimensão (REBMANN, 2016, CAMPOS; KLEIN; MARQUES FILHO, 2016).

Os resultados referentes à aplicação dessa metodologia de dosagem em concretos com AN são bastante motivadores, tendo em vista que estudos têm demonstrado que misturas otimizadas possuem propriedades mecânicas e de durabilidade superiores aos concretos de referência produzidos por metodologias tradicionais (KWAN; NG; HUEN, 2014; SBIA *et al.*, 2015). Por esse motivo, acredita-se que a utilização dessa mesma estratégia pode trazer boas respostas para o desempenho dos CCAR como apontado em Pradhan, Kumar e Barai (2017).

Hüsken e Brouwers (2008) e Fennis (2011) destacam que a teoria do empacotamento de partículas possibilita a redução do consumo de cimento nas misturas de concreto devido ao aumento do número de agregados. Essas características justificam a importância desta técnica, pois contribui para duas questões relacionadas ao meio ambiente: primeiro, há redução no consumo de um material poluente (cimento); e segundo, os RCD são empregados como agregados para substituir os recursos naturais.

Estudos têm sido desenvolvidos nas últimas décadas a fim de avaliar as propriedades dos concretos com agregados reciclados, independentemente do método de dosagem aplicado. Apesar disso, o conhecimento acerca desse material em situação de incêndio é ainda incipiente. De acordo com Naus (2010), a origem do agregado, o tipo de cimento e o modo de interação entre eles influenciam na forma com que o concreto se degrada com a elevação da temperatura. Quando o concreto é feito com agregado reciclado, ele se torna mais poroso, cuja relação entre a pasta de cimento e o agregado é modificada de modo que avaliar essa influência no comportamento ao fogo torna-se relevante.

De maneira geral, poucas foram as pesquisas realizadas nesse tema. Grande parte daquelas existentes é limitada às propriedades mecânicas residuais dos CCAR, tais como

aquelas apresentadas em Yang, Zhao e Liu (2018) e Wang *et al.* (2019). Portanto, o conhecimento atual no meio científico possui enfoque no estudo do material em elevadas temperaturas de modo que há uma carência de pesquisas sobre a resistência ao fogo de elementos estruturais com o uso de concretos reciclados.

Os poucos trabalhos que abordam as estruturas mistas produzidas com CCAR em situação de incêndio, basicamente, estudam o comportamento de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, como por exemplo, Yang e Hou (2012), Liu *et al.* (2017) e Wang *et al.* (2017), o que evidencia a escassez de pesquisas voltadas às vigas mistas com CCAR, fato este pontuado por Pan *et al.* (2022), sobretudo para as VMPR.

Considerando os aspectos apresentados anteriormente, a presente pesquisa contempla a associação de duas grandes áreas da engenharia civil: *estruturas mistas de aço e concreto* e a *tecnologia do concreto*. Ambas as áreas de conhecimento farão parte do estudo da segurança estrutural contra incêndio e buscarão contribuir no estudo de vigas mistas parcialmente revestidas produzidas a partir do uso de concreto com agregado reciclado em temperaturas elevadas.

## 1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo desta tese é avaliar o revestimento de concreto produzido com agregados reciclados no comportamento à flexão de vigas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio. A partir desse objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar a influência da técnica de empacotamento de partículas nas propriedades de CCAR nos estados fresco e endurecido;
- Examinar o campo térmico de protótipos de VMPR com concretos reciclados submetidos à ação do fogo;
- Propor uma metodologia de modelagem numérica térmica para CCAR, com ênfase na determinação de suas propriedades térmicas;
- Avaliar o comportamento à flexão de vigas de aço parcialmente revestidas com concreto produzido com agregado reciclado, em temperatura ambiente, em situação de incêndio e após exposição ao fogo, com ênfase no tipo de concreto de revestimento;
- Analisar as propriedades mecânicas residuais de CCAR pós-fogo.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 14323:2013 tratam apenas do comportamento das vigas mistas de configuração tradicional. Apesar disso, estudos apontam que esse tipo de solução construtiva não apresenta bons resultados em situação de incêndio, por conta da exposição direta do perfil de aço ao fogo. Nesse sentido, surgem as vigas mistas parcialmente revestidas, compostas por um perfil de aço preenchido com concreto entre suas mesas. Nesse sistema misto, o concreto fornece contribuições no referente à capacidade resistente e à proteção em situação de incêndio, uma vez que ele apresenta baixa condutividade térmica e alto calor específico, o que reduz o aquecimento do elemento metálico.

O Eurocode 4 Parte 1-2:2005 já contempla o desempenho de VMPR quando expostas a temperaturas elevadas. Nesse sentido, essa norma traz um método tabular que define dimensões mínimas que a seção transversal da viga mista deve apresentar para resistir a alguns tempos requeridos de resistência ao fogo. Logo, essa metodologia não explora o potencial, enquanto estrutura, desse tipo de sistema misto. Por outro lado, esse mesmo código normativo traz outro método simplificado para avaliar o comportamento das VMPR. Nesse caso, a ação térmica é considerada apenas em uma face do elemento, o que não retrata a maior parte das situações encontradas na prática. Dessa forma, isso abre precedentes para o desenvolvimento de estudos sobre essa solução construtiva.

O concreto atua como o maior protagonista da indústria da construção civil, sendo considerado o material de construção mais consumido atualmente. Para sua produção utiliza-se uma quantidade expressiva de energia e de recursos naturais o que traz grandes impactos ambientais. Por essa razão, no meio científico, é crescente o estudo de concretos que consumam menores teores de recursos naturais. Isso implica, por exemplo, em reciclar os resíduos de construção e demolição e inseri-los, novamente, na cadeia produtiva do concreto como agregados miúdo e graúdo.

Assim, busca-se desenvolver um estudo que vai além da simples substituição do agregado natural pelo agregado reciclado em teor pré-determinado na produção do concreto, como é feito amplamente nos trabalhos científicos disponíveis. Pretende-se preencher as falhas detectadas na curva granulométrica dos agregados naturais com os agregados reciclados, por meio do conceito de empacotamento de partículas. Poucos estudos chegaram a utilizar essa metodologia para a dosagem de misturas de concreto, demonstrando ser de interesse para o meio científico.



Com o propósito de que o concreto com agregado reciclado possua um uso para fins estruturais é necessário que ele atenda a vários requisitos, dentre os quais um bom comportamento em situação de incêndio. Diante disso, o estudo migra para uma abordagem acerca do desempenho térmico, termoestructural e pós-fogo de VMPR produzidas com CCAR. Foi constatada uma carência de pesquisas acerca desta temática, o que justifica o presente trabalho, que apresenta um caráter de ineditismo no Brasil.

Diante disso, para a realização desta pesquisa, foi utilizado um forno horizontal a gás, no qual é possível ensaiar elementos estruturais (preferencialmente vigas e lajes) em situação de incêndio com aplicação de carregamento, localizado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP). Esse forno é fruto do Projeto Temático FAPESP 2006/06742-5 "Segurança das Estruturas em Situação de Incêndio" que teve como objetivo avaliar o comportamento termoestructural das estruturas de concreto, aço e madeira (CALIL JUNIOR, 2006).

Nesse sentido, este estudo busca também dar continuidade ao projeto citado, permitindo a ampliação de pesquisas em caráter experimental que possui grande relevância na área da engenharia estrutural em situação de incêndio no Brasil. Por fim, pretende-se, com o conjunto de dados gerados nesta tese, fornecer subsídios às prescrições normativas vigentes para futuras modificações e novas aplicações.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

No **Capítulo 1**, realiza-se uma apresentação da temática abordada, seguida dos objetivos e justificativa para escolha do tema. O **Capítulo 2** apresenta uma revisão bibliográfica sobre as principais características e propriedades dos agregados reciclados e sua aplicação em concretos. Em seguida, descreve-se a técnica de empacotamento de partículas utilizada para dosagem dos concretos reciclados. E, por fim, argumenta-se sobre comportamento desse material em temperaturas elevadas.

No **Capítulo 3** são discutidas as estruturas mistas de aço e concreto, com destaque para as VMPR. São apresentadas as principais pesquisas científicas sobre vigas de aço revestidas com CCAR em temperatura ambiente e em situação de incêndio. O **Capítulo 4** descreve os ensaios experimentais voltados à caracterização dos agregados reciclados utilizados neste trabalho e à aplicação do conceito de empacotamento de partículas na dosagem dos concretos. A partir disso, são apontadas as propriedades dos concretos nos estados fresco e endurecido.

No *Capítulo 5* avalia-se o campo térmico desenvolvido na seção transversal de protótipos de aço revestidos com diferentes concretos sob ação do fogo, de modo a verificar eficiência do compósito como barreira térmica de componentes metálicos. Em seguida, é desenvolvida uma modelagem numérica para representação dos ensaios experimentais, com ênfase no estudo das propriedades térmicas do CC e dos CCAR.

O *Capítulo 6* traz a descrição dos ensaios à flexão das vigas mistas em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo. No *Capítulo 7*, são analisadas as propriedades mecânicas residuais do concreto com agregados naturais e dos CCAR. O *Capítulo 8* oferece as principais conclusões obtidas neste trabalho científico e algumas sugestões para trabalhos futuros, as quais são consideradas relevantes para dar continuidade ao tema tratado nesta tese. Finalmente, o trabalho se encerra com as referências bibliográficas e os apêndices.

## CAPÍTULO 2

---

### 2 CONCRETO PRODUZIDO COM AGREGADO RECICLADO

Neste capítulo, apresenta-se uma abordagem sobre o concreto com agregado reciclado partindo de uma descrição detalhada sobre sua principal matéria prima, o agregado reciclado, até a caracterização de suas propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade. Posteriormente, discute-se sobre o empacotamento de partículas que foi o método de dosagem aplicado para a produção dos concretos deste estudo experimental. Nesse sentido, trabalhos a respeito do uso dessa metodologia em concretos convencionais e em concretos reciclados são discutidos. Por fim, destaca-se o panorama geral acerca desses concretos em situação de incêndio e pós-fogo.

#### 2.1 AGREGADOS RECICLADOS

A grande notoriedade do uso do RCD se deu a partir da crescente preocupação com a questão ambiental devido à necessidade de mudança do modelo de economia tradicional, a qual visava somente o seu descarte. Embora possua considerável poder de reaproveitamento, esse material ainda é pouco utilizado. De acordo com Safiuddin *et al.* (2013), o emprego do RCD como agregado não apenas reduz a demanda de recursos naturais, mas também diminui a poluição ambiental causada por eles.

De acordo com Alberte e Handro (2021), diversos países europeus, tais como Alemanha, Bélgica, Holanda e Inglaterra, possuem códigos normativos há algumas décadas que tratam do uso de AR em concretos. Isso porque a Europa precisou ser reconstruída depois da Segunda Guerra Mundial e, diante da grande quantidade de resíduos oriundos da devastação das cidades, foi necessária a utilização desse material como fonte de insumo na produção do concreto. Nesse sentido, iniciou-se o desenvolvimento da tecnologia de reciclagem dos RCD.

No Brasil, segundo Melo (2011), a preocupação quanto a esses resíduos iniciou-se aproximadamente seis décadas depois do continente europeu. Embora já existissem pesquisas científicas sobre a importância da utilização dos AR, como Zordan (1997), Ângulo (2000) e Leite (2001), somente em 2002, o poder público lançou a Resolução nº 307/2002 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que estabelece diretrizes, critérios e procedimentos

para a gestão dos resíduos da construção civil no país, bem como classifica-os de acordo com a viabilidade de reciclagem e periculosidade (BRASIL, 2002).

A partir disso, em 2004, a Associação Brasileira de Normas Técnicas publicou uma série de documentos a respeito da gestão dos RCD, dentre os quais, destaca-se aquele de interesse para esta tese, a ABNT NBR 15116:2004. Esse código normativo tratava do uso de agregados reciclados de RCD em pavimentação e concretos sem função estrutural. Essa norma foi atualizada em 2021 e, seguindo a tendência mundial, passou a contemplar os agregados reciclados na produção do concreto estrutural.

Apesar dessa mudança, a caracterização de todos os agregados utilizados nesta tese, a ser vista no capítulo 4, foi realizada no ano de 2019, seguindo as recomendações normativas vigentes naquele ano. Uma das diferenças entre essas normas é a classificação dos agregados reciclados. A ABNT NBR 15116:2004 classificava esse material em agregado de resíduo de concreto (ARC) e agregado de resíduo misto (ARM), como pode ser visto na Figura 2.1.

**Figura 2.1** – Agregado de resíduo: a) de Concreto; b) Misto



a)



b)

**Fonte:** Angulo e Figueiredo (2011, p. 2).

O ARC era definido como “obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à classe A, composto na sua fração graúda, de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas”, e o ARM como “obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à classe A, composto na sua fração graúda com menos de 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas” (ABNT, 2004, p.3). Em ambos os casos, os resíduos de Classe A

são estabelecidos pela resolução do CONAMA nº 307/2002 como “reutilizáveis ou recicláveis como agregados oriundos de construção, reforma, demolição e reparos” (BRASIL, 2002, p.2).

Em sua versão atual, a ABNT NBR 15116:2021 divide os reciclados de três maneiras: agregado reciclado cimentício (ARCI), agregado reciclado de concreto (ARCO) e agregado reciclado misto (ARM). O ARCI é o “agregado reciclado constituído predominantemente por materiais cimentícios diversos (concretos, argamassas, blocos pré-moldados de concreto etc.), podendo incluir teores reduzidos de cerâmica vermelha”; o ARCO é definido como o “agregado reciclado constituído predominantemente por resíduos de concreto”; e o ARM é considerado o “agregado reciclado constituído por uma mistura de materiais cimentícios (concretos, argamassas, blocos pré-moldados de concreto etc.) e materiais cerâmicos (blocos e telhas de cerâmica vermelha etc.)” conforme a ABNT NBR 15116 (2021, p.2).

A grande diferença entre essas classes é o teor de cerâmica em sua constituição. A norma brasileira limita esse valor a 0%, 10% e 40%, em massa, para o ARCO, ARCI e ARM, respectivamente. De acordo com Gomes, Brito e Bravo (2014) e Bravo *et al.* (2015a), a presença de cerâmica na constituição dos concretos pode afetar negativamente suas propriedades no estado fresco e endurecido, em função de sua menor massa específica e maior porosidade. Embora exista essa nova nomenclatura para os agregados reciclados, uma vez que a dosagem e a produção dos concretos foram realizadas antes da publicação da versão atual, esta tese seguiu o código normativo mais antigo.

É de conhecimento geral que os AR são mais porosos, formados por partículas mais irregulares, são menos densos, possuem mais finos e apresentam uma elevada taxa de absorção de água, quando comparados aos agregados naturais. A intensidade de tal influência depende da composição do RCD que originou o agregado, o que justifica a dificuldade da popularização desse material (BEHERA *et al.*, 2014; ABDULLA, 2015).

De maneira geral, os agregados reciclados são formados pela junção do agregado graúdo natural e de uma argamassa aderida a ele. Este último componente contém finos e partículas de cimento hidratado e não hidratado. Ho *et al.* (2013) afirmam que, por apresentar uma elevada porosidade e grande absorção de água, a argamassa aderida é considerada prejudicial para o concreto, pois afeta as propriedades dos CCAR nos estados fresco e endurecido. McNeil e Kang (2013) ainda complementam que os AR tendem a ser mais frágeis e a formar misturas com menor resistência mecânica devido à fraqueza das ligações criadas por essa argamassa.

Com base na literatura, observa-se a grande discrepância dos resultados quando se trata de propriedades físicas e mecânicas dos AR. O processo de britagem, a composição e a origem dos reciclados influenciam diretamente suas características. Entretanto, os trabalhos científicos

pontuam que a composição é o parâmetro mais importante dessa matéria prima, pois ela é heterogênea e varia de acordo com os resíduos da construção que deram origem ao agregado reciclado, sendo constituída basicamente por materiais cimentícios (concreto e argamassa) ou misturado com cerâmica vermelha em níveis variados.

Além disso, outros materiais, caracterizados como indesejáveis, estão presentes em sua constituição, embora em menor quantidade, como o aço, o vidro, o plástico e a madeira, sendo limitados pela ABNT NBR 15116:2021 a 1%. Esse panorama não homogêneo fomenta o desenvolvimento de estudos com essa temática para que cada vez mais se ganhe confiança no uso de agregados reciclados.

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO COM AGREGADO RECICLADO

O grande desafio do meio científico é garantir que o CCAR apresente propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade que torne viável seu emprego em estruturas. Independentemente da utilização individual ou em conjunto de frações miúdas e graúdas recicladas no concreto, seu comportamento nos estados fresco e endurecido é alterado. De acordo com Li *et al.* (2012), isso pode ser justificado pela microestrutura dos CCAR. Os autores identificaram duas zonas de transição (ZT) nesses concretos, uma entre o agregado original e a argamassa aderida e a outra entre esta e a nova argamassa, como pode ser visto na Figura 2.2.

**Figura 2.2** – Microestrutura do concreto reciclado



**Fonte:** Li *et al.* (2012, tradução nossa).

Butler, West e Tighe (2012) e Lee e Choi (2013) mencionaram que essa dupla zona de transição enfraquece ainda mais as misturas de concreto caso a porosidade não seja controlada.

Isso porque a argamassa aderida tem maior tendência à fissuração e, em geral, a ruptura do concreto acontece entre o agregado reciclado e a argamassa aderida.

### **2.2.1 Metodologias de mistura do CCAR**

Via de regra, a absorção de água dos AR é bastante elevada, quando comparável a dos AN, que normalmente é menor que 4%, segundo Sánchez (2004). Essa característica inerente aos agregados reciclados influencia a produção dos concretos, tendo em vista que essa matéria prima pode retirar água da mistura, durante o processo de concretagem, comprometendo a trabalhabilidade e as propriedades mecânicas do compósito.

Nesse sentido, existem diferentes métodos de produção do CCAR recomendados pelo meio científico, dentre os quais se destacam: a compensação de água, a pré-molhagem e o procedimento convencional. A técnica da compensação consiste em adicionar uma parcela de água na mistura de concreto a ser absorvida pelos agregados reciclados ao longo do tempo. Em relação à pré-molhagem, os AR são colocados em contato com uma determinada quantidade de água antes da confecção dos concretos, buscando saturá-los e evitar que parte da água de amassamento seja absorvida. Por fim, o procedimento convencional é aquele em que não se insere água complementar à mistura e, caso seja necessário, aditivos químicos são empregados para controlar a trabalhabilidade.

Leite (2001) propôs uma técnica de pré-molhagem a partir da qual os agregados reciclados são umedecidos, antes da produção do concreto, com uma quantidade de água referente ao percentual de sua absorção para o instante de 10 minutos. Segundo a autora, compensar parcialmente a absorção dos agregados é importante para que não haja um excesso de água no concreto, o que pode reduzir suas propriedades mecânicas.

Tam, Gao e Tam (2005) desenvolveram uma outra metodologia em que a água de amassamento é adicionada à mistura em duas etapas, de forma proporcional. Primeiramente, todos os agregados, naturais e reciclados, são misturados com 50% da água projetada. Em seguida, a partir da inserção do cimento ao conjunto, os outros 50% da água passam a compor a mistura.

Segundo os autores, uma substituição de até 30% de agregados naturais por reciclados resultou em um aumento na resistência à compressão e no módulo de elasticidade dos CCAR. Isso foi justificado pela construção de uma ZT mais forte, pois na primeira etapa do método, ao adicionar o cimento aos materiais, formou-se uma camada de nata na superfície dos agregados, diminuindo seus vazios, a partir do recobrimento das fissuras, o que proporcionou uma ZT de

melhor qualidade. Tam, Gao e Tam (2007) testaram o mesmo método em CCAR para teores de substituição acima de 30%, cujos resultados também foram satisfatórios.

Ettxeberria, Vázquez e Barra (2007) produziram concretos com o uso de agregados reciclados na condição saturada. De acordo com os autores, essa metodologia é prejudicial do ponto de vista de resistência e de durabilidade, pois a nova zona de transição formada entre o agregado saturado e a pasta de cimento foi fraca, de modo que a falha dos concretos ocorreu nessa região. Apesar disso, nos concretos em que os reciclados não foram saturados, houve um impacto negativo na trabalhabilidade da mistura. Logo, os autores defendem a importância da molhagem dessa matéria-prima antes da produção do concreto, porém a quantidade de água deve ser controlada.

Ferreira, Brito e Barra (2011) realizaram um estudo comparativo a partir da produção de uma mistura de referência e outras seis de CCAR, sendo três delas com o emprego da técnica da compensação e as outras três com a aplicação da pré-molhagem, com esta última seguindo as diretrizes de Leite (2001). Os autores constataram que os concretos apresentaram consistência adequada, porém no que diz respeito às propriedades mecânicas, o método da pré-molhagem apresentou resultados mais desfavoráveis. Os autores pontuaram que, como os agregados já se encontravam saturados antes da concretagem por meio desse método, isso dificultou o preenchimento dos poros da ZT com nata de cimento, tornando-a mais frágil.

Jia *et al.* (2013) produziram concretos com agregados reciclados em três condições: intacto (sem qualquer modificação), imerso em água por 24 horas e misturado durante 30 minutos em uma pasta de cimento com relação *a/c* (água/cimento) igual a 0,55. No último caso, após esse procedimento, o agregado foi exposto à temperatura ambiente por 7 dias. Os resultados mostraram que o concreto produzido usando o AR imerso em água apresentou a maior resistência mecânica e o melhor abatimento.

Gerin (2020) e Marques (2022) produziram misturas de concreto, a partir de diferentes teores de substituição em volume dos agregados graúdos naturais pelos reciclados (0%, 30%, 50% e 100%), sem aplicação das técnicas de compensação ou de pré-molhagem. A partir desse procedimento convencional, embora não se tenha utilizado aditivos químicos, a trabalhabilidade dos concretos foi adequada e os resultados de resistência à compressão foram próximas ou maiores em comparação com o CC, a depender do nível de substituição.

A ABNT NBR 15116:2021 recomenda a utilização da pré-molhagem dos agregados graúdos e miúdos reciclados para o preparo de argamassas e concretos, embora permita a técnica da compensação de água. Segundo essa norma, não é necessária a saturação dos reciclados, porém deve-se contemplar a água que vai ser absorvida pelo agregado e não a incluir



no cálculo da relação *a/c*. Ela ainda menciona que na prática, em 10 minutos, os AR têm absorvido uma quantidade de água referente ao percentual de 80% de sua absorção total.

Notoriamente não existe um procedimento aceito integralmente na comunidade científica no que diz respeito à produção dos concretos com agregados reciclados, tendo em vista que os resultados não são uniformes. De todo o modo, a definição da metodologia empregada na produção dos CCAR desta pesquisa será descrita em detalhes no capítulo 4.

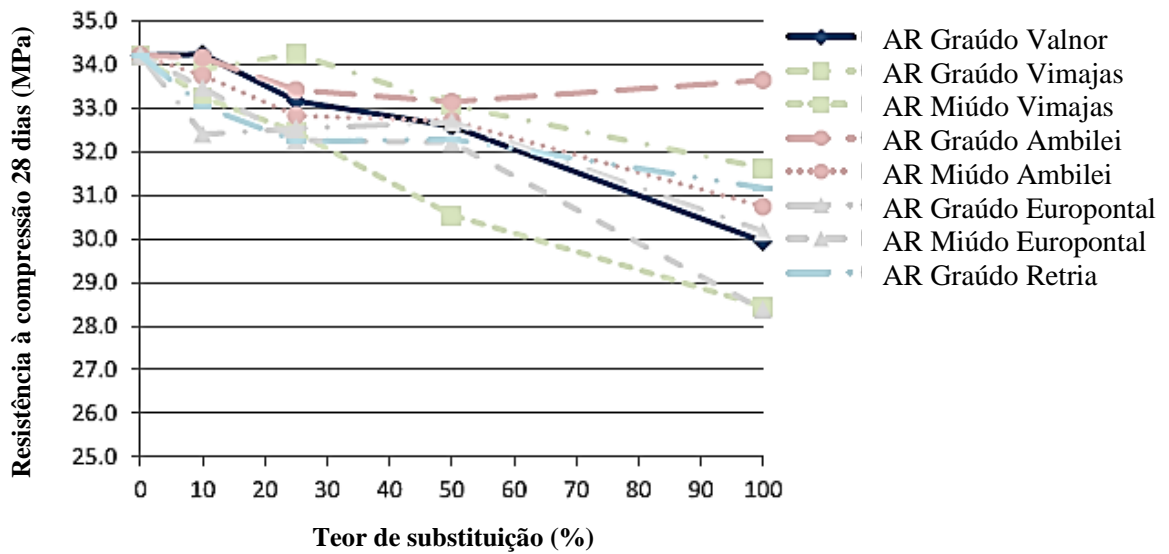
### **2.2.2 Propriedades no estado fresco e no estado endurecido**

Independentemente do método de produção do concreto com agregado reciclado, a grande maioria das pesquisas científicas substituem uma parcela dos AN por aqueles oriundos de RCD. Nesse sentido, o comportamento dos concretos passa a ser avaliado de acordo com o teor de substituição volumétrica adotado. A seguir são descritos os trabalhos mais recentes acerca das propriedades dos CCAR que utilizam como método de dosagem a substituição volumétrica.

Bravo *et al.* (2015a) analisaram o desempenho mecânico de concretos com agregados reciclados provenientes de oito localidades de Portugal. Para isso, foram produzidas 33 misturas: uma convencional e as demais de CCAR, sendo algumas misturas com substituições em volume de 10%, 25%, 50% e 100% do agregado graúdo natural pelo agregado graúdo reciclado e outras misturas com substituições em volume de 10%, 25%, 50% e 100% do agregado miúdo natural pelo agregado miúdo reciclado.

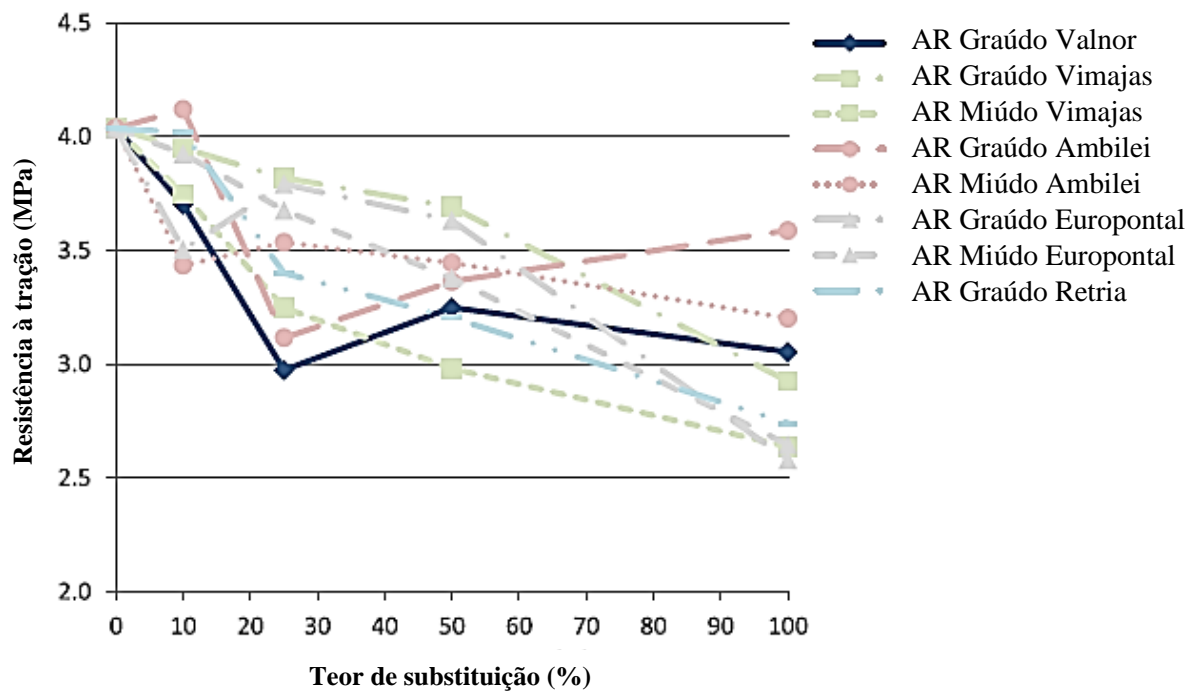
Primeiramente, os autores concluíram que os agregados de cada localidade apresentaram uma composição diferente entre si, com variedade do teor de material cimentício, rocha, cerâmica, vidro, metal e outros. Em relação às propriedades dos concretos no estado fresco, os resultados apontaram que o uso do AR reduziu a massa específica da mistura, principalmente quando houve substituição integral dos AN pelos reciclados (entre 4,7% e 7,7%). Em relação à trabalhabilidade, para manter o abatimento de  $125 \pm 15$  mm, houve a necessidade de aumentar a relação *a/c* e isso aconteceu de forma mais intensa com a elevação do teor de substituição. Já os ensaios dos concretos no estado endurecido mostraram que, na maioria casos, o uso de AR causou uma redução das resistências à compressão e à tração e, sobretudo, do módulo de elasticidade com o avanço do nível de substituição, conforme pode ser visto nas Figuras 2.3, 2.4 e 2.5, respectivamente.

**Figura 2.3** – Resistência à compressão em função do teor de substituição



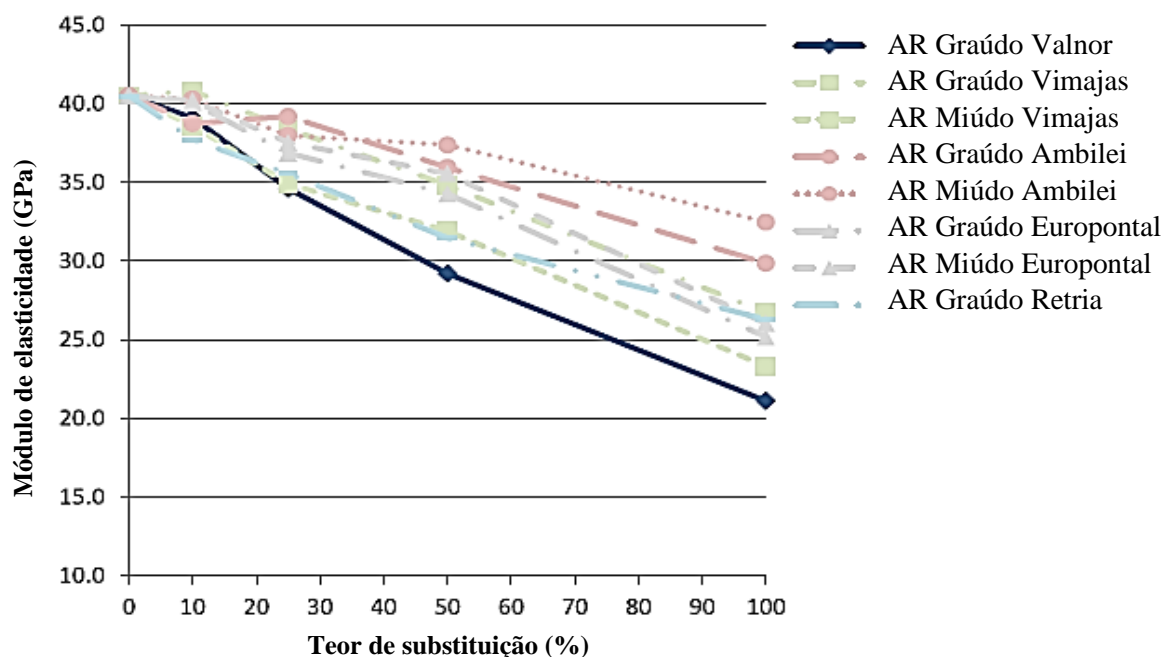
Fonte: Bravo *et al.* (2015a, tradução nossa).

**Figura 2.4** – Resistência à tração em função do teor de substituição



Fonte: Bravo *et al.* (2015a, tradução nossa).

**Figura 2.5** – Módulo de elasticidade em função do teor de substituição



**Fonte:** Bravo *et al.* (2015a, tradução nossa).

Os autores ainda mencionaram que as misturas com frações finas recicladas de maior teor de cerâmica tiveram grandes prejuízos no desempenho mecânico. Essas partículas finas, devido à sua superfície lisa, impediram uma boa ligação com a pasta de cimento, enfraquecendo o concreto. Além disso, a cerâmica absorveu parte da água de amassamento, por apresentar alta porosidade e elevada absorção, o que ocasionou o aumento da relação a/c para obter o abatimento especificado.

Bravo *et al.* (2015b) deram continuidade ao estudo anterior de modo a avaliar naqueles mesmos concretos, aspectos voltados a durabilidade, tais como: absorção de água por imersão e por capilaridade, resistência à carbonatação e resistência à penetração de íons cloreto. Os resultados das análises apontaram que o uso de AR foi altamente prejudicial para a durabilidade e isso se intensificou quando utilizadas as frações finas, principalmente aquelas com maiores teores de cerâmica. Dentre as propriedades avaliadas, a resistência à carbonatação foi a propriedade mais afetada pelo emprego dos reciclados, levando a aumentos na profundidade de carbonatação entre 22,2% e 182,4%, seguido da penetração dos íons cloretos cujo aumento variou de 11,2% a 130%. Segundo os autores, essa variabilidade é devido à composição do AR.

Dong *et al.* (2019) desenvolveram um estudo experimental para compreender o impacto da substituição volumétrica dos AN pelos AR em concretos com duas relações a/c, 0,33 e 0,42, de modo a avaliar misturas com altas e médias resistências, respectivamente. Para a relação a/c

igual a 0,33, foram testadas a substituição da fração graúda natural em níveis iguais a 0%, 33%, 50%, 66% e 100%. No caso da relação a/c de 0,42, analisaram-se os teores de substituição de 0%, 50%, 66% e 100% também da fração graúda, porém no caso da taxa igual a 100%, foi avaliada a substituição da fração miúda natural em 0%, 50% e 100%. Os resultados de resistência à compressão indicaram que o uso do AR impactou negativamente essa propriedade. Quando a taxa de substituição do agregado graúdo foi de 100%, os corpos de prova com maior relação a/c apresentaram alta redução da resistência à compressão sobretudo para teores mais expressivos de agregados miúdos reciclados.

Pimentel *et al.* (2020) avaliaram as propriedades mecânicas e parâmetros de durabilidade de concretos reciclados com um teor de substituição igual a 30% e relação a/c de 0,60. Como variáveis, foram adotados quatro tipos de agregados graúdos: natural, ARCO, ARCI e ARCI tratado com pasta de cimento para redução de sua porosidade. Os autores concluíram que todos os concretos apresentaram praticamente a mesma consistência e possuíram classe de resistência à compressão C30. Apesar disso, aquele produzido com ARCO teve resistência e módulo de elasticidade mais próximos ao CC. Sobre a migração de íons cloreto e os ensaios de carbonatação, esse mesmo concreto com agregado reciclado exibiu melhor desempenho em relação ao concreto de referência. Por fim, os autores ainda destacam que o tratamento do ARCI não causou melhora nas propriedades físicas e mecânicas da mistura. Em alguns casos, houve redução dessas propriedades quando comparado ao concreto com o ARCI sem tratamento.

Hassan, Faroun e Mohammed (2021) avaliaram as propriedades de concretos produzidos a partir do uso individual ou simultâneo de frações miúdas e graúdas recicladas. Esses agregados foram oriundos da britagem de prismas, cilindros e cubos de concretos antigos. Dois níveis de substituição volumétrica foram testados, 50% e 100%, e três propriedades mecânicas foram avaliadas, resistências à compressão, à tração e à flexão. A utilização dos agregados reciclados reduziu as propriedades mecânicas em qualquer nível de substituição, sendo que o uso simultâneo de ambas as frações promoveu os maiores decréscimos de resistência. Dentre todos os concretos reciclados, aquele com 100% de substituição da fração miúda resultou nas maiores propriedades mecânicas. Segundo os autores, isso pode estar associado ao efeito de preenchimento de vazios do concreto, proporcionado pela areia reciclada que apresentou um maior número de partículas menores.

Salgado e Silva (2021) realizaram uma investigação experimental com o intuito de verificar a influência do tipo de agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto. Para isso, foram utilizados um agregado natural e três agregados reciclados: de concreto, misto e de

alvenaria, sendo este último composto somente por cerâmica vermelha. Todos os CCAR foram produzidos com um nível de substituição volumétrica igual a 20%.

Os autores concluíram que a mistura com agregado de alvenaria sofreu o maior impacto negativo na resistência à compressão, isto é, diminuição de 12%. Os autores justificaram esse resultado por conta da superfície mais lisa desses agregados, o que pode levar a uma menor adesão entre este e a matriz cimentícia. Com relação ao módulo de elasticidade, os concretos com agregados mistos e de alvenaria apresentaram comportamentos semelhantes, embora menos rígidos em comparação ao CC. No caso das misturas com agregado reciclado de concreto, o módulo de elasticidade apresentou um valor maior em comparação ao concreto de referência. Salgado e Silva (2021) mencionaram que tal comportamento pode estar associado a boa qualidade desse reciclado.

Em síntese, o concreto tende a apresentar um desempenho inferior, seja físico, mecânico ou de durabilidade, à medida que aumenta o teor de substituição, conforme apresentado na pesquisa bibliográfica desenvolvida por Wang *et al.* (2021), bem como a partir dos trabalhos científicos discutidos anteriormente. Para o emprego de teores de substituição elevados, de acordo com Etxeberria, Vázquez e Barra (2007), torna-se necessário o aumento do consumo de cimento para equiparar a resistência do CCAR ao CC, o que não é vantajoso do ponto de vista ambiental.

Sobre o módulo de elasticidade, foram encontradas reduções de até 40% no CCAR comparado ao concreto convencional com substituições de até 100% do agregado natural pelo reciclado (WANG *et al.*, 2021). Essa propriedade tende a ser a mais afetada quando do uso de AR, pois a argamassa aderida torna o concreto menos denso e, por consequência, menos rígido.

No que diz respeito aos códigos normativos, de acordo com Alberte e Handro (2021), a maioria das normas internacionais limitam o teor de substituição a 20% do agregado natural pelo reciclado na produção de concretos estruturais e com o uso somente da fração graúda. Os autores ainda destacam que são poucas as normatizações que consideram a fração miúda reciclada no processo de dosagem. Nesses casos, o concreto apresenta basicamente aplicações não estruturais. Isso se dá, segundo eles, pela dificuldade das empresas em retirar os contaminantes das frações mais finas do RCD.

De acordo com Angulo e Figueiredo (2011), uma taxa de substituição de 20% reduz a resistência à compressão do concreto em até 10%. Levy (2005) faz fortes críticas a esse teor, uma vez que ele não explora o potencial do agregado reciclado e ainda complementa afirmando que essa taxa pode não justificar o investimento por parte das centrais dosadoras de concreto.

Somente a partir de 2021, o Brasil começou a seguir as normas internacionais, de modo a permitir o uso de CCAR em aplicações estruturais. De acordo com a ABNT NBR 15116:2021, quando o AR for destinado a compostos com função estrutural, como concretos de cimento Portland e argamassas, recomenda-se utilizar aquele do tipo ARCO. Além disso, a substituição de AN pelo AR deve ser limitada a 20% da massa de agregados totais e para concretos submetidos a classes de agressividade ambiental I e II estabelecidas na ABNT NBR 6118:2014.

Diante do exposto, ainda é possível dizer que há algumas lacunas no conhecimento sobre o uso de reciclados na produção do concreto estrutural. Isso porque grande parte dos trabalhos científicos se baseiam exclusivamente na substituição volumétrica do agregado natural pelo respectivo reciclado e, sobretudo, ocorre a substituição da fração graúda. Apesar disso, agregados miúdos reciclados também podem ser uma alternativa viável para a produção de concretos. De acordo com Andrade *et al.* (2020) a quantidade de material fino gerado na produção de agregados graúdos reciclados é grande e, por essa razão, seu emprego pode evitar o descarte indevido desse material.

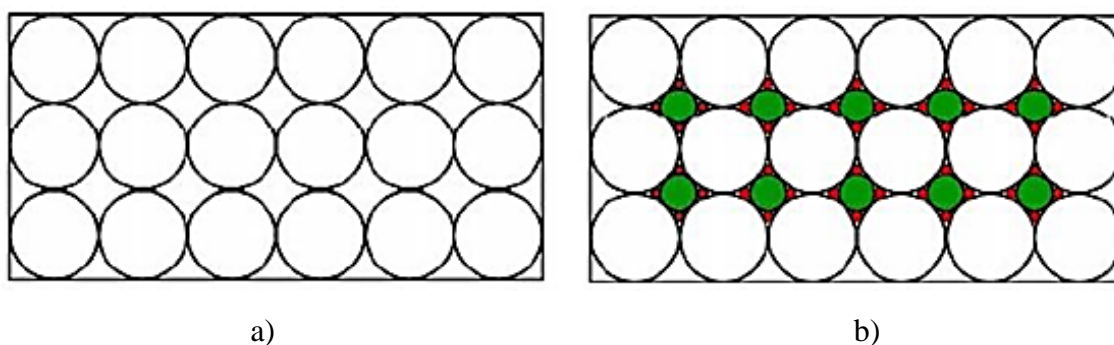
Por outro lado, os códigos normativos contemplam uma pequena parcela dos AR na produção do concreto (normalmente 20%). Com base em Andreu e Miren (2014), Gerin (2020), Marques (2022) e Oliveira (2022), pode-se produzir CCAR com propriedades mecânicas satisfatórias para taxas de substituição maiores. Nesse sentido, o campo de pesquisas é amplo, pois a depender do tipo de agregado reciclado, do modo de preparo do concreto, bem como do método de dosagem, o concreto obtido é completamente diferente. No próximo subitem destaca-se o método de dosagem empregado para a produção dos concretos reciclados desta tese, o empacotamento de partículas.

### 2.3 EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS

O estudo do empacotamento de partículas (EP) busca diminuir os vazios de um material, no caso especial desse trabalho, o concreto, até alcançar a máxima densidade de empacotamento, com o objetivo de melhorar suas propriedades no estado endurecido. De maneira geral, essa grandeza é definida como a razão entre volume de sólidos e o volume total. Logo, para aumentar a densidade de empacotamento, misturam-se proporções adequadas de materiais com diferentes granulometrias para que as partículas pequenas preencham os vazios daquelas maiores. A Figura 2.6a mostra uma mistura antes do empacotamento e na Figura 2.6b essa mesma mistura foi otimizada pela teoria mencionada, de modo que pode ser vista a adição de novos materiais tornando a mistura mais densa e compacta.

Por ser um material composto de diversos componentes granulares tais como agregados e cimento, as técnicas de empacotamento de partículas também podem ser empregadas na produção de concretos (PRADHAN; KUMAR; BARAI, 2017). O primeiro estudo sobre a temática em questão é datado de 1892 e foi realizado por Féret. Ele observou que, quando a mistura de concreto apresenta vazios mínimos, sua resistência à compressão tenderá ao valor máximo (CASTRO; PANDOLFELLI, 2009).

**Figura 2.6** – Representação do estudo de empacotamento de partículas



**Fonte:** Oliveira *et al.* (2000, adaptado).

Os estudos Kwan, Ng e Huen (2014) afirmam que a pasta de cimento é a responsável por preencher as lacunas originadas pelo espaço entre agregados. Portanto, quando se diminui os vazios da mistura, a partir de uma maior densidade de empacotamento, haverá excesso de pasta de cimento possibilitando um ganho de trabalhabilidade, o que representa outro benefício do EP no concreto.

De acordo com Funk e Dinger (1994), os modelos de empacotamento de partículas podem ser classificados como discretos ou contínuos. No caso dos modelos contínuos, assume-se que partículas de todos os tamanhos podem estar presentes no sistema de distribuição granular, isto é, as partículas apresentam uma distribuição granulométrica contínua. Por outro lado, nos modelos discretos as partículas são consideradas individualmente.

Londero *et al.* (2017) menciona que ao longo do século XX, estudos sobre o empacotamento de partículas foram desenvolvidos com a finalidade de obtenção de curvas granulométricas ideais para utilização em concretos. Iniciando a análise com os modelos contínuos, Fuller e Thompson (1907) descobriram que as propriedades dos concretos podiam ser melhoradas a partir de um estudo do sistema granular dos seus agregados constituintes. Nesse sentido, os autores desenvolveram uma curva granulométrica contínua que permite determinar a máxima densidade da mistura.

Em 1930, Andreasen e Andersen propuseram um método que admite que dada duas partículas de diâmetros diferentes, há condições de similaridade em torno delas. Essa similaridade estabelece que a distribuição das partículas seja representada por meio de uma lei de potências conforme mostrado na Equação 2.1, de modo que o tamanho mínimo das partículas é considerado infinito.

$$CPFT = \left(\frac{D_P}{D_L}\right)^q \times 100 \quad \text{Eq. 2.1}$$

Na Equação 2.1,  $D_P$  é o diâmetro da partícula,  $D_L$  é o diâmetro da partícula de maior dimensão, CPFT é a porcentagem acumulada de partículas menores que  $D_P$  e  $q$  é o coeficiente de distribuição granulométrica da mistura. De acordo com Funk e Dinger (1994), o Modelo de Andreasen e Andersen (1930) foi atualizado, a partir da consideração do diâmetro mínimo da partícula ( $D_S$ ) na formulação, dando origem ao Modelo de Alfred, o qual é apresentado por meio da Equação 2.2.

$$CPFT = \left(\frac{D_P^q - D_S^q}{D_L^q - D_S^q}\right) \times 100 \quad \text{Eq. 2.2}$$

Além dos modelos apresentados, que utilizam a abordagem contínua em seu equacionamento, há outras metodologias que empregam a abordagem discreta para o cálculo da densidade de empacotamento, sendo o Modelo de Furnas e Modelo de Empacotamento Compressível alguns dos mais conhecidos.

Furnas (1929) propôs um modelo de empacotamento binário. O autor acreditava que a máxima densidade de empacotamento era obtida quando somente dois tamanhos de partículas estavam presentes na mistura. Por essa razão, esse modelo não foi aplicado para misturas de concreto, pois esse material é composto por variados tipos de agregados em conjunto com as partículas de cimento. Anos seguintes, essa metodologia foi alterada, tendo em vista que misturas mais densas são obtidas com a junção de diferentes tamanhos de partículas, o que caracteriza os modelos multicomponentes.

Dentre esses, cita-se o Modelo de Empacotamento Compressível - CPM (sigla do seu nome em inglês "*Compressive Packing Model*") - ou ainda Modelo de De Larrard. Trata-se de um método analítico, cujas equações determinam o índice de vazios de cada fração granular, o qual auxilia na determinação da densidade de empacotamento da mistura. Ele contempla



combinações de variadas frações granulométricas, considerando-as como partículas individuais (DE LARRARD; SEDRAN, 1994).

Além de uma abordagem teórica para o cálculo da densidade de empacotamento, é possível determiná-la experimentalmente, de acordo com Raj, Patil e Bhattach. (2014). Essa grandeza é dada pela soma da densidade de empacotamento de cada fração granular presente na mistura, a partir da Equação 2.3. A partir disso, determina-se o volume de vazios, por meio da Equação 2.4, os quais devem ser preenchidos com pasta de cimento.

$$DE = \sum_1^n \frac{MU \times RM}{ME} \quad \text{Eq. 2.3}$$

$$VV = 1 - \sum_1^n \frac{MU \times RM}{ME} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Nessas equações,  $DE$  é a densidade de empacotamento,  $MU$  representa a massa unitária do agregado,  $ME$  indica a massa específica do agregado,  $RM$  é a razão entre a massa de uma fração granular e a massa total da mistura,  $VV$  é o volume de vazios e  $n$  é o número de frações granulares.

As metodologias apresentadas anteriormente que envolvem o empacotamento de partículas abrangem diversas áreas do conhecimento, como o estudo da cerâmica, dos solos, do asfalto, além do concreto. No caso de aplicações em concreto, os modelos de EP raramente são utilizados na prática. Porém, nos últimos anos, pesquisas científicas têm sido desenvolvidas com o intuito de avaliar a sua aplicabilidade como método de dosagem de diferentes tipos de concreto.

Com relação aos CC, Lopes (2019) iniciou o estudo do EP no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP. O autor aplicou o Modelo de Alfred na otimização de traços de concretos de resistência normal e de alta resistência. Verificou-se que nas misturas otimizadas, a trabalhabilidade do concreto foi reduzida, o que tornou necessário o aumento do teor de aditivo superplastificante para manter a consistência pré-estabelecida. Com relação ao estado endurecido, os concretos otimizadas apresentaram desempenho físico e mecânico superior aos concretos dosados pela metodologia tradicional, mesmo com a redução do teor de cimento.

Campos, Klein e Marques Filho (2020) realizaram um estudo experimental a partir do emprego do método do CPM na produção de concretos de alta resistência. As misturas foram compostas de dois agregados graúdos e um miúdo, cimento, sílica ativa e pó de pedra. O EP permitiu a geração de um concreto com baixo teor de cimento, 336 kg/m<sup>3</sup>, resistência à compressão de 104 MPa e um módulo elasticidade dinâmico de 60 GPa. Além disso, os concretos se mostraram trabalháveis (*slump* maior que 200 mm), com velocidade do pulso ultrassônico maior que 5100 m/s e com baixo risco à corrosão.

Londero, Klein e Mazer (2021) também buscaram produzir concretos com baixo teor de cimento por meio da aplicação do CPM. A partir da otimização granular entre agregados graúdos e miúdos, cimento, cinza de casca de arroz e pó de quartzo, foi possível reduzir o consumo de cimento da mistura em 40% comparado com o concreto dosado por metodologia tradicional, utilizado como referência, passando a ser 163 kg/m<sup>3</sup>. Nesse sentido, o concreto otimizado apresentou pequenos decréscimos na resistência à compressão igual a 12% (de 35,2 MPa para 31 MPa) e na resistência à tração de 6,5% (de 3,1 MPa para 2,9 MPa). Quanto à absorção de água por imersão, por proporcionar uma diminuição de vazios da mistura, o EP reduziu essa propriedade de 5,2% para 2,54%.

Outras pesquisas já desenvolvidas, como Grazia *et al.* (2019) e Campos *et al.* (2020), seguiram o mesmo objetivo dos trabalhos anteriormente discutidos, isto é, produzir misturas com baixo teor de cimento. Todos esses trabalhos científicos envolveram a produção de concretos com agregados naturais, no qual o apelo ambiental estava associado à redução do teor de ligante. No que diz respeito à aplicação dessa metodologia em CCAR, os trabalhos que utilizaram o EP são descritos a seguir.

Campos, Klein e Marques Filho (2016) desenvolveram um estudo fundamentado na produção de concreto utilizando RCD de modo a avaliar suas propriedades no estado fresco e endurecido. Foram aplicados dois métodos de dosagem, o de Repette-Melo e o Modelo de Alfred. Em ambos os procedimentos, houve uma substituição de 20% dos agregados graúdos e miúdos naturais por reciclados. Os resultados apontaram que a presença dos AR reduziu as propriedades mecânicas dos concretos nos dois métodos citados. Em contrapartida, o emprego do EP diminuiu o consumo de cimento do traço de dosagem, o que justifica a queda dessa resistência. Por outro lado, destaca-se que o método de Repette-Melo promoveu concretos com resistência superior em relação àqueles originados pelo Método de Alfred.

Pradhan, Kumar e Barai (2017) desenvolveram um estudo experimental a fim de avaliar a aplicação do CPM em misturas com agregados naturais e misturas com agregados reciclados. Esses resultados foram comparados com aqueles obtidos em concretos dosados pela

metodologia tradicional descrita no código normativo indiano IS 10262:2009. Destaca-se que na produção dos concretos com agregados reciclados houve uma substituição total do agregado graúdo natural. O CPM determinou a proporção ideal das frações de agregados graúdo e miúdo, por meio de sua formulação matemática, e a partir dos vazios residuais da mistura, calculou-se a quantidade de pasta de cimento para que todos os concretos apresentassem a relação a/c igual a 0,45.

Os autores concluíram que o EP reduziu a quantidade de cimento, porém aumentou o teor de agregados miúdos em comparação à metodologia de dosagem tradicional. Além disso, a otimização dos concretos não resultou em uma melhora significativa de sua trabalhabilidade, porém é fato que os concretos com agregados reciclados tiveram menor abatimento quando comparados aos CC. Em relação às propriedades mecânicas, a resistência à compressão dos concretos otimizados (CC e CCAR) foi semelhante aos 28 dias, porém, aos 91 dias, o ganho de resistência daqueles produzidos somente com AN foi maior. Sobre a resistência à tração (por compressão diametral e na flexão), os autores apontaram para o efeito benéfico do EP, pois houve aumento significativo desta propriedade quando o método foi aplicado. Por fim, sobre o módulo de elasticidade, o EP também impactou positivamente nessa grandeza, com base na normalização dos valores encontrados.

Li *et al.* (2017) aplicaram o EP na produção de concretos com agregados reciclados. Para isso, os autores utilizaram como materiais granulares o cimento, areia natural e quatro frações de agregados graúdos reciclados. O procedimento de dosagem resultou em três etapas. Na primeira etapa, os autores testaram experimentalmente, com base na massa unitária, a densidade de empacotamento de misturas duplas de AR, sendo encontrado valores máximos quando houve uma proporção de agregados maiores para agregados menores de 3:2. De forma complementar, determinou-se a quantidade de areia que melhor reduzia os vazios dessas misturas. Ela variou entre 30% e 40% a depender dos tipos de reciclados utilizados.

Na segunda etapa, calcularam-se as densidades de empacotamento da união entre os AR, a areia e o cimento. Em cada mistura, o teor de ligante variou entre 10%, 20% e 30% em relação ao volume total de materiais sólidos, para fins comparativos. Na última etapa, foram selecionadas as misturas com maior densidade de empacotamento para serem testadas em quatro relações a/c (0,20, 0,30, 0,40 e 0,50). Os resultados apontaram que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade apresentaram uma tendência de aumento quando se elevava a densidade de empacotamento da mistura de concreto, para uma mesma relação a/c. Tal tendência foi identificada em três diferentes idades do compósito, 7 dias, 28 dias e 3 meses.

Sunayana e Barai (2017) realizaram um estudo experimental a partir do emprego do EP para a produção de CCAR, com substituição integral da fração graúda natural. Diferente dos estudos anteriores, os autores incorporaram cinza volante como substituto parcial do cimento. O CC e o CCAR foram produzidos por meio do EP e também pela metodologia normativa indiana, IS 10262:2009, para fins comparativos. Três frações graúdas naturais com dimensões características de 20, 12,5 e 10 mm, quatro frações graúdas recicladas com dimensões características de 20, 12,5, 10 e 6,3 mm, e uma areia natural foram empregadas. Com relação à cinza volante, ela foi utilizada como substituição do cimento em dois teores, 20% e 30%.

Inicialmente, calculou-se a densidade de empacotamento máxima dos agregados por meio da abordagem experimental, assim como feito por Li *et al.* (2017). A partir disso, foi determinada a quantidade de pasta de cimento para preencher os vazios da mistura, considerando uma relação a/c igual a 0,45. Logo, foi possível obter três concretos, o CC, o CCAR com 20% de cinza volante e o CCAR com 30% de adição mineral. Os resultados indicaram que a resistência à compressão, a resistência à tração na flexão e o módulo de elasticidade dos CCAR apresentaram resultados comparáveis com CC. Além disso, a taxa de ganho de resistência após 28 dias foi significativa para os concretos reciclados com cinza volante, embora menos significativa que o concreto com agregados naturais.

Andrade *et al.* (2020) realizaram um trabalho experimental diferente dos demais apresentados até então. Os autores aplicaram o CPM para produção de CCAR com duas classes de resistência C30 e C60, contendo diferentes teores de areias recicladas (0%, 25% e 50%) e obtidas de duas fontes, britagem de corpos de prova de concreto e resíduos de demolição. Como novidade deste estudo, além do uso da fração fina reciclada no EP, os autores empregaram a técnica da pré-molhagem dos agregados reciclados. Determinou-se que apenas a água referente a 80% da capacidade de absorção total das areias seria adicionada à mistura, durante 5 minutos antes da produção dos concretos.

Os autores concluíram que o CPM pode ser usado de forma eficiente para obtenção de concretos com resistência normal e de alta resistência contendo areias recicladas de diferentes origens. Isso porque foi possível utilizar diferentes teores de agregados miúdos reciclados (25% e 50%) na produção do concreto sem comprometer seu desempenho mecânico. Entretanto, em relação aos parâmetros de durabilidade, a absorção de água por imersão e por capilaridade, retração por secagem e a penetração de íons cloreto foram maiores para os CCAR. Além disso, quanto maior o teor de finos reciclados nas misturas, mais expressivo foi esse aumento.

Diante dos trabalhos científicos apresentados, é possível observar que existe um interesse por parte dos pesquisadores em aplicar diferentes metodologias de EP na produção de

CCAR. Nesta tese, utilizou-se o Modelo de Alfred como a técnica de empacotamento de partículas, em função de sua simplicidade quanto à formulação matemática, por considerar os limites de tamanhos máximo e mínimo das partículas, por resultar em uma maior eficiência dos concretos quando comparados a outros modelos, como Andreasen e Andersen e Furnas (OLIVEIRA *et al.*, 2000), e por ser utilizado no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP.

De acordo com Grazia *et al.* (2019), essa metodologia possibilita a produção de misturas mais densas e com menor porosidade. Diferentemente das pesquisas discutidas que aplicam o EP na produção de concretos, esta tese considerou, além das partículas de agregados reciclados miúdo e graúdo, as partículas de cimento no processo de otimização da composição das misturas.

## 2.4 CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O concreto apresenta boa resistência ao fogo devido às suas características térmicas, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, além de formar elementos com maior massa e volume, dificultando, assim, a propagação do calor. De acordo com Britez e Costa (2011), a anisotropia e a heterogeneidade do material tornam-se mais evidentes quando se trata de temperaturas elevadas. Nesse sentido, o assunto ganha uma grande complexidade. Do ponto de vista do material, o desempenho do concreto é função do tipo de agregado, do tipo de cimento, da porosidade e do teor de umidade. No caso do elemento estrutural, o dano da carga térmica também depende da seção transversal, da taxa de aço e da configuração das armaduras.

Kodur e Raut (2008) apontam que durante o aquecimento do concreto há a geração de gradientes de temperatura, de pressão e de umidade em seu interior que provocam tensões térmicas e fissurações que podem provocar o deslocamento do material, também chamado de *spalling*. Segundo Britez (2011), ainda persiste na comunidade acadêmica que o concreto de alta resistência é mais suscetível à ocorrência do *spalling* do tipo explosivo em comparação com o concreto convencional. Entretanto, isso se trata de uma simplificação do conhecimento, tendo em vista que outros aspectos são relevantes para sua ocorrência como, por exemplo, o tipo de agregado, a idade do concreto e a umidade interna da amostra.

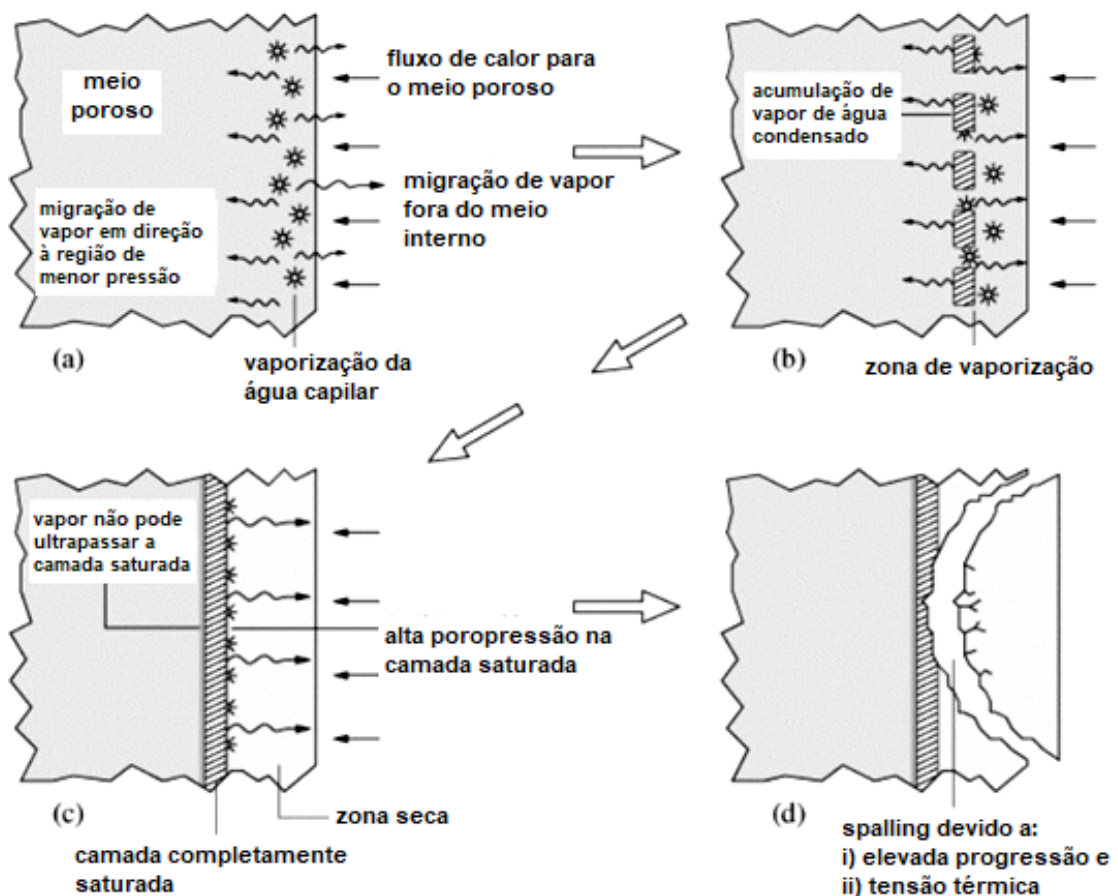
De acordo com a Fib 38 (2007), o *spalling* é um fenômeno físico caracterizado por deslocamento, explosivo ou não, de camadas ou pedaços de concreto da superfície quando exposto a altas temperaturas e rápidas taxas de aquecimento. Britez (2011) aponta que não se trata de um colapso estrutural, entretanto, caso esse deslocamento seja severo, pode

desencadear uma perda considerável da capacidade portante da estrutura, podendo ocasionar o seu colapso. Apesar disso, o autor afirma que sua extensão e natureza são variáveis e imprevisíveis.

Phan *et al.* (2010) afirmam que o concreto, quando aquecido, fica sujeito a um elevado gradiente de temperatura entre a face exposta ao fogo e o interior pouco aquecido, o que ocasiona o seu deslocamento em função de tensões termomecânicas e termo-hidráulicas. Em elevadas temperaturas, a camada superficial do concreto apresenta uma expansão térmica que, devido às restrições impostas pelo material, promove o surgimento de tensões indiretas de tração. Essas tensões, quando superam a resistência à tração do concreto, promovem o *spalling*.

Grande parte das pesquisas científicas destacam que a principal causa desse fenômeno é o movimento de umidade. De acordo com Zeiml *et al.* (2006), o aumento de temperatura do concreto promove a evaporação de sua água interna. O vapor de água formado flui em duas direções, tanto para superfície aquecida, através do sistema de poros do concreto, quanto para o interior da estrutura (Figura 2.7a).

**Figura 2.7**– Movimento de umidade interna no concreto sob temperaturas elevadas



**Fonte:** Zeiml *et al.* (2006, p. 930, tradução nossa).

Em regiões cuja temperatura interna se iguala à temperatura do vapor de água, este se condensa novamente (Figura 2.7b). A “nova” água formada, quando associada à água evaporável presente nesta região, forma uma camada saturada atuando como uma parede impermeável ao fluxo do vapor (Figura 2.7c). Caso a permeabilidade do concreto não seja suficiente para liberar os gases, há um aumento contínuo da pressão de vapor (poropressão) até o ponto em que ela excede a capacidade de tração do concreto, ocorrendo o deslocamento conforme indicado na Figura 2.7d. Segundo Kodur e Raut (2008), aos 300°C, a pressão de vapor pode chegar a valores superiores a 8 MPa, bastante superior à resistência à tração do concreto.

A Fib 38 (2007) classifica o spalling em seis formas, no caso, explosivo, superficial, de agregado, de aresta, por delaminação e pós-resfriamento, os quais variam com a resistência e a idade do concreto, o tipo e tamanho dos agregados, o teor de umidade e a permeabilidade do vapor de água, temperatura máxima, taxa de aquecimento, forma e tamanho da seção transversal, presença de fissuras, taxa de aço, arranjo das armaduras e intensidade de carregamento. De todo o modo, aquele classificado como explosivo é o mais grave e severo, atingindo deslocamento com espessuras entre 25 e 100 mm.

O Eurocode 2 Parte 1-2:2004 sugere que o deslocamento pode ser minimizado com adição de fibras de polipropileno ao concreto. Isso porque esse material, quando em elevadas temperaturas se funde, criando poros e microfissuras na matriz do concreto, o que acarreta o aumento de sua permeabilidade, facilitando a liberação do vapor de água. Isso reduz os danos e eleva a resistência do concreto em situação de incêndio.

Para um melhor entendimento do concreto em temperaturas elevadas, Naus (2006) pontua que há alterações físico-químicas nos constituintes do concreto (agregado e pasta de cimento) quando ele é aquecido, o que resulta na diminuição das suas propriedades mecânicas. De acordo com a Fib 38 (2007), essas alterações estão relacionadas com mudanças na microestrutura do material. Fernandes *et al.* (2017) afirmam que a degradação do concreto em situação de incêndio se dá pela associação de três fatores: modificações internas nos agregados, na matriz cimentícia e na zona de transição pasta-agregado.

Por se tratar de um material heterogêneo composto por essas três fases, há uma dificuldade em realizar uma análise precisa sobre as mudanças a nível microestrutural deste compósito, em razão de que cada concreto apresenta suas próprias singularidades. Por essa razão, torna-se importante discutir os efeitos das altas temperaturas no concreto, enfatizando as alterações da microestrutura de cada fase.

- a) **Fase agregado:** os agregados ocupam cerca de 60% a 80% do volume do concreto; dessa forma, o comportamento térmico deste compósito é diretamente influenciado

por esse componente. Segundo Xing *et al.* (2011), quando aquecido, o agregado expande e ocorre o aparecimento de fissuras em sua microestrutura, chegando ao derretimento em temperaturas acima de 1000°C no caso dos agregados basálticos. Britez (2011) aponta que cada tipo de agregado reage de maneira diferente quando aquecido, o que acaba afetando de forma desigual a movimentação térmica da pasta de cimento.

- b) **Matriz cimentícia:** a degradação da pasta de cimento hidratada se inicia com a decomposição da etringita em torno de 80°C (HAGER, 2013). Em seguida, no processo de aquecimento, ocorre a desidratação da matriz cimentícia, com a perda de água livre por evaporação. Posteriormente, ocorre a evaporação das águas lamelares, das águas adsorvidas e, por último, da água quimicamente associada aos cristais de Silicato de Cálcio Hidratado, C-S-H. A degradação desse produto de hidratação se inicia aos 100°C, gerando perda de massa da matriz cimentícia e aumento da porosidade. De acordo com Hager (2013) e Bolina (2016), aos 700°C o C-S-H se decompõe em dois subprodutos, além da água:  $\beta$ CS (wollastonita) e  $\beta$ -C<sub>2</sub>S (belita). Com relação à portlandita, Ca(OH)<sub>2</sub> ou CH, sua degradação se inicia aos 420°C, o que contribui para a microfissuração da pasta. Nesse processo, o Ca(OH)<sub>2</sub> se decompõe em CaO (óxido de cálcio) e água. Além disso, os grãos de clínquer não hidratados quando aquecidos sofrem expansão. Todos os processos supracitados contribuem para a degradação da matriz de cimento, aumentando sua porosidade e reduzindo suas propriedades mecânicas.
- c) **Zona de transição:** naturalmente, há uma incompatibilidade térmica entre os agregados e a matriz cimentícia. Conforme exposto nos itens *a* e *b*, a pasta sofre retração durante o aquecimento, devido à desidratação, enquanto os agregados apresentam expansão. Como consequência, há o aparecimento de fissuras, que surgem inicialmente na zona de transição, em função de sua maior fragilidade (ANNEREL; TAERWE, 2009).

Nesse sentido, Ingham (2009) explica o comportamento em nível microestrutural do concreto em situação de incêndio. Quando a temperatura do material atinge cerca de 100°C, a água livre presente nos agregados e na matriz cimentícia evapora, aumentando a porosidade capilar. Nesse momento, há uma perda discreta de resistência mecânica do material. Quando a temperatura alcança 300°C, ocorre a evaporação da água ligada à matriz de cimento. Até 600°C, os agregados sofrem expansão térmica e há um aumento de tensão interna. Entre 600°C e 800°C,



os elementos constituintes de carbonatos sofrem descarbonatação e, na faixa de 800°C a 1200°C, os componentes se desintegram e o concreto é calcinado.

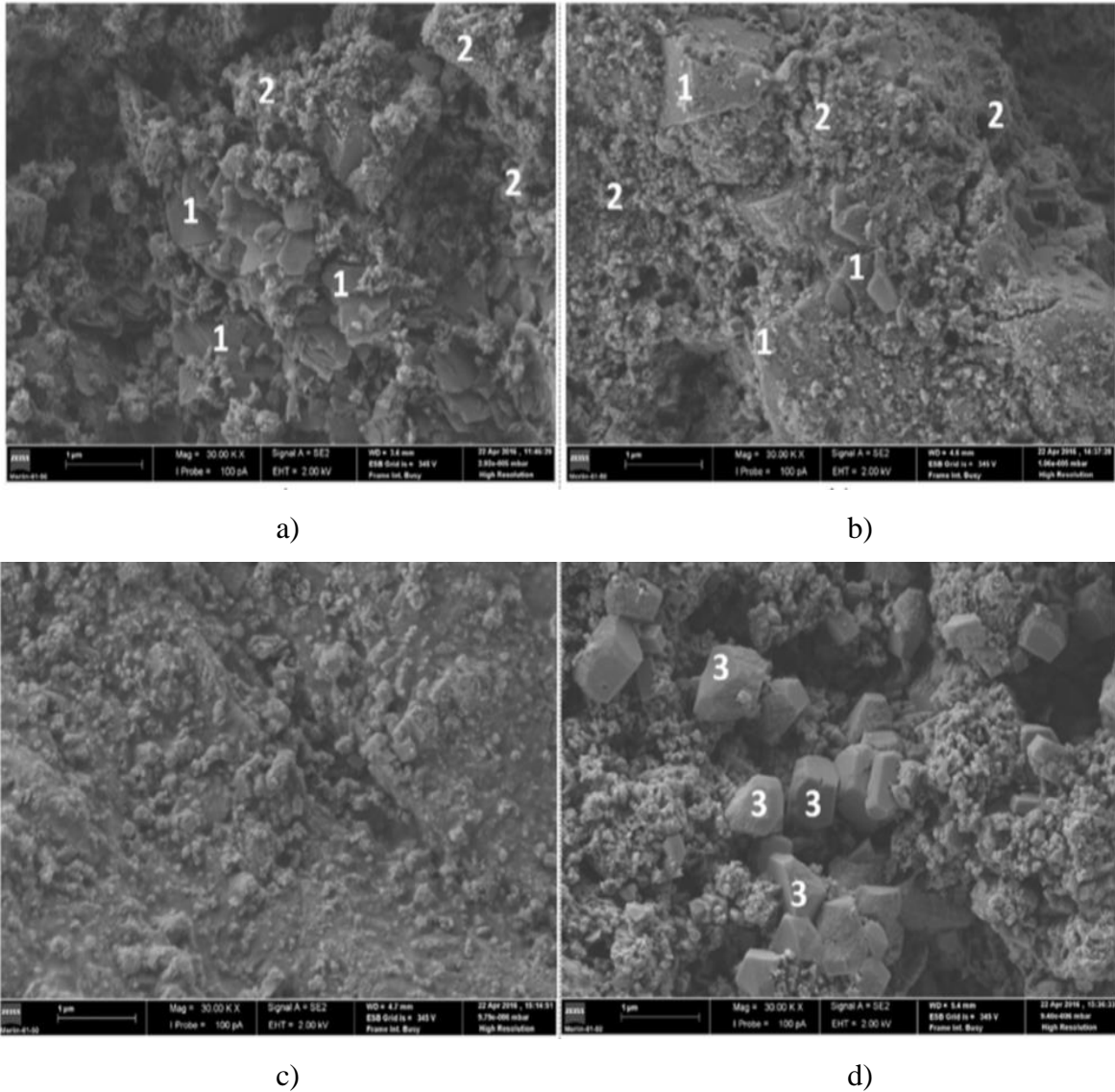
Handoo, Agarwal e Agarwal (2002) avaliaram a microestrutura de concretos com resistência à compressão de 47 MPa após exposição ao fogo de até 1000°C. Os autores identificaram alterações morfológicas significativas a partir dos 300°C, as quais se intensificaram aos 600°C. Houve grandes deformações nos cristais de CH e de C-S-H, além da presença de vazios e fissuras. Seguindo essa mesma temática, Caetano *et al.* (2019) desenvolveram um trabalho experimental sobre o comportamento do concreto exposto a diferentes temperaturas: ambiente, 200°C, 500°C e 800°C. A nível microestrutural, a Figura 2.8 traz as imagens fornecidas pelo ensaio de microscopia eletrônica de varredura para as amostras ensaiadas em cada faixa de temperatura.

Analisando as Figuras 2.8a e 2.8b, nota-se que não houve qualquer modificação intensa no concreto quando a temperatura se elevou de 20°C para 200°C. Isso porque a degradação significativa dos compostos começou em temperaturas maiores que 300°C. Na Figura 2.8c não foi mais possível observar cristais de portlandita, tendo em vista que em 500°C a degradação do material já tinha se iniciado. Por fim, em 800°C (Figura 2.8d) só foi possível observar cristais de óxido de cálcio oriundos da decomposição do CH. Entre 500°C e 800°C os autores apontam para a decomposição completa da portlandita e do C-S-H, apresentando o aspecto fragmentado da última imagem.

Conforme Naus (2010), concretos com agregados reciclados apresentam uma microestrutura diferente daqueles produzidos com agregados naturais, em função de uma mudança na interação entre a pasta de cimento e o agregado. Por essa razão, o desempenho desse material em situação de incêndio é alterado e precisa ser analisado. Estudos têm sido desenvolvidos nas últimas décadas a fim de avaliar as propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade dos concretos reciclados, conforme discutido nos subitens 2.2 e 2.3. Apesar disso, informações acerca do comportamento desses concretos em temperaturas elevadas é ainda incipiente.

De modo a analisar a resistência ao fogo de elementos produzidos com CCAR, primeiramente, torna-se necessário compreender como se dá a evolução das temperaturas nesse material. Para isso, o conhecimento das propriedades térmicas, tais como densidade, condutividade térmica e calor específico se faz importante, pois elas ajudam a definir o fluxo de calor no compósito (XING *et al.*, 2015).

**Figura 2.8** – Fotomicrografias de MEV para identificação dos produtos de hidratação do cimento (1) Portlandita, (2) C-S-H, (3) Óxido de cálcio em: a) Temperatura ambiente; b) 200°C; c) 500°C; d) 800°C



**Fonte:** Caetano *et al.* (2019, p. 734).

Conforme mencionado anteriormente, os agregados ocupam uma parcela significativa do volume do concreto. Por essa razão, a transferência de calor na mistura depende principalmente da origem e da composição dessa matéria prima. Além disso, outros parâmetros como o teor de água e a porosidade também apresentam grande influência nas propriedades térmicas do concreto (ASADIA *et al.*, 2018; ZHAO; LIU; YANG, 2018).

Zhu *et al.* (2015) investigaram a condutividade térmica e a densidade em temperatura ambiente dos CCAR. Nesse sentido, foram avaliados quatro fatores que poderiam gerar impacto nessas propriedades: consumo de água, relação a/c, diferentes níveis de substituição da parcela

graúda e variados teores de substituição da fração miúda. Nos dois últimos casos, foram testados teores de substituição de 40%, 70% e 100% para ambas as frações de agregados. A taxa de substituição dos AR teve efeito significativo na condutividade térmica e na densidade do material, enquanto o consumo de água e a relação a/c apresentaram efeitos desprezíveis. Além disso, houve uma redução da condutividade térmica com o aumento do teor de substituição, sobretudo quando a fração graúda foi substituída. Por fim, os autores ainda destacaram que a densidade do concreto reciclado é proporcional à condutividade térmica.

Laneyrie *et al.* (2016) produziram CC e CCAR com relações a/c iguais a 0,30 e 0,60, com intuito de avaliar, dentre outros parâmetros, o comportamento da condutividade térmica e do calor específico até uma temperatura de 300°C. Para isso, foram utilizados três tipos de agregado graúdos: um natural do tipo sílico-calcáreo, um reciclado a partir da britagem de concretos de laboratório e outro reciclado proveniente de usinas de reciclagem. No caso dos concretos com agregados reciclados, houve substituição integral da fração graúda.

Observou-se que em temperatura ambiente a condutividade térmica dos CCAR foi inferior ao CC e, em todos os casos, esta propriedade diminuiu com o aumento da temperatura. Segundo os autores, isso pode estar associado ao dano do material: perda de água e diminuição das ligações entre os constituintes do concreto. Além disso, valores menores de condutividade térmica foram encontrados nos concretos produzidos com os agregados reciclados de usinas de reciclagem. Os autores pontuaram que o teor de compostos não cimentícios nesse tipo de agregado, tais como, cerâmica, plástico e madeira, foi alto, o que tendeu a reduzir a condutividade. Em relação ao calor específico, houve um aumento dessa propriedade com a temperatura, em função das reações endotérmicas que aconteceram internamente no concreto durante o aquecimento. Laneyrie *et al.* (2016) ainda destacaram que isso ocorreu devido ao aumento da porosidade da pasta de cimento, uma vez que o calor específico do ar é superior ao do concreto.

Zhao, Liu e Yang (2018) desenvolveram um estudo experimental com o intuito de investigar as propriedades térmicas (tais como, condutividade e calor específico) de CCAR produzidos a partir da substituição da fração graúda nos teores de 0%, 50% e 100%, expostos até uma temperatura de 800°C. Os autores concluíram que a condutividade térmica do concreto reciclado diminuiu com o aumento da taxa de substituição, sendo seu valor reduzido com a elevação da temperatura.

Além disso, o comportamento da condutividade térmica e do calor específico com o avanço da temperatura é semelhante entre concretos com diferentes teores de substituição. No que diz respeito ao calor específico, o teor de agregados reciclados não apresentou influência

significativa nessa propriedade a temperaturas elevadas. Por fim, os autores propuseram equações simplificadas para expressar as propriedades térmicas do CCAR em altas temperaturas, sendo específicas, segundo eles, para os materiais produzidos no estudo.

A partir dos trabalhos científicos apresentados, é possível observar que o grande problema quando se utiliza os AR é a sua composição, pois além de impactar nas propriedades físicas e mecânicas dos concretos, suas propriedades térmicas também são alteradas, o que dificulta a determinação de um padrão para a densidade, da condutividade térmica e do calor específico em temperaturas ambiente e elevadas.

Grande parte dos estudos encontrados na literatura sobre CCAR em situação de incêndio contempla suas propriedades mecânicas residuais após exposição ao fogo. Zega e Di Maio (2006), por exemplo, realizaram um estudo sobre o comportamento mecânico de concretos com agregados reciclados expostos a altas temperaturas. Para tanto, houve substituição de 75%, em volume, da fração gráuda natural e variação da relação água/cimento. Os corpos de prova foram aquecidos até 500°C por uma curva não padronizada e foram mantidos a essa temperatura por 1 h e 4 hs. Em 1 h, a redução das propriedades foi maior no concreto convencional. Já para 4 hs, o desempenho pós incêndio foi similar entre os concretos convencionais e com agregados reciclados.

Vieira, Correia e Brito (2011) desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas (resistências à compressão e à tração, e módulo de elasticidade) residuais do concreto constituído por agregado gráudo reciclado. Moldaram-se corpos de prova de concretos com diferentes teores de substituição do agregado gráudo natural (0%, 20%, 50% e 100%) e os inseriu em um forno que elevou a temperatura dos protótipos, via curva de aquecimento ISO 834-1:1999, até diferentes temperaturas (400°C, 600°C e 800°C) por uma hora.

No que diz respeito à evolução da temperatura, os autores identificaram um padrão semelhante de aquecimento em todos os concretos. Logo, não houve diferenças significativas na resposta térmica (gradiente térmico e máxima temperatura) entre as misturas com e sem agregados reciclados. Quanto às propriedades mecânicas residuais, os resultados mostraram que a diminuição dessas propriedades com a temperatura parece ser similar no CC e nos CCAR. Além disso, não foi encontrada nenhuma relação entre a perda de resistência e rigidez e a taxa de substituição de agregados naturais por reciclados nas temperaturas analisadas. Em contrapartida, Fahmy *et al.* (2011) afirmam que quando houve o teor de substituição de 100%, maior foi o impacto negativo nas propriedades mecânicas do concreto em situação de incêndio.

Laneyrie *et al.* (2016), além de avaliar as propriedades térmicas dos CCAR, conforme discutido anteriormente, buscaram investigar o comportamento mecânico residual de suas misturas até uma temperatura de 800°C. A perda de resistência à compressão do CC foi semelhante ao do concreto produzido com agregado reciclado de laboratório. Por outro lado, os concretos fabricados com agregados de usina de reciclagem apresentaram um decréscimo maior de resistência, especialmente após a exposição a 300°C. Os autores justificaram esse fenômeno em função da presença de inflamáveis não cimentícios nesses agregados que, ao queimarem, criaram maior dano ao concreto, reduzindo suas propriedades mecânicas.

A evolução da resistência à tração com a temperatura se mostrou mais dependente do tipo de material. Devido a uma maior quantidade de interfaces no concreto com agregado reciclado, houve a formação de mais fissuras durante o aquecimento desse material, o que provocou uma maior redução da resistência à tração com a temperatura. Por fim, a variação do módulo de elasticidade dinâmico com o aquecimento se comportou de forma semelhante à resistência à compressão, isto é, a perda foi similar entre o CC e o concreto com agregado reciclado de laboratório.

Yang, Zhao e Liu (2018) desenvolveram um estudo experimental com 360 corpos de prova com o intuito de avaliar as resistências residuais à compressão e à tração de CCAR pós-fogo, produzidos a partir da substituição do agregado graúdo natural pelo reciclado nos seguintes teores, 0%, 25%, 50%, 75% e 100%. Além disso, os autores também avaliaram dois regimes de resfriamento, o natural e a imersão em água.

Os concretos foram aquecidos em um forno elétrico com uma taxa de aquecimento de 10°C/min. As propriedades foram avaliadas em cinco faixas de temperatura, 200°C, 300°C, 400°C, 600°C e 800°C. Uma vez atingido o valor especificado, o forno o mantinha por 3 horas para uma boa homogeneidade da temperatura interna no corpo de prova. Os resultados experimentais mostraram que as resistências à compressão e à tração dos concretos diminuíram com o aumento da temperatura, sendo que esta última foi a mais afetada. Além disso, o teor de substituição não alterou de forma significativa a intensidade das perdas das propriedades mecânicas dos CCAR. Porém, a adição dos AR nos concretos diminuiu às resistências residuais desse material a uma mesma temperatura.

O aquecimento de 200°C para 400°C causou uma redução de resistência à compressão de aproximadamente 20% nos concretos. Essa perda tornou-se significativa entre 400°C e 800°C, a qual foi atribuída à desidratação do gel C-S-H e a expansão diferencial dos agregados em relação à matriz cimentícia. Em relação à resistência à tração, uma redução considerável ocorreu a partir de 200°C.

Por fim, os resultados experimentais também revelaram que o resfriamento dos concretos a partir da imersão dos corpos de prova em água causou maior diminuição na resistência à compressão do que o resfriamento natural pós-fogo. Segundo os autores, a razão para este fenômeno pode estar associada ao choque térmico induzido por essa metodologia que causa um grande dano interno ao material.

Wang *et al.* (2019) deram continuidade ao estudo anterior, com intuito de investigar as propriedades mecânicas residuais de CCAR contendo frações miúdas e graúdas recicladas após exposição ao fogo. Todas as misturas foram produzidas com 100% de AR graúdo, mas com diferentes teores de substituição do agregado miúdo (0, 50% e 100%). Assim como em Yang, Zhao e Liu (2018), os concretos foram aquecidos em um forno elétrico, porém com uma taxa de aquecimento de 12°C/min. As propriedades foram avaliadas em quatro faixas de temperatura, 200°C, 400°C, 600°C e 800°C e testadas em corpos de prova resfriados de dois modos: natural e por imersão em água.

Os resultados mostraram que o concreto contendo 50% de areia reciclada teve uma redução da resistência à compressão semelhante à do concreto com areia natural. A menor perda quanto à essa propriedade aconteceu no concreto com 100% de agregados reciclados (exceto para a temperatura de 800°C). Segundo os autores, isso pode ser justificado pela semelhança quanto às propriedades térmicas dos compostos desse material, uma vez que ele não possui agregados naturais e, com isso, sofrerá menos expansões diferenciais.

Wang *et al.* (2019) também analisaram a resistência à tração dos concretos. De maneira geral, a presença da areia reciclada também impactou essa propriedade, porém não foi possível estabelecer uma relação direta desta grandeza com o teor de substituição. Assim como Yang, Zhao e Liu (2018), foi identificada uma maior redução da resistência à tração em comparação com a resistência à compressão em temperaturas elevadas. Finalmente, quanto ao processo de resfriamento, quando os concretos foram imersos em água após o aquecimento, houve uma maior diminuição das propriedades mecânicas em comparação com o resfriamento natural, especialmente para as temperaturas 200°C e 400°C.

Tendo em vista o exposto, nota-se que no meio científico ainda não há resultados conclusivos quanto ao comportamento mecânico residual de concretos com agregados reciclados em situação de incêndio, uma vez que não se pode definir se eles possuem um desempenho pós-fogo melhor ou pior que os concretos convencionais.

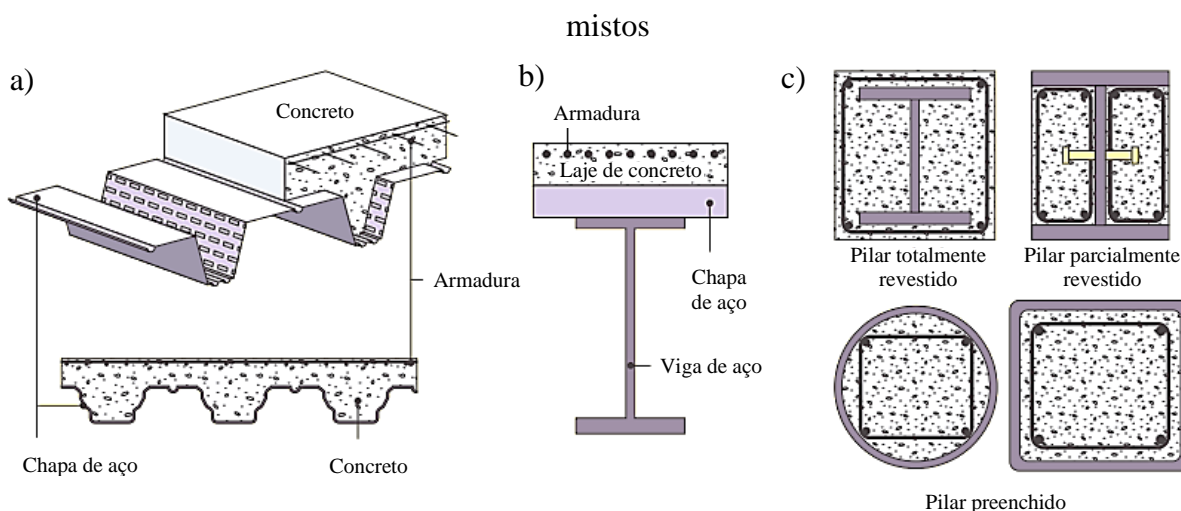
## CAPÍTULO 3

### 3 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

As estruturas de aço e de concreto têm sido utilizadas no setor da construção civil há mais de 150 e 100 anos, respectivamente. Com o avanço das pesquisas científicas, observou-se que ambos os materiais poderiam trabalhar em conjunto, de modo a fornecer benefícios arquitetônicos, econômicos e de planejamento para as construções (QUEIROZ; PIMENTA; MARTINS, 2012).

Em linhas gerais, uma estrutura mista é aquela na qual os materiais que a compõe trabalham de forma conjunta. Com isso, os perfis (ou chapas) de aço unidos ao concreto (simples ou armado) formam pilares mistos, vigas mistas, lajes mistas e ligações mistas. A Figura 3.1 traz algumas possibilidades de representação desses sistemas mistos.

**Figura 3.1** – Estruturas mistas de aço e concreto: a) lajes mistas, b) vigas mistas, c) pilares mistos



**Fonte:** De Nardin e El Debs (2013, tradução nossa).

Inicialmente, nas estruturas mistas, o concreto era empregado como material de revestimento, protegendo as estruturas metálicas contra a corrosão e o incêndio. Com o avanço da ciência, percebeu-se que o sistema misto poderia trazer grandes melhorias estruturais com a consideração desses materiais resistindo juntos às ações. Esse trabalho em conjunto entre o aço e o concreto é devido às interações que surgem entre eles, podendo ser de forma mecânica (através de conectores, por exemplo), por atrito ou por aderência.

De acordo com Malite (1993), o conhecimento sobre as estruturas mistas já era difundido a nível internacional desde 1930, tendo em vista que edifícios foram construídos com esse tipo de solução naquele período. De forma complementar, Cavalcanti (2010) menciona que o primeiro código normativo para estruturas mistas data de 1930, o qual foi elaborado pelo *New York City Building Code*, nos Estados Unidos.

Embora essa técnica tenha surgido no século XIX, só passou a ser utilizada com maior frequência no Brasil a partir da década de 1950. Apesar disso, segundo Malite (1993), entre os anos 1970 e 1980, as estruturas mistas apresentaram uma redução no mercado brasileiro, em virtude da crise econômica que o país estava passando e pelo baixo consumo do aço. De acordo com De Nardin e El Debs (2013), por volta de 1990, com a recuperação econômica, os sistemas mistos voltaram a ser utilizados nas edificações brasileiras e, com isso, novos estudos passaram a ser desenvolvidos com a finalidade de entender ainda mais sobre essa concepção estrutural.

O uso de sistemas mistos de aço e concreto vêm ganhando espaço no cenário mundial graças à variedade de vantagens que eles trazem, tanto econômica quanto construtiva. O uso de estruturas de concreto se justifica, dentre outros motivos, por formarem seções mais rígidas e sofrerem menos ataques à corrosão. Em relação às estruturas metálicas, o aço possui elevada resistência à tração e maior facilidade de montagem. Assim, quando se une os dois materiais deseja-se obter a soma dos benefícios que cada um possui individualmente, a fim de que seja formado um elemento com características potenciais.

Há uma gama de vantagens em se utilizar as estruturas mistas, uma vez que a utilização conjunta desses materiais amplia as soluções estruturais. No caso de vigas mistas, por exemplo, a depender do projeto utilizado, as mesmas podem ser realizadas com ou sem escoramento. Rocha (2012) pontua que o sistema de lajes mistas com forma de aço incorporada dispensa o uso de fôrmas de madeira, reduz a quantidade de escoramentos e possui uma execução mais rápida em comparação às lajes maciças. Por outro lado, os perfis metálicos podem ser interligados às lajes de concreto que os apoiam, de forma a aumentar a rigidez e a resistência do conjunto. Além disso, o concreto tende a reduzir ou eliminar os problemas de instabilidade locais e globais das estruturas metálicas (PEREIRA, 2014).

Devido às inúmeras formas de uso, os sistemas mistos possuem alguns benefícios em relação às estruturas de concreto armado e estruturas de aço. A respeito do concreto armado, pode-se salientar que os sistemas mistos podem dispensar o uso de fôrmas e escoramentos e possuem maior precisão dimensional. Já em referência às estruturas metálicas, os sistemas mistos diminuem o consumo de aço, aumentam a rigidez dos elementos estruturais e aumentam



a proteção contra o incêndio e a corrosão. Essas vantagens interferem diretamente no custo final da obra, de forma a reduzir o seu valor (QUEIROZ; PIMENTA; MARTINS, 2012).

Apesar das inúmeras vantagens citadas anteriormente, Salmon e Johnson (1990) apontam como limitação do uso desse tipo de concepção estrutural as deformações causadas por fluência e retração, fenômenos que ocorrem essencialmente no concreto, que podem ser importantes quando a seção composta resiste a cargas de longa duração.

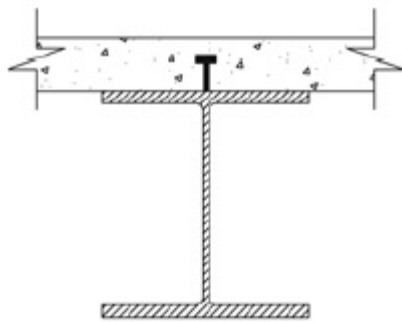
Com relação aos códigos normativos, no Brasil, a ABNT veio a abordar as estruturas mistas somente em 1986, através da ABNT NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios –, que apenas tratava do dimensionamento de vigas mistas. Esta mesma norma foi atualizada e possui a versão mais recente publicada em 2008, contemplando todos os elementos estruturais, lajes, vigas, pilares e ligações mistos. A nível europeu, a normatização que trata de estruturas mistas de aço e de concreto é o Eurocode 4.

### 3.1 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE

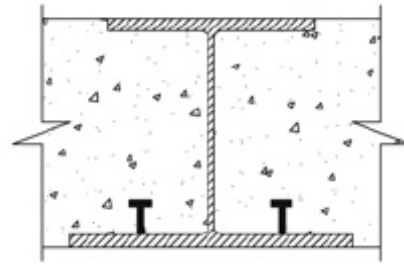
A configuração tradicional de uma viga mista, a qual se encontra consolidada no meio científico, é dada pela associação de um perfil de aço conectado a uma laje de concreto (Figura 3.2a). Embora apresente diversas vantagens, tais como o aumento de resistência mecânica e rigidez do conjunto, de acordo com De Nardin e El Debs (2009), a viga mista tradicional acarreta estruturas com pisos de grande altura.

Com o intuito de suprir essa desvantagem, surgiram duas possibilidades de vigas mistas: as vigas mistas totalmente revestidas (VMTR), Figuras 3.2b e 3.2c, e as vigas mistas parcialmente revestidas (VMPR), Figuras 3.2d e 3.2e. A grande diferença entre essas alternativas está no embutimento total ou parcial do perfil de aço no concreto. De todo o modo, independentemente do tipo de viga mista, é necessária a existência de algum mecanismo que garanta o comportamento conjunto entre o aço e o concreto. Isso é obtido ou pela presença de conectores de cisalhamento (Figuras 3.2a – 3.2d) ou pelo uso armaduras transversais e longitudinais (Figura 3.2e). Cabe aqui destacar que existem outras possibilidades de VMTR e VMPR, além daquelas apresentadas na Figura 3.2.

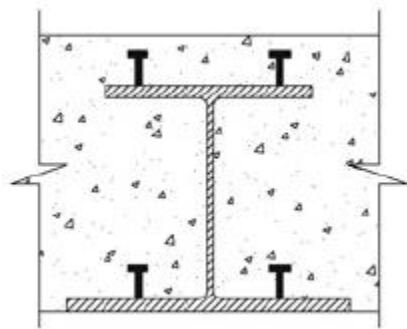
**Figura 3.2** – Vigas mistas de aço e concreto



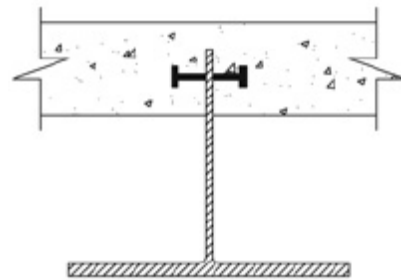
a) Viga mista tradicional



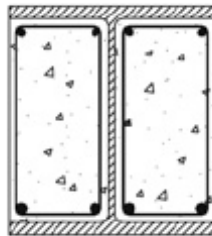
b) Viga mista totalmente revestida



c) Viga mista totalmente revestida



d) Viga mista parcialmente revestida



e) Viga mista parcialmente revestida

**Fonte:** De Nardin e El Debs (2009, adaptado).

Em relação as VMPR, objeto de estudo desta pesquisa, de acordo com Piloto *et al.* (2013), o revestimento de concreto entre as mesas do perfil de aço aumenta a resistência mecânica e a rigidez do elemento estrutural, reduz a possibilidade da ocorrência de instabilidades locais na seção de aço, além de fornecer uma maior proteção contra o fogo e a corrosão. Todas essas vantagens são obtidas sem haver um aumento nas dimensões da seção transversal do perfil de aço.

Piloto *et al.* (2017) complementam que essa solução construtiva melhora o comportamento sísmico da viga de aço, em função do ganho de rigidez do conjunto misto. Além disso, os autores ainda mencionam que as VMPR podem ser utilizadas para vencer vãos de 12

a 15 m, os quais são inviáveis de serem vencidos por vigas de concreto armado, em função das altas taxas de armadura que seriam necessárias.

Apesar dos benefícios apresentados, a utilização dessas vigas mistas possui algumas desvantagens. De acordo com Oliveira (2022), cita-se a necessidade de um alto volume de concreto para compor a seção mista, o que ocasiona o aumento do peso da estrutura em comparação ao perfil de aço isolado. Outro ponto negativo está associado à necessidade de garantir o trabalho em conjunto entre o aço e o concreto para que a estrutura mista atue de forma eficiente.

O comportamento de um sistema misto é dado pela atuação combinada do aço e do concreto, de modo que haja uma transferência mútua de esforços longitudinais que podem surgir em cada material, evitando, dessa forma, a separação entre eles. Veríssimo (2007), Chaves (2009), De Nardin e El Debs (2009) e Petruski (2016) mencionam o importante papel dos conectores de cisalhamento na garantia da eficiente ligação entre o aço e o concreto. Esses estudos avaliam a posição, o tipo e a quantidade dos conectores presentes na seção transversal, o que ajudam a definir o grau de interação que existe entre os dois materiais da estrutura mista.

O grau de interação estabelece a rigidez e a ductilidade da ligação e pode ser classificado como nula, parcial e total. A interação nula ocorre quando os dois materiais atuam de forma independente no sistema misto e não há transferência de esforços entre eles. Na interação parcial, há um escorregamento relativo entre o aço e o concreto, porém existe um grau de relação entre os dois materiais. Por fim, na interação total, o escorregamento entre o aço e o concreto é nulo e há transferência integral de esforços.

Outro modo de garantir o trabalho em conjunto do aço e do concreto é utilizando armaduras longitudinais e transversais para compor a seção mista, sendo as últimas soldadas na alma do perfil de aço, como apresentado em Piloto *et al.* (2013), Ahn e Lee (2017) e Piloto *et al.* (2017). No presente trabalho, esse tipo de ligação será considerado para a construção das VMPR.

Nos próximos subitens são discutidos os principais estudos sobre as vigas mistas constituídas por concreto com agregado natural (convencional), subitem 3.1.1, e sobre vigas produzidas com concreto com agregado reciclado, subitem 3.1.2, com ênfase em seu comportamento à flexão. Logo, a interação entre o perfil de aço e o CC ou CCAR não será abordado nesta tese. Por fim, no subitem 3.1.3 é feita uma apresentação dos principais métodos de cálculo para obtenção da capacidade resistente à flexão de uma VMPR.

### 3.1.1 Vigas mistas constituídas por concreto convencional

Kindmann e Bergmann (1993) realizaram 13 ensaios experimentais com diferentes tipos de vigas mistas parcialmente revestidas a fim de avaliar a importância das armaduras transversais e longitudinais em seu comportamento à flexão. Para isso, foram construídas VMPR com e sem associação de lajes de concreto armado as quais foram submetidas a ensaios de flexão a três e a quatro pontos. Os resultados dos experimentos indicaram a necessidade de considerar a presença das armaduras no dimensionamento desse tipo de solução construtiva no que diz respeito ao cálculo do momento resistente à flexão e ao cálculo dos deslocamentos. Isso resultou na atualização do método de cálculo do Eurocode 4 Parte 1-1:2004 com relação a VMPR, o qual não contemplava a armadura do concreto na determinação de sua resistência mecânica ou flecha.

Assi, Abed e Hunaiti (2002) desenvolveram um estudo experimental com o intuito de comparar a capacidade resistente à flexão de VMPR com vigas puramente de aço. Foram realizados 12 experimentos, divididos em três grupos de quatro vigas com 2,0 m de comprimento cada, variando somente a composição da seção transversal. Os dois primeiros grupos foram compostos por VMPR, sendo quatro delas revestidas com concreto convencional, cuja resistência à compressão era de 44,12 MPa, e as outras quatro vigas foram revestidas com concreto leve produzido com perlita expandida, o que resultou em um compósito com resistência à compressão igual a 18,79 MPa. Com relação ao terceiro grupo, ele era composto por quatro vigas de aço.

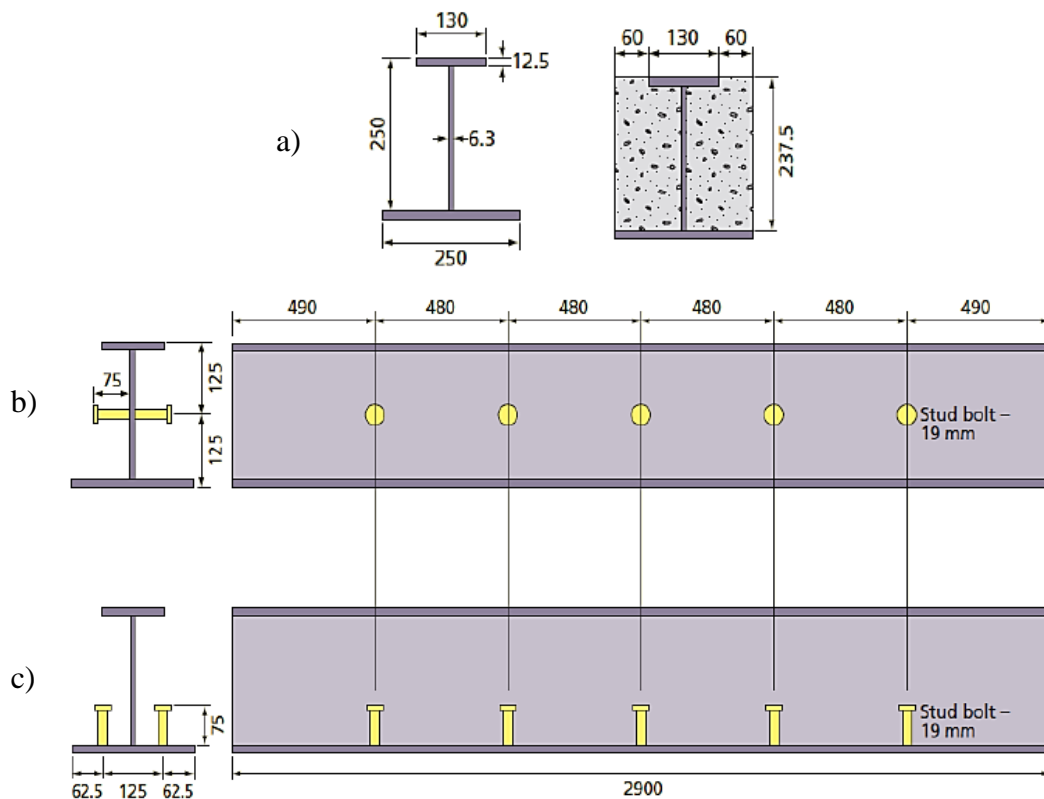
Os resultados experimentais presentes em Assi, Abed e Hunaiti (2002) mostraram que a presença do concreto aumentou significativamente a resistência à flexão das vigas de aço, chegando a elevações acima de 50%. Entretanto, o tipo de concreto apresentou pouca influência no momento resistente da viga mista. O método simplificado desenvolvido nesse estudo será discutido no subitem 3.1.3.

Nakamura e Narita (2003) realizaram um estudo experimental a partir do desenvolvimento de VMPR para pontes. Os autores produziram dois tipos de sistemas mistos: (1) com armaduras longitudinais e transversais soldadas nas mesas superiores e inferiores do perfil de aço; e (2) com essas mesmas armaduras, porém não soldadas no elemento metálico. A partir de ensaios de flexão a quatro pontos, constatou-se que em ambos os casos o momento de resistência à flexão foi superior às vigas puramente de aço. Além disso, no caso das VMPR com armaduras não soldadas, houve uma redução nessa resistência na ordem de 15%, em virtude do menor confinamento do concreto.

Hegger e Goralski (2004) buscaram avaliar o impacto do revestimento de concreto de alta resistência nas VMPR no que diz respeito à resistência à flexão. A partir do desenvolvimento de oito protótipos de vigas mistas, observou-se nos experimentos que além de elevar a rigidez e a capacidade resistente do elemento estrutural isolado, o concreto evitou o aparecimento de instabilidades locais no perfil de aço. Elghazouli e Treadway (2008) desenvolveram um estudo experimental com a confecção de 10 VMPR. A partir de ensaios de flexão a três pontos, os autores avaliaram o comportamento inelástico dessas vigas mistas, a partir de discussões sobre o confinamento do concreto, o escoamento do aço e a plastificação da seção transversal.

De Nardin e El Debs (2009) avaliaram o comportamento à flexão de três VMPR, sendo uma delas com ausência de conectores de cisalhamento e as outras duas variando a posição desses conectores em relação ao perfil de aço (ou verticais soldados na mesa inferior ou horizontais soldados na alma), como pode ser visto na Figura 3.3. Os resultados mostraram que houve um aumento na resistência à flexão dessas vigas com a utilização dos conectores de cisalhamento, sobretudo quando colocado na vertical e soldado na mesa inferior.

**Figura 3.3** – Seção transversal dos modelos ensaiados em De Nardin e El Debs (2009): a) Sem conectores, b) Conectores na horizontal, c) Conectores na vertical



**Fonte:** De Nardin e El Debs (2013, adaptado).

Vale ressaltar que a Figura 3.3 foi retirada do estudo desenvolvido por De Nardin e El Debs (2013), cujo objetivo foi fornecer um panorama geral sobre o estado da arte das estruturas mistas de aço e concreto no Brasil. Nesse artigo, as autoras mencionam os trabalhos mais importantes realizados até o ano de 2013 no país, destacando que os sistemas mistos têm ganhado destaque nas pesquisas científicas e na indústria da construção civil nos últimos anos.

Cavalcanti (2010) deu continuidade aos estudos desenvolvidos em De Nardin e El Debs (2009) a partir da realização de ensaios à flexão de VMPR com as mesmas seções transversais apresentadas na Figura 3.3, porém contemplando a presença de armaduras longitudinais e transversais. Para isso, foram construídos quatro protótipos, os quais estão detalhados a seguir:

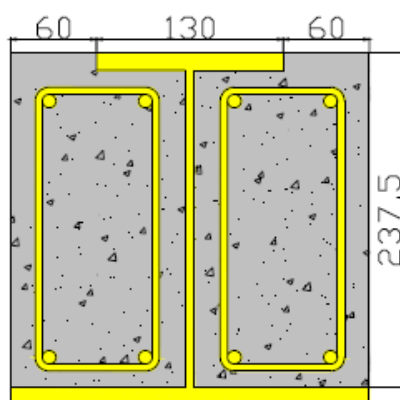
(1) VMPR sem conectores, mas com armaduras longitudinais de  $\phi 6,3 \text{ mm}$  e armaduras transversais de  $\phi 5,0 \text{ mm}$  (Figura 3.4);

(2) VMPR com conectores horizontais, armaduras longitudinais de  $\phi 6,3 \text{ mm}$  e armaduras transversais de  $\phi 5,0 \text{ mm}$ ;

(3) VMPR com conectores verticais, armaduras longitudinais de  $\phi 6,3 \text{ mm}$  e armaduras transversais de  $\phi 5,0 \text{ mm}$ ;

(4) VMPR com conectores horizontais, 4  $\phi 8 \text{ mm}$  como armaduras longitudinais de tração, 4  $\phi 6,3 \text{ mm}$  como armaduras longitudinais de compressão e armaduras transversais com diâmetro de 5,0 mm;

**Figura 3.4** – Seção transversal da VMPR sem conectores



**Fonte:** Cavalcanti (2010).

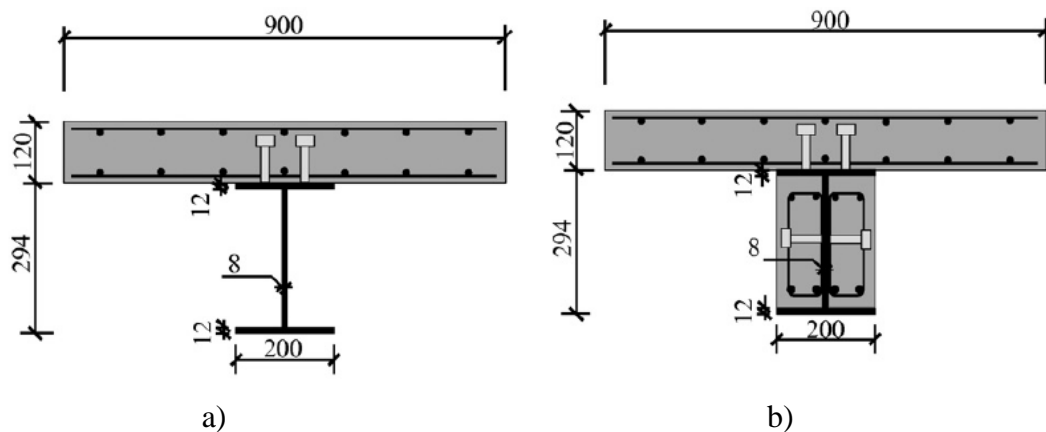
O autor revelou que em nenhum dos ensaios houve ruptura do concreto situado entre as mesas do perfil de aço, o que comprovou a ligação efetiva entre os dois materiais. Em comparação aos quatro modelos propostos, embora a VMPR de número (2) tenha apresentado

o maior momento resistente à flexão, sua diferença em relação às demais foi menor que 10%. Sobre os ensaios desenvolvidos por De Nardin e El Debs (2009), todas as vigas mistas deste estudo se apresentaram menos resistentes que aquelas ensaiadas em Cavalcanti (2010).

Kvočáka e Drab (2012) produziram um estudo experimental com intuito de investigar o comportamento de vigas de aço e VMPR, sendo ambos os elementos estruturais constituídos por perfis de aço com paredes finas, cuja alma era esbelta. Após a realização de ensaios de flexão a quatro pontos, os autores concluíram que a presença do concreto evitou a instabilidade lateral por torção que havia acontecido nos experimentos das vigas puramente metálicas.

Jiang *et al.* (2016) realizaram quatro ensaios experimentais, sendo um deles com uma viga mista tradicional (Figura 3.5a) e as outras três com VMPR, as quais se encontravam associadas a uma laje de concreto armado (Figura 3.5b). Esse estudo avaliou a influência do revestimento de concreto no comportamento à flexão das vigas. Os autores constataram que as VMPR apresentaram maior capacidade resistente e menor fissuração na região da laje de concreto. Além disso, a presença do concreto nessas vigas contribuiu para o escoamento posterior da mesa inferior, o que evitou a instabilidade local nesse elemento.

**Figura 3.5** – Seção transversal da VMPR: a) Sem revestimento de concreto entre as mesas, b) Com revestimento de concreto entre as mesas



**Fonte:** Jiang *et al.* (2016).

Ahmad, Masri e Saleh (2017) realizaram um estudo experimental e numérico sobre VMPR com e sem furos na alma. Para isso, três parâmetros foram mantidos constantes nas análises: tipo de perfil de aço, resistência à compressão do concreto de revestimento e a distribuição das aberturas na alma. Em relação aos parâmetros variáveis, destacam-se a taxa de armadura na seção transversal e a presença ou não de furos na alma do perfil metálico. A partir

de ensaios de flexão a três pontos, os autores concluíram que as VMPR com aberturas na alma apresentaram maior resistência à flexão e maior controle de fissuração em relação as vigas mistas sem furos. Além disso, o aumento da taxa de armadura elevou a resistência mecânica das vigas. Em relação à modelagem numérica, boas relações foram encontradas entre os resultados numéricos e experimentais.

### **3.1.2 Vigas constituídas por concreto com agregado reciclado**

Conforme será visto ao longo deste subitem, o meio científico carece de uma quantidade razoável de estudos relacionados às vigas mistas com a utilização de concretos com agregados reciclados. Por essa razão, inicia-se esta abordagem com a descrição de pesquisas sobre as vigas de concreto armado produzido com AR, de modo a avaliar a influência desse material em seu comportamento à flexão.

Estudos mais antigos, tais como Dolara, Di Niro e Cairns (1998), Han, Yun, Chung (2001) e Maruyama *et al.* (2004), apontam que o padrão de fissuração e o modo de falha das vigas com CCAR são semelhantes aos elementos produzidos com concreto com agregados naturais, porém sua capacidade resistente à flexão sofre uma pequena redução. Com intuito de discutir os resultados de pesquisas mais atuais, são apresentados a seguir os principais estudos científicos sobre esta temática. Acredita-se que o comportamento à flexão dos CCAR pode ajudar a entender o desempenho desses materiais quando atuam como revestimento das vigas mistas.

Sato *et al.* (2007) desenvolveram um estudo com o intuito de verificar a viabilidade no uso dos concretos reciclados para produção de vigas. Nesse sentido, os autores propuseram três grupos de análise: o primeiro formado por vigas com concreto convencional; o segundo com concreto com agregado graúdo reciclado (CAGR); e o terceiro com concreto com agregados graúdo e miúdo reciclados (CAGMR), totalizando 37 protótipos. Nos casos em que foram empregados os agregados reciclados, houve substituição de 100% da fração natural pela reciclada. Além disso, todas as vigas apresentaram 2,8 m de comprimento e foram submetidas ao ensaio de flexão a quatro pontos.

Os testes de caracterização indicaram que a resistência mecânica dos CAGR foi ligeiramente menor que a do CC (redução de 10%), ao passo que para o CAGMR, essa diminuição chegou a valores maiores que 40%. Apesar disso, quando essas misturas foram utilizadas na confecção das vigas de concreto armado, o resultado foi diferente. Com relação ao momento de resistência, os três grupos de vigas apresentaram valores próximos quanto a

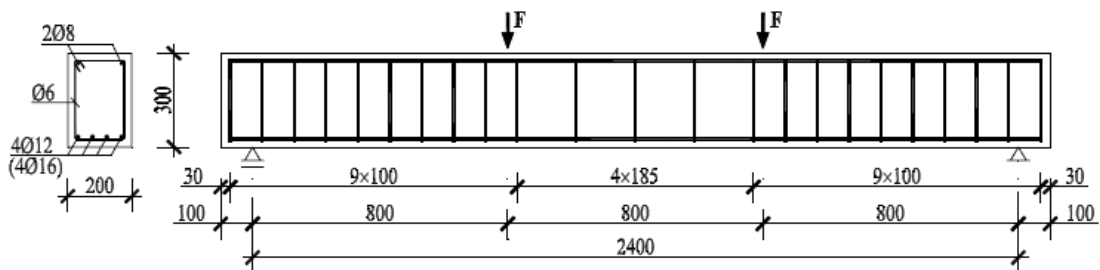


essa grandeza, embora o deslocamento no meio do vão para as vigas com CCAR tenha sido maior. No que diz respeito à fissuração, o padrão de fissuras foi similar para todas as vigas, porém a largura dessas aberturas para o CCAR foi mais expressiva.

Ajdukiewicz e Kliszczewicz (2007) buscaram comparar o comportamento de elementos estruturais produzidos com concretos com agregados naturais e concretos com agregados reciclados. Para isso, os autores produziram 16 protótipos de vigas e 5 de pilares. Em todos os casos, foram testadas a substituição conjunta da fração graúda e miúda natural pela reciclada, bem como a substituição individual da fração graúda. Como outros parâmetros variáveis, destacam-se: a classe do concreto (C20/25, C35/45 e C80/95) e a taxa de armadura ( $4\phi 12$  e  $4\phi 16$ ).

Com ênfase nos ensaios das vigas de concreto armado, a Figura 3.6 traz as dimensões e a distribuição das armaduras dos protótipos. A partir de ensaios de flexão a quatro pontos, verificou-se que a falha desses elementos aconteceu por escoamento das armaduras associado a um pequeno dano na região do concreto comprimido. A única exceção ocorreu nas vigas com concreto de alta resistência (C80/95) e com taxa de armadura igual a  $4\phi 16$  a qual falhou por conta do cisalhamento.

**Figura 3.6** – Dimensões e distribuição das armaduras para as vigas



**Fonte:** Ajdukiewicz e Kliszczewicz (2007).

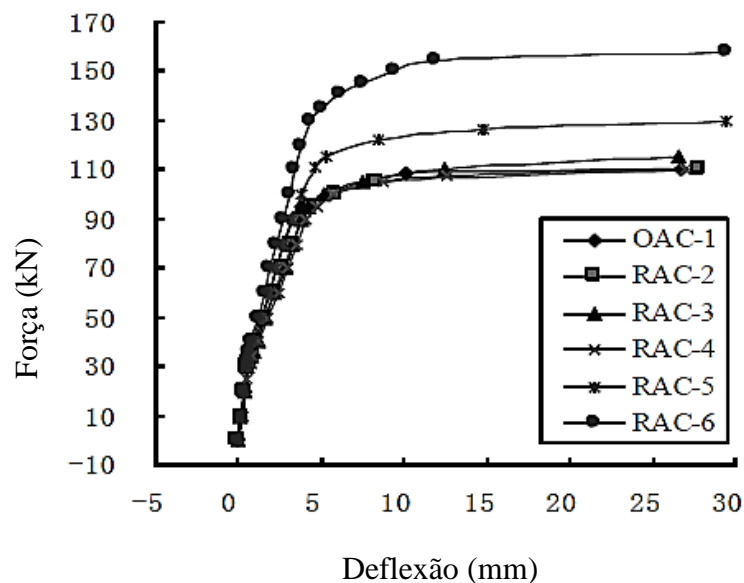
De modo geral, a substituição dos agregados naturais pelos reciclados pouco impactou na capacidade resistente das vigas, embora a rigidez daquelas produzidas somente com agregados reciclados tenha sido inferior. Além disso, todas as vigas apresentaram um padrão de fissuração semelhante, sendo que as primeiras fissuras ocorreram mais cedo, isto é, a uma carga inferior, nas vigas com CCAR. A grande diferença entre todas as vigas analisadas está associada às deformações do concreto. A presença do agregado reciclado aumentou significativamente esses valores.

Bai e Sun (2010) investigaram o comportamento à flexão de seis vigas de concreto armado com mesma seção transversal (com largura de 150 mm e altura de 300 mm), diferentes níveis de substituição dos agregados naturais graúdos pelos reciclados (0%, 50%, 70% e 100%) e variadas taxas de armaduras (0,68%, 0,89% e 1,13%). Para facilitar a discussão dos resultados, as seis vigas apresentaram as seguintes nomenclaturas:

- a) OAC-1: CC com 0,68% de taxa de armadura;
- b) RAC-2: CCAR com nível de substituição igual a 50% e taxa de armadura de 0,68%;
- c) RAC-3: CCAR com nível de substituição igual a 70% e taxa de armadura de 0,68%;
- d) RAC-4: CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 0,68%;
- e) RAC-5: CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 0,89%;
- f) RAC-6: CCAR com nível de substituição igual a 100% e taxa de armadura de 1,13%.

Após o ensaio de flexão a quatro pontos, os autores concluíram que a taxa de armadura influenciou diretamente na deflexão da viga de concreto, como pode ser visto na Figura 3.7. Ao analisar as vigas RAC-4, RAC-5 e RAC-6, as quais possuíram o mesmo nível de substituição de agregado natural por reciclado, notou-se que maiores taxas de armaduras reduziram o deslocamento no meio do vão dos elementos estruturais. Por outro lado, sob um mesmo nível de taxa de armadura e variando somente o teor de substituição dos agregados reciclados, a deflexão dos CCAR foram maiores que a do CC.

**Figura 3.7** – Evolução do deslocamento no meio do vão em função do carregamento



**Fonte:** Bai e Sun (2010, tradução nossa).

Em relação à distribuição das fissuras, os autores verificaram que todas as vigas apresentaram o mesmo comportamento. Apesar disso, a largura das aberturas para os CCAR foi ligeiramente maior que os CC e essa diferença aumentou com o teor de substituição. Sobre a taxa de armadura, quanto maior sua intensidade, menor foi a fissuração. Por fim, em relação ao comportamento das vigas à flexão, observou-se que o momento que gerou a primeira fissura foi similar para as seis vigas ensaiadas. No que diz respeito ao momento último (de ruptura), o nível de substituição não teve influência no valor final, ao passo que quanto maior a taxa de armadura, mais resistente a viga se tornou.

Choi e Yun (2013) buscaram compreender o comportamento de vigas constituídas por diferentes tipos de concreto no que diz respeito à sua deformação lenta e à sua capacidade resistente à flexão. Nesse sentido, três elementos foram construídos, cujas características estão descritas a seguir:

- a) Viga 01: concreto produzido com 100% de agregados naturais;
- b) Viga 02: concreto produzido com areia natural e 100% de agregados graúdos reciclados;
- c) Viga 03: concreto produzido com 50% de areia reciclada e 100% de agregados graúdos naturais.

Os concretos das vigas 01, 02 e 03 apresentaram resistência à compressão iguais a 31,61 MPa, 39,66 MPa e 36,10 MPa, nessa ordem. Todos os protótipos tinham seção transversal quadrada de 17 cm de lado com comprimento igual a 2 m. Inicialmente, todas as vigas foram carregadas durante 380 dias com um carregamento equivalente a 50% de sua capacidade máxima. Durante esse período, foram avaliados o grau de fissuração e a fluência. Após esse período, realizou-se um ensaio de flexão a quatro pontos com o intuito de verificar o momento resistente dos elementos estruturais.

Como principais descobertas, os autores mencionam que o padrão de fissuração entre as vigas de concreto armado independe da presença do AR. Apesar disso, o número de fissuras presentes nas vigas com CCAR foi maior. Por outro lado, a viga 02 teve menores valores para a flecha instantânea, oriunda do ensaio de flexão, e para a flecha total, resultado dos dois experimentos desenvolvidos, em relação as outras vigas. Por fim, menciona-se que a capacidade resistente da viga 01, constituída somente por agregados naturais, foi 20% maior em comparação com aquelas compostas com agregados reciclados.

Arezoumandi *et al.* (2015) também avaliaram o comportamento à flexão de vigas de concreto armado. Ao todo, foram produzidos oito protótipos, variando o tipo de concreto e a taxa de armadura (0,47% e 0,64%). No caso dos concretos, quatro foram desenvolvidos

somente com agregados naturais e outros quatro com 100% de agregados graúdos reciclados. No que diz respeito às dimensões, todos os protótipos apresentaram seção transversal retangular com largura igual a 300 mm, altura de 460 mm e um vão de 2700 mm de comprimento.

Após um ensaio de flexão a quatro pontos, os autores concluíram que as vigas com CCAR apresentaram menor rigidez e, portanto, maiores deflexões em comparação as vigas com CC. Apesar disso, nenhuma diferença significativa foi detectada na capacidade resistente dos elementos estruturais. Sobre o panorama de fissuração, os CCAR apresentaram fissuras mais próximas em relação ao CC.

Sunayana e Barai (2018) analisaram o desempenho à flexão de três vigas de concreto armado, utilizando como parâmetros variáveis: o tipo de agregado, a presença ou não de cinza volante e a taxa de armadura. Todas as vigas apresentaram seção transversal retangular, com 200 mm de espessura, 300 mm de altura e 2400 mm de comprimento. Cada elemento estrutural recebeu uma nomenclatura específica para facilitar a análise e a discussão dos resultados, a qual está descrita a seguir.

- a) FA20RAC: viga produzida com 100% de agregado graúdo reciclado e 20% de cinza volante (em relação à massa de cimento);
- b) FA30RAC: viga produzida com 100% de agregado graúdo reciclado e 30% de cinza volante (em relação à massa de cimento);
- c) NAC: viga produzida com agregados naturais e sem adição mineral.

Para identificar a taxa de armadura adotada em cada viga, acrescentou-se à nomenclatura anterior os termos P1, P2 ou P3 os quais indicavam taxas iguais a 0,42%, 0,75% e 1,32%, respectivamente. Esse estudo deu continuidade à pesquisa realizada por esses autores, em 2017, cujo objetivo foi produzir as misturas de concreto a partir do empacotamento de partículas, conforme descrito no capítulo 2. Nesse sentido, a grande novidade desse estudo consistiu em avaliar o comportamento das vigas constituídas por um concreto dosado de uma maneira diferente.

A partir dos ensaios de flexão a quatro pontos, os autores concluíram que o comportamento das vigas FA20RAC e FA30RAC, no que diz respeito ao momento de fissuração e ao momento limite, foi semelhante àquela produzida com concreto convencional, NAC. Entretanto, os elementos com materiais reciclados apresentaram maior deflexão no meio do vão, embora esses valores não tenham sido tão discrepantes em comparação aos elementos com CC. Segundo os autores, isso pode ser justificado pela menor resistência à tração e menor módulo de elasticidade dos concretos utilizados em FA20RAC e FA30RAC, mesmo que essa redução tenha sido discreta.

Deresa *et al.* (2020) realizaram uma pesquisa de revisão bibliográfica com o intuito de elencar as principais descobertas acerca do desempenho de vigas e pilares de concreto armado produzidos com agregados reciclados. No que diz respeito às vigas, os autores avaliaram os efeitos do teor de substituição e da taxa de armadura. De maneira geral, as vigas com CCAR, quando fletidas, apresentam maiores deslocamentos no meio do vão em comparação com as vigas com CC, e esse valor cresce com o aumento do teor de substituição. Entretanto, para um mesmo teor de substituição, esse deslocamento reduz com o aumento da taxa de armadura.

Além disso, o nível de substituição não afeta de forma significativa o momento resistente final, o modo de falha e o padrão de fissuração, ao passo que o momento de fissuração tende a reduzir com o aumento desta grandeza. Em relação a taxa de armadura, os autores mencionam que altas taxas levam as vigas a falharem a partir do dano no concreto da zona comprimida, sem escoamento das armaduras de tração. Por outro lado, no caso das vigas com baixa taxa de armadura, as fissuras na zona tracionada se apresentam em maior quantidade e com maior abertura.

Conforme discutido no capítulo 2, o CCAR apresenta, normalmente, menor massa específica em comparação aos CC, por conta do uso de agregados menos densos (AR) em sua composição. Nesse sentido, associar um concreto mais leve às estruturas de aço tende a minimizar a desvantagem associada ao aumento do peso da estrutura quando se empregam os sistemas mistos.

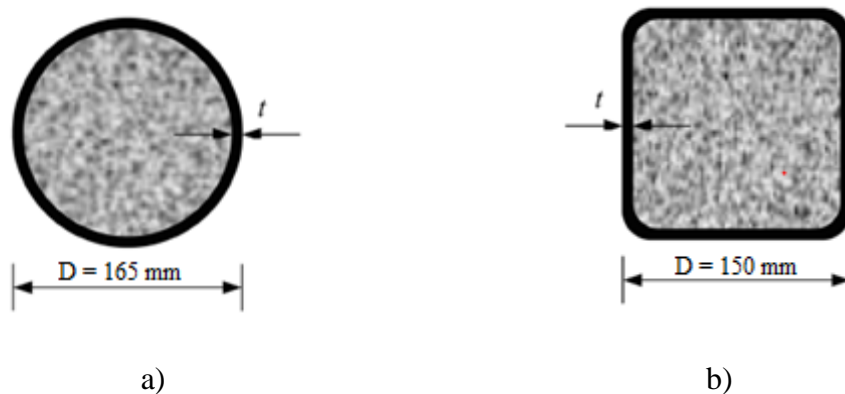
Nesse sentido, Yang e Han (2006) desenvolveram um estudo experimental com o intuito de analisar vigas e pilares mistos cuja seção transversal era composta por uma chapa de aço tubular preenchida com concreto. Para fins comparativos, os autores produziram três compósitos: um concreto convencional e dois concretos com agregados graúdos reciclados, sendo um obtido a partir da substituição volumétrica no valor de 25% e o outro, 50%. A primeira mistura apresentou resistência à compressão igual a 42,7 MPa, e os outros dois 41,8 MPa e 36,6 MPa, respectivamente.

Com ênfase nas vigas mistas, dez protótipos foram idealizados, variando, além do concreto de preenchimento, o formato da seção transversal: cinco vigas possuíam seção circular com diâmetro igual a 165 mm e razão  $D/t = 64$  e as outras cinco vigas mistas foram construídas com seção quadrangular de lado igual a 150 mm e razão  $D/t = 51$ , como mostrado na Figura 3.8. Todos os elementos apresentaram comprimento de 1200 mm.

A partir da realização dos ensaios de flexão a quatro pontos, foi possível obter a curva do momento resistente em função do deslocamento no meio do vão para cada sistema misto. Com isso, observou-se que o teor de substituição pouco influenciou a capacidade resistente da

viga mista. Isso porque a diferença entre os momentos resistente das vigas produzidas com concreto convencional e aquelas constituídas por concreto com agregado reciclado não chegou a 10%. No que diz respeito à falha desses elementos, em todos os casos a ruptura foi dúctil, sendo que a mesa inferior do perfil de aço sofreu instabilidade local e o concreto esmagamento. Em relação à rigidez das vigas mistas, aquelas com concreto com agregado reciclado apresentou uma redução inferior a 9%.

**Figura 3.8** – Seção transversal da vigas mistas com: a) seção circular, b) seção quadrangular



**Fonte:** Yan e Han (2006).

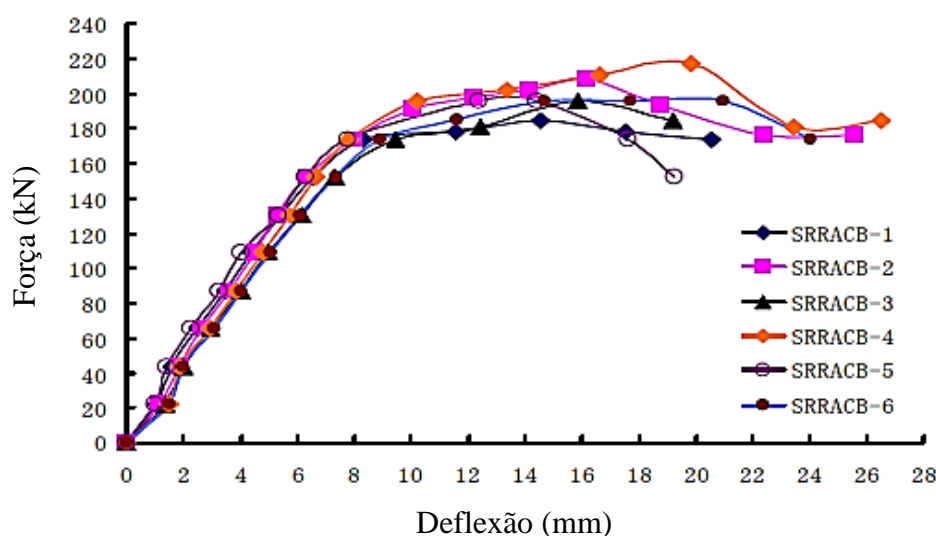
Qin, Chen e Chen (2012) realizaram uma pesquisa experimental a fim de investigar o comportamento de seis VMTR, por meio de ensaios de flexão a quatro pontos. Para isso, levou-se em consideração o teor de substituição do agregado graúdo (0%, 30%, 70% e 100%) e a classe de resistência do concreto (C35 e C50). Todas as vigas foram produzidas com uma seção transversal de 180 mm de largura, 240 mm de altura e 2300 mm de comprimento. A espessura do concreto de cobertura foi de 50 mm e foram utilizadas quatro barras de diâmetro igual a 25 mm, sendo duas posicionadas na região comprimida e as outras duas na região tracionada. A identificação de cada elemento pode ser vista a seguir:

- a) SRRACB-1: viga com concreto de classe C35 e 0% de substituição;
- b) SRRACB-2: viga com concreto de classe C35 e 30% de substituição;
- c) SRRACB-3: viga com concreto de classe C35 e 70% de substituição;
- d) SRRACB-4: viga com concreto de classe C35 e 100% de substituição;
- e) SRRACB-5: viga com concreto de classe C50 e 0% de substituição;
- f) SRRACB-6: viga com concreto de classe C50 e 100% de substituição.

De maneira geral, o modo de falha da viga mista e o padrão de fissuração dos concretos foram similares. Entretanto, os autores mencionaram que com o aumento do teor de

substituição, houve um crescimento na deflexão do meio do vão (Figura 3.9), possivelmente devido à redução do módulo de elasticidade dos CCAR. Por outro lado, o aumento na resistência do concreto, da classe C35 para a classe C50, não teve influência significativa no comportamento à flexão das vigas.

**Figura 3.9** – Comportamento da força aplicada em função do deslocamento no meio do vão para as VMTR



Fonte: Qin, Chen e Chen (2012, tradução nossa).

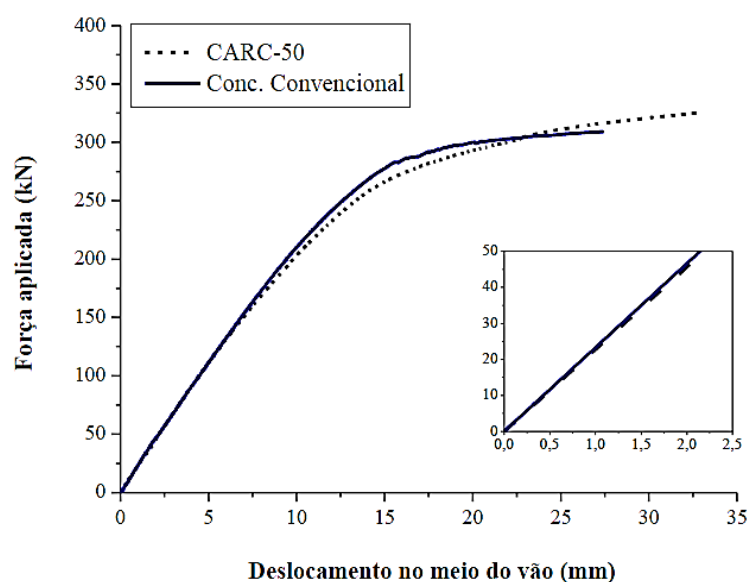
Jia *et al.* (2013) avaliaram o comportamento à flexão de VMTR produzidas com CCAR e um teor de substituição de 40% da fração graúda. Três elementos estruturais idênticos foram construídos, cuja seção transversal possuía 150 mm de largura, 200 mm de altura e 1300 mm de comprimento. O concreto utilizado como revestimento apresentou resistência à compressão igual a 47,3 MPa e módulo de elasticidade de 25,2 GPa. A partir de ensaios de flexão a três pontos, os autores pontuaram que o modo de falha das vigas se deu pelo esmagamento do concreto na zona de compressão. Com base na carga máxima obtida e no deslocamento do meio de vão, Jia *et al.* (2013) destacaram que as VMTR com CCAR podem ser utilizadas como elementos estruturais.

Ainda sobre o comportamento à flexão de vigas mistas, Oliveira (2022) desenvolveu uma pesquisa experimental semelhante àquela apresentada em De Nardin e El Debs (2009). A autora produziu uma VMTR com as mesmas características daquela ilustrada na Figura 3.3b, isto é, utilizando o perfil de aço assimétrico com conectores de cisalhamento posicionados na horizontal e soldados na alma. A grande diferença entre os dois estudos consistiu no tipo de concreto utilizado entre as mesas que, na pesquisa mais recente, foi empregado o concreto com

agregado reciclado e teor de substituição de 50% da fração graúda, sendo que a nomenclatura da VMPR passou a ser CARC-50.

A partir do ensaio de flexão a quatro pontos, Oliveira (2022) pontuou que embora o CCAR tenha apresentado propriedades mecânicas inferiores ao concreto convencional, isso não provocou um impacto significativo no desempenho à flexão da viga mista. A Figura 3.10 apresenta a análise comparativa entre os resultados da pesquisa atual e aquela desenvolvida por De Nardin e El Debs (2009), no que diz respeito à evolução do deslocamento no meio do vão com o avanço da aplicação de carga.

**Figura 3.10** – Evolução do deslocamento no meio do vão com o avanço da carga aplicada



**Fonte:** Oliveira (2022).

Cabe ressaltar que a grande maioria dos trabalhos citados, sejam para vigas de concreto armado ou para vigas mistas de aço e concreto, os CCAR foram produzidos por meio da substituição volumétrica da fração graúda natural. Poucos foram aqueles que utilizaram a fração fina reciclada ou que adotaram o empacotamento de partículas para produção de concretos aplicados em elementos estruturais.

Além disso, destaca-se que foi observado um comportamento semelhante entre as vigas de concreto armado e as vigas mistas de aço e concreto no que diz respeito à influência do CCAR na capacidade resistente dos elementos e no padrão de fissuração do material. Diante do exposto, o concreto reciclado se mostra como um material promissor a ser utilizado em elementos estruturais. Em virtude da carência de pesquisas nessa área, torna-se necessário o desenvolvimento de estudos como este aqui que será apresentado nos próximos capítulos.



### 3.1.3 Métodos analíticos para a determinação da capacidade resistente à flexão de VMPR em temperatura ambiente

O dimensionamento das estruturas de aço e mistas de aço e concreto é descrito na ABNT NBR 8800:2008, a qual segue os princípios dos códigos normativos europeus, Eurocode 3 Parte 1-1:2005 e o Eurocode 4 Parte 1-1:2004. No que diz respeito às vigas de aço sujeitas à flexão, o cálculo do momento fletor resistente é simples e pode ser determinado com base no item 5.4.2 da norma brasileira.

Em relação às vigas mistas, a ABNT NBR 8800:2008 apresenta o dimensionamento apenas da configuração tradicional ilustrada na Figura 3.2a. Logo, as VMPR não são contempladas pelo código normativo brasileiro. Apesar disso, o Eurocode 4 Parte 1-1:2004 apresenta algumas discussões para o cálculo de diferentes conformações das VMPR ao longo do seu texto.

Conhecer o método analítico para o cálculo da capacidade resistente de vigas, tanto de aço quanto mistas de aço e concreto, é relevante para fins de comparação com os resultados experimentais obtidos nesta tese, os quais estão descritos no capítulo 6. Isso é válido para verificar a aplicabilidade dos métodos normativos às situações práticas.

Inicia-se a análise com a descrição do cálculo do momento fletor resistente para vigas de aço. De acordo com o item 5.4.2 da ABNT NBR 8800:2008, em peças submetidas à flexão, deve-se considerar, a depender do caso, os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e o escoamento da mesa tracionada.

Para a viga de aço produzida nesta pesquisa, torna-se necessário verificar a ocorrência somente dos estados-limites últimos, FLT, FLM e FLA. Em cada caso, determina-se o momento fletor resistente e o menor valor encontrado dentre os três corresponderá à capacidade resistente à flexão da viga. Essas análises são feitas a partir do Anexo G da ABNT NBR 8800:2008. No caso do estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) pode ser calculado por meio das Equações 3.1 até 3.3.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \quad \lambda < \lambda_p \quad (\text{Eq. 3.1})$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_p - \lambda_r} \right], \quad \lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \quad \lambda > \lambda_r \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Em que,

$M_{pl}$  – momento fletor de plastificação da seção transversal;

$\gamma_{a1}$  – coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento, flambagem e instabilidade;

$\lambda$  – parâmetro de esbeltez;

$\lambda_p$  – parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;

$\lambda_r$  – parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas;

$C_b$  – fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

$M_{cr}$  – momento fletor da flambagem elástica.

Em relação aos estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) é dado a partir das Equações 3.4 a 3.6.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \quad \lambda < \lambda_p \quad (\text{Eq. 3.4})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_p - \lambda_r} \right], \quad \lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad (\text{Eq. 3.5})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \quad \lambda > \lambda_r^1 \quad (\text{Eq. 3.6})$$

<sup>1</sup>Não aplicável à FLA. Maiores detalhes são encontrados no anexo H da ABNT NBR 8800:2008.

Como pôde ser visto anteriormente, o método de cálculo para determinação da capacidade resistente de vigas de aço é simples e se encontra bem detalhado na norma brasileira, assim como no Eurocode 3 Parte 1-1:2005, sendo, portanto, uma metodologia consolidada no meio científico.

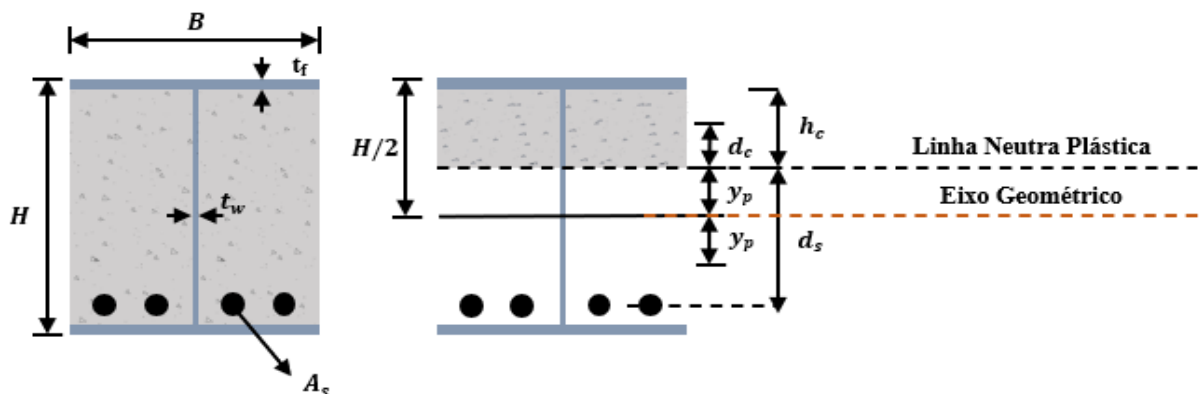
Apesar disso, a determinação da capacidade resistente das VMPR é ainda um campo de pesquisa atual no meio científico, principalmente àquelas com seção transversal similar à apresentada na Figura 3.2e, objeto de estudo desta tese. A seguir são discutidos os principais modelos analíticos existentes no meio científico para realizar essa previsão.

Kindmann e Bergmann (1993) propuseram um método para calcular a capacidade resistente de VMPR a partir de 13 ensaios à flexão, considerando a contribuição do concreto e

das armaduras de tração no processo de cálculo. O objetivo dos autores foi promover uma pesquisa científica que pudesse atualizar a norma europeia vigente naquele período, Eurocode 4, a qual não contemplava a colaboração concreto armado na resistência do sistema misto.

O dimensionamento proposto segue a teoria da plastificação total e o modelo de viga de Bernoulli, isto é, as seções transversais planas permanecem planas após a deformação. Além disso, como premissas, admite-se perfil metálico duplamente simétrico, interação completa entre o aço e o concreto, a parcela do concreto submetida à tração é desprezada e todos os materiais se encontram com suas respectivas tensões máximas. A Figura 3.11 traz a representação do modelo teórico proposto pelos autores. Diante do exposto, Kindmann e Bergmann (1993) definiram as expressões para o cálculo da linha neutra plástica da seção mista,  $y_p$ , e para o momento fletor resistente, de acordo com as Equações 3.7 e 3.8, respectivamente.

**Figura 3.11** – Modelo teórico para determinação do momento resistente de VMPR proposto por Kindmann e Bergmann (1993)



Legenda:

$H$  – altura da seção transversal;

$B$  – largura da seção transversal;

$t_w$  – espessura da alma do perfil de aço;

$t_f$  – espessura da mesa do perfil de aço;

$A_s$  – área total da armadura longitudinal;

$h_c$  – altura do concreto acima da linha neutra plástica;

$d_c$  – metade de  $h_c$ ;

$y_p$  – distância entre a linha neutra plástica e o eixo geométrico da seção transversal;

$d_s$  – distância entre a linha neutra plástica e o eixo geométrico das armaduras longitudinais.

**Fonte:** Kindmann e Bergmann (1993, adaptado).

$$y_p = \frac{(B - t_w)(H/2 - t_f)f_{cd} - A_s f_{sd}}{2t_w f_{yd} + (B - t_w)f_{cd}} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

$$M_{Rd} = Z \cdot f_{yd} + y_p^2 t_w f_{yd} + A_c f_{cd} d_c + A_s f_{sd} d_s \quad (\text{Eq. 3.8})$$

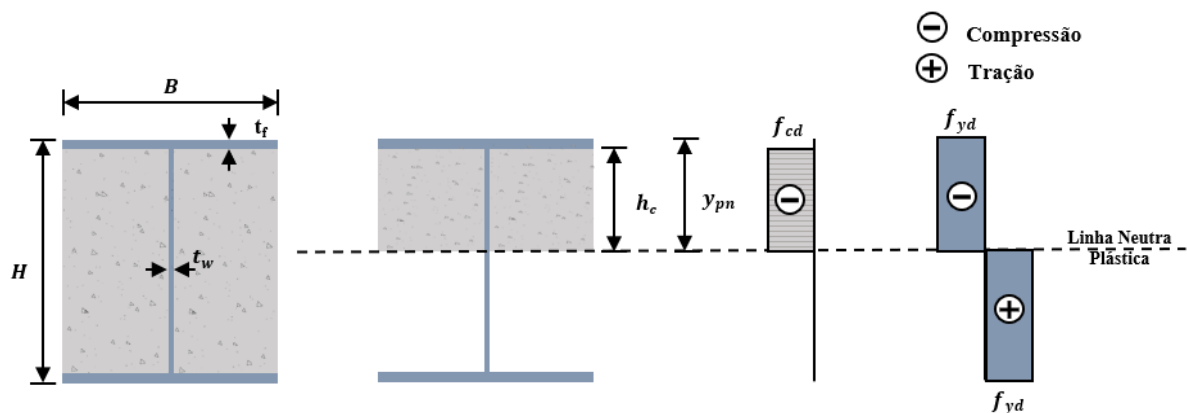
Nas Equações 3.7 e 3.8,  $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto,  $f_{yd}$  indica a resistência ao escoamento de cálculo do perfil de aço,  $f_{sd}$  representa a resistência ao escoamento de cálculo das armaduras,  $Z$  é o módulo de resistência plástica do perfil de aço e  $A_c$  indica a área do concreto acima da linha neutra plástica.

Assi, Abed e Hunaiti (2002) propuseram um método simplificado para calcular a capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas, a partir de 12 ensaios de flexão. As hipóteses aceitas para o cálculo do momento fletor são:

- O perfil metálico se encontra em escoamento nas regiões de tração e compressão;
- Interação total entre o aço e o concreto;
- O encruamento do aço não é considerado;
- O concreto tracionado deve ser negligenciado;
- O concreto comprimido atinge a sua capacidade última na flexão.

O modelo proposto pelos autores também segue a teoria da plastificação total e está disponível na Figura 3.12, na qual é possível visualizar o bloco de tensões originado em cada material. A partir disso, as expressões para  $y_{pn}$  (profundidade da linha neutra plástica, medida a partir da fibra mais comprimida) e para o  $M_{Rd}$  da VMPR podem ser determinadas com base nas Equações 3.9 e 3.10, nessa ordem.

**Figura 3.12** – Modelo teórico para determinação do momento resistente de VMPR proposto por Assi, Abed e Hunaiti (2002)



**Fonte:** Assi, Abed e Hunaiti (2002, adaptado).

$$y_{pn} = \frac{(H-2t_f)t_w f_{yd}}{B f_{cd} + (2f_{yd} - f_{cd})t_w} \quad (\text{Eq. 3.9})$$

$$M_{Rd} = \left[ B t_f (H - t_f) - \frac{t_w}{2} y_{pn} (H - 2t_f) + \frac{t_w}{2} (H - 2t_f)^2 \right] f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.10})$$

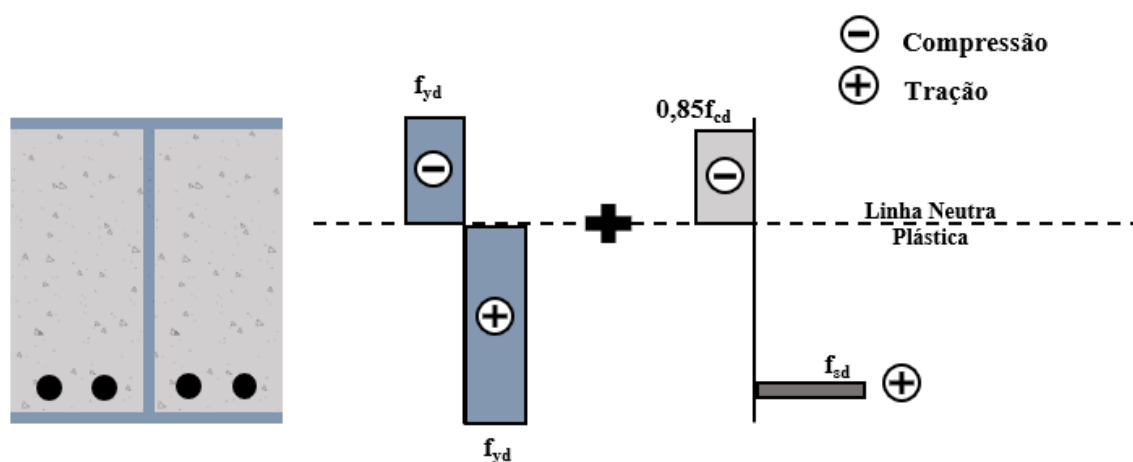
Nesse método simplificado, as armaduras que podem estar presentes no concreto não são consideradas no cálculo da capacidade resistente das vigas. Além disso, a parcela do concreto comprimido é utilizada somente para determinação da profundidade da linha neutra plástica,  $y_{pn}$ , sendo desprezada no cálculo do  $M_{Rd}$ .

A partir do estudo de Kindmann e Bergmann (1993), o Eurocode 4 sofreu uma atualização no que diz respeito ao dimensionamento das VMPR. A partir de 2004, a norma passou a admitir no cálculo da capacidade resistente do elemento a presença do concreto armado. Embora isso seja explícito em seu texto base, o Eurocode 4 Parte 1-1:2004 não apresenta um equacionamento que permite calcular a resistência desse tipo de viga mista. Ela apenas ressalta que seu momento resistente deve ser determinado com base na teoria plástica, como pode ser visto por meio da Figura 3.13, e as armaduras de compressão presentes no concreto podem ser desprezadas. Além disso, assume-se como hipóteses para o dimensionamento das vigas mistas:

- Interação completa entre o perfil de aço, armaduras e o concreto;
- O perfil de aço se encontra em escoamento nas regiões de tração e compressão, cuja tensão de cálculo é  $f_{yd}$ ;
- Considera-se o escoamento das armaduras, com tensão de cálculo igual a  $f_{sd}$ ;
- O concreto na zona comprimida resiste a uma tensão máxima de cálculo igual a  $f_{cd}$ .

É importante mencionar que o dimensionamento das VMPR previsto pelo Eurocode 4 Parte 1-1:2004 apresenta o mesmo processo numérico discutido em Kindmann e Bergmann (1993). A única diferença consiste no valor da resistência de cálculo do concreto,  $f_{cd}$ , que, no primeiro método, deve ser multiplicada por 0,85. Esse parâmetro está relacionado com a aproximação do diagrama tensão *versus* deformação do concreto presente em estruturas mistas.

**Figura 3.13** – Metodologia de cálculo para determinação do momento resistente de VMPR proposto pelo Eurocode 4 Parte 1-1:2004



**Fonte:** Eurocode 4 Parte 1-1:2004 (adaptado).

Outras metodologias para o cálculo da capacidade resistente das VMPR podem ser encontradas no meio científico, como aquelas descritas em De Nardin e El Debs (2009) e Limizaie e Chen (2015). Entretanto, todas elas, assim como os demais estudos discutidos neste subitem, seguem a teoria da plasticidade para a determinação da linha neutra plástica. O que varia entre esses métodos é a seção transversal da viga mista parcialmente revestida e as simplificações empregadas no equacionamento, o que impacta diretamente no cálculo do momento fletor resistente. De Nardin e El Debs (2009) consideram perfis de aço monossimétricos em sua metodologia e Limizaie e Chen (2015) definem um método de cálculo para sistemas mistos do tipo *Slim-Floor* (pisos de pequena altura, nos quais a laje se encontra embutida no perfil de aço).

### 3.2 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É de conhecimento geral que as estruturas de aço apresentam um comportamento insatisfatório em situação de incêndio, quando não protegidas termicamente. Isso porque são constituídas por um material, o aço, que possui alta condutividade térmica, além de formar perfis com espessuras reduzidas, facilitando a propagação do fogo e o aumento da temperatura.

Como alternativa, o uso de estruturas mistas de aço e concreto melhora o desempenho do elemento puramente metálico em altas temperaturas. Isso porque o concreto de revestimento é um material de baixa condutividade térmica que também reduz a área do aço exposta ao fogo.

No que diz respeito às vigas mistas, essa temática é considerada um campo ativo no meio científico e busca avaliar o ganho de resistência ao fogo proporcionado pelas mais variadas configurações desses elementos estruturais.

A seguir são discutidos os principais estudos sobre vigas mistas constituídas por concreto convencional, subitem 3.2.1, e sobre vigas produzidas com concreto com agregado reciclado, subitem 3.2.2, sendo ambos os casos inseridos em um ambiente de incêndio. Finalmente, no subitem 3.2.3 é feita uma discussão sobre os aspectos normativos atuais que envolvem as VMPR sob ação do fogo.

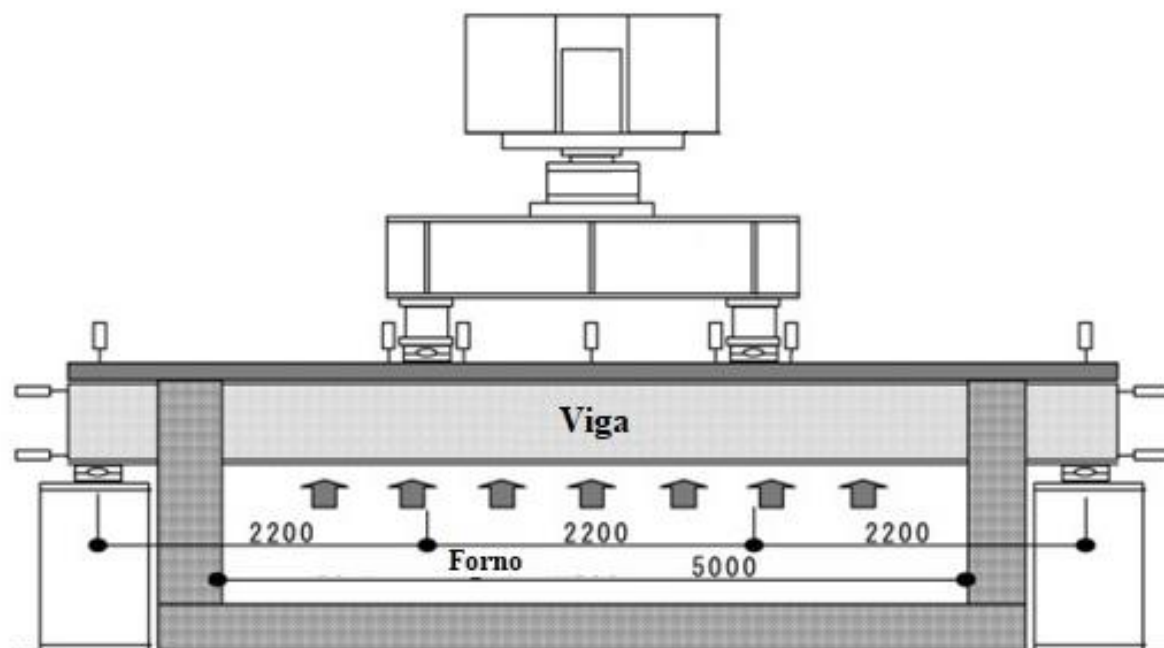
### **3.2.1 Vigas mistas constituídas por concreto convencional**

Koidara *et al.* (2004) realizaram um estudo experimental e numérico com a finalidade de avaliar a resistência ao fogo de oito vigas mistas parcialmente revestidas, com e sem a presença da laje de concreto armado. Como parâmetros variáveis, destacam-se as dimensões da seção transversal, o comprimento da viga (3600 mm e 6600 mm), a presença de armaduras longitudinais e o fator de carga aplicado (0,33, 0,40 e 0,50).

Inicialmente as vigas foram carregadas em duas regiões, caracterizando um ensaio de flexão a quatro pontos, conforme apresenta a Figura 3.14. Em seguida, elas foram aquecidas por meio da curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. Para definir a resistência ao fogo dos elementos, os autores decidiram utilizar, como critério de parada, as recomendações dessa mesma norma: deslocamento limite ou a taxa de deformação limite, o que fosse alcançado primeiro.

Koidara *et al.* (2004) pontuaram que a distribuição de temperaturas na seção transversal mista não foi uniforme, o que impactou diretamente as tensões e deformações geradas. Além disso, o tempo de resistência ao fogo foi afetado pelas dimensões da seção transversal, pela intensidade da carga aplicada e pela presença ou não da laje de concreto armado fixada ao perfil de aço. Isso quer dizer que para um mesmo nível de carga, vigas mistas com maior seção transversal e com associação da laje ao perfil de aço, apresentaram maiores resistências ao fogo.

**Figura 3.14** – Ensaio de flexão em temperaturas elevadas desenvolvido por Koidara *et al.* (2004)



**Fonte:** Koidara *et al.* (2004, adaptado, tradução nossa).

Piloto *et al.* (2013) realizaram 12 ensaios experimentais para avaliar a resistência ao fogo de VMPR sem a presença de lajes conectadas à mesa superior do perfil de aço. Os elementos estruturais foram testados com diferentes fatores de carga (0,37, 0,56 e 0,74) e para duas configurações de estribos: soldados e não soldados na alma do componente metálico. Além dos 12 ensaios, foram realizados três ensaios em temperatura ambiente para avaliar a capacidade resistente à flexão das vigas mistas.

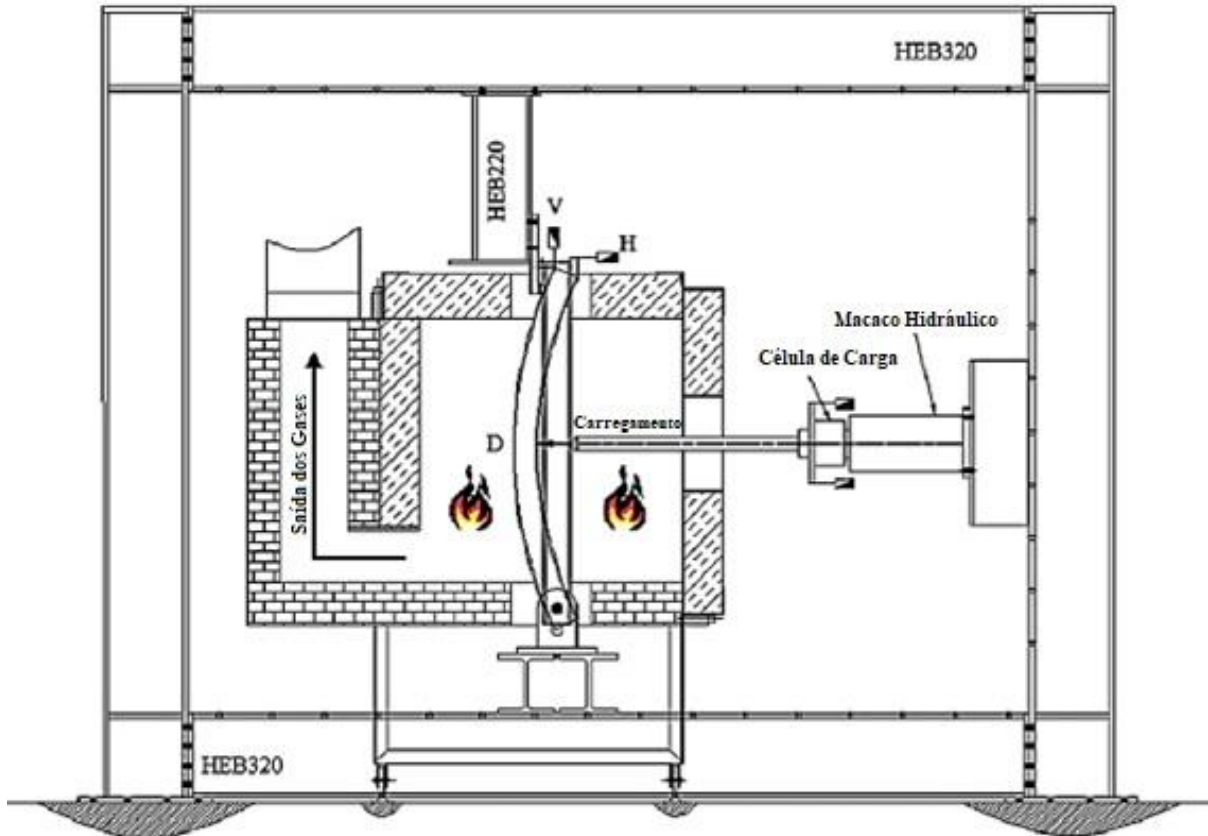
As vigas mistas foram produzidas com um perfil de aço do tipo IPE100 e com um concreto de classe C20. Foram utilizadas 4 barras de aço longitudinais com diâmetro de 8 mm, sendo duas posicionadas na região tracionada e as outras duas na região comprimida. Os estribos apresentaram diâmetro igual a 6 mm espaçados de 167 mm. Em todos os casos, o comprimento total da viga foi de 1370 mm, com distância entre os apoios igual a 1210 mm. Apesar disso, somente 1000 mm foi exposto ao fogo, em função de limitações impostas pelo forno utilizado no ensaio.

No que diz respeito aos ensaios em situação de incêndio, as vigas foram posicionadas em um forno vertical, sendo carregadas horizontalmente antes da aplicação da ação térmica, como pode ser visto na Figura 3.15. A curva de aquecimento dos gases seguiu a curva de



incêndio-padrão ISO 834-1:1999. Para controle do ensaio, foram medidas as temperaturas em três seções transversais ao longo do comprimento das VMPR, bem como o deslocamento no meio do vão.

**Figura 3.15** – Esquema de ensaio proposto por Piloto *et al.* (2013)



**Fonte:** Piloto *et al.* (2013, adaptado, tradução nossa).

Sobre a definição do tempo de resistência ao fogo dos elementos, os autores utilizaram as recomendações da ISO 834-1:1999, ou seja, o deslocamento limite e a taxa de deformação limite, conforme realizado em Koidara *et al.* (2004). Entretanto, na pesquisa mais recente, a resistência ao fogo foi definida quando a viga atingia os dois critérios simultaneamente.

Como principais resultados desse estudo, destacam-se:

- As vigas mistas em temperatura ambiente falharam devido à flambagem lateral por torção;
- Os elementos estruturais sujeitos a maiores fatores de carga apresentaram menores tempos de resistência ao fogo;

- A distribuição de temperaturas ao longo do comprimento da viga não foi uniforme. Apesar disso, a diferença entre as medidas realizadas em cada seção comparadas a média diferiu em até 10%;
- Ocorreram fissuras no concreto na região tracionada enquanto na região comprimida houve o esmagamento desse material em algumas regiões, devido ao grande deslocamento no meio do vão das vigas;
- As vigas com fatores de carga iguais a 0,37 e 0,56, em situação de incêndio, atingiram o estado limite último pela formação de rótulas plásticas enquanto àquelas com maior nível de carregamento, 0,74, falharam devido à instabilidade lateral por torção.

A partir do estudo anterior, Piloto *et al.* (2017) desenvolveram uma pesquisa experimental sobre a instabilidade lateral por torção de VMPR sujeitas à ação do fogo. Um total de 27 experimentos foram realizados com o intuito de avaliar a influência do índice de esbeltez, da temperatura imposta à viga e da disposição da armadura transversal no comportamento à flexão dos elementos durante o incêndio. De forma complementar, a pesquisa ainda comparou o desempenho dessas vigas mistas com as vigas puramente de aço em temperatura ambiente.

Todas as VMPR foram produzidas com a mesma seção transversal utilizada em Piloto *et al.* (2013). A única diferença consistiu no comprimento adotado para o estudo mais recente, uma vez que foram construídas vigas com dois comprimentos: 2,4 m e 3,9 m. Além disso, os protótipos foram expostos a três diferentes níveis de temperatura, 200°C, 400°C e 600°C, sendo que foi realizado um estudo específico para o nível de temperatura de 400°C no qual foram testadas duas condições construtivas para armadura de cisalhamento: soldada e não soldada na alma do perfil metálico.

Nos experimentos em temperatura ambiente, realizou-se o controle das deformações e dos deslocamentos verticais das vigas. Nesses casos, foram utilizados dois macacos hidráulicos para a aplicação de carga, caracterizando o ensaio de flexão a quatro pontos. A Figura 3.16 traz a representação desse experimento, na qual é possível identificar a ruptura das vigas mistas por flexo-torção.

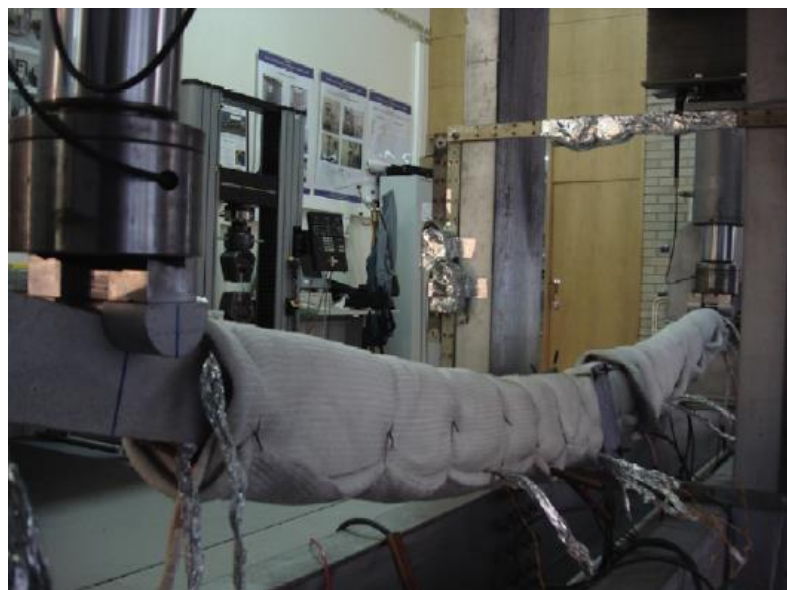
**Figura 3.16** – Ensaio de flexão a quatro pontos das VMPR proposto por Piloto *et al.* (2017)



**Fonte:** Piloto *et al.* (2017).

Com relação aos ensaios em temperaturas elevadas, além dos deslocamentos central e lateral, acompanhou-se a evolução das temperaturas em cinco seções distribuídas ao longo do comprimento dos protótipos. Para aplicação da carga térmica, foi utilizado um sistema elétrico-cerâmico de aquecimento associado a uma manta cerâmica de proteção que cobriu as vigas mistas para aumentar a eficiência do processo (Figura 3.17). Esse sistema foi responsável por elevar e manter a temperatura constante durante o ensaio mecânico, cuja taxa de aquecimento foi de 800°C/hora.

**Figura 3.17** – Ensaio de flexão em temperaturas elevadas proposto por Piloto *et al.* (2017)



**Fonte:** Piloto *et al.* (2017).

Para a execução dos experimentos, a ação térmica foi aplicada diretamente nas mesas superior e inferior do perfil de aço até que o elemento estrutural atingisse as temperaturas desejadas de 200°C, 400°C e 600°C. Após a estabilização da temperatura, o carregamento foi empregado nas mesmas posições do ensaio em temperatura ambiente. Como critério de parada do ensaio para definição da resistência das vigas foi adotado o valor de  $L/30$ , no qual L corresponde ao valor do seu vão.

Como principais resultados obtidos por esse estudo, destacam-se:

- O momento fletor resistente das vigas mistas em temperatura ambiente foi superior as vigas puramente de aço;
- O concreto foi responsável por aumentar a resistência à flambagem lateral por torção das vigas mistas em comparação com as vigas de aço. Esse aumento variou entre 20% e 75%, a depender do índice de esbeltez;
- O desempenho à flexão das VMPR expostas ao nível de temperatura de 200°C foi similar ao encontrado em temperatura ambiente. Apesar disso, um aumento de 200°C para 400°C causou redução de 24% na capacidade de carga da viga, ao passo que de 400°C para 600°C essa redução foi de 37% em relação à resistência da viga a 400°C;
- Todas as vigas falharam por instabilidade lateral por torção, com exceção das VMPR expostas ao nível de temperatura de 600°C, a qual falhou pela formação de rótula plástica;
- O comportamento à flexão das VMPR em temperaturas elevadas, com ou sem estribos soldados na alma do perfil de aço, não apresentou grandes diferenças no que diz respeito à resistência mecânica.

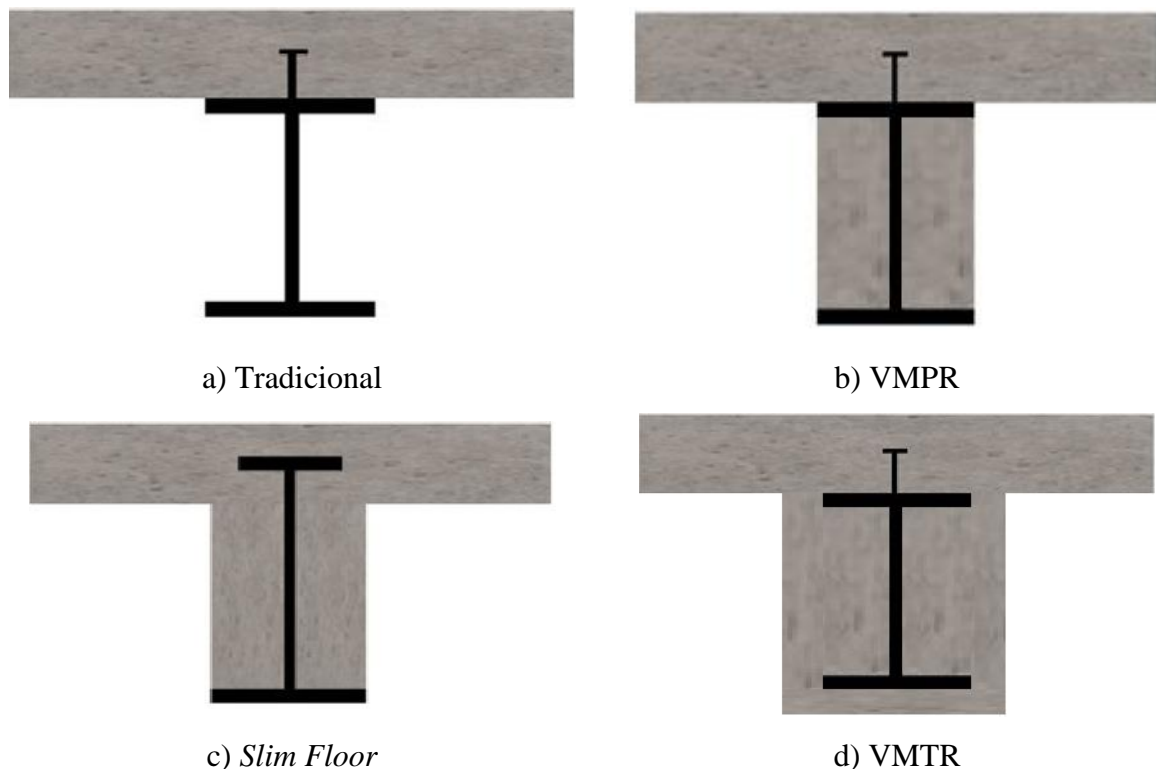
Além dos experimentos, os autores compararam os resultados de resistência das vigas mistas sob ação térmica com aqueles fornecidos por um método simplificado adaptado do Eurocode 3 Parte 1-2:2005. Na grande maioria dos casos, o método proposto se mostrou a favor da segurança, porém, em outras situações, os resultados foram inseguros.

Ahn e Lee (2017) realizaram análises numérica e experimental para determinar a resistência ao fogo de quatro configurações de vigas mistas: tradicional, parcialmente revestida associada a uma laje de concreto, *slim floor* e totalmente revestida vinculada a uma laje de concreto, como pode ser visualizado na Figura 3.18. Como parâmetros variáveis destacam-se a presença ou não de armaduras longitudinais e transversais, bem como o fator de carga aplicado (0,25 - 0,51).

No que tange aos experimentos, foram produzidas oito vigas mistas de comprimento igual a 7700 mm associadas a lajes de concreto com 160 mm de espessura e 800 mm de largura. Durante os ensaios, foram medidos as temperaturas e o deslocamento no meio do vão dos protótipos. Inicialmente foi aplicado o carregamento no topo da laje de concreto e enquanto a carga era mantida constante ao nível desejado, o forno foi acionado, de modo que o aquecimento seguiu a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999.

Os autores desejavam finalizar os ensaios quando o comportamento à flexão das vigas atingisse os dois critérios de parada recomendados pela ISO 834-1:1999. Apesar disso, por limitações do forno, apenas o critério de deslocamento limite foi alcançado. Os resultados mostraram que as VMPR com e sem armaduras e as vigas do tipo *slim floor* constituídas por concreto armado alcançaram resistência ao fogo superior a 120 min para um fator de carga próximo a 0,30. Em relação às vigas mistas tradicionais, o tempo de resistência ao fogo foi aproximadamente 30 min. No que diz respeito à modelagem numérica, os modelos propostos mostraram boa concordância com os resultados experimentais, sendo possível avaliar o comportamento das vigas para tempos superiores àqueles alcançados nos experimentos.

**Figura 3.18** – Vigas mistas empregadas nos ensaios propostos por Ahn e Lee (2017)



**Fonte:** Ahn e Lee (2017, adaptado).

Felício (2018) desenvolveu um estudo experimental no Laboratório de Estruturas do SET da EESC/USP, com o intuito de avaliar o comportamento de uma viga de aço e de três VMPR em situação de incêndio. Com relação às características dos elementos estruturais, eles foram formados por um perfil de aço do tipo W 250 x 32,7, tinham 6000 mm de comprimento, com distância entre os apoios de 5100 mm e, no caso dos elementos mistos, esses foram revestidos por um concreto cuja resistência à compressão média foi de 63,26 MPa.

Como procedimento de ensaio, inicialmente as vigas foram posicionadas em um forno horizontal, como pode ser visto na Figura 3.19. Observa-se que a mesa superior da viga foi protegida com manta cerâmica, para que o elemento recebesse a carga térmica em três faces, semelhante a uma viga que tem sua parte superior protegida por uma laje. A partir disso, a viga foi carregada no meio do vão, considerando um fator de carga igual a 30% para viga metálica e fatores de carga iguais a 30% e 45% para as VMPR. Em seguida, as chamas foram acionadas de modo que o aquecimento seguiu a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999.

**Figura 3.19** – Viga de aço inserida no forno horizontal do laboratório de estruturas do SET da EESC/USP



**Fonte:** Felício (2018).

O experimento da viga de aço durou apenas 7 min e, nesse instante, houve um deslocamento no meio do vão superior a 90 mm. Em contrapartida, as VMPR apresentaram um melhor comportamento em situação de incêndio. Isso porque, em aproximadamente 30 min de

ensaio, as vigas mistas carregadas com 30% de sua força última tiveram deslocamentos centrais próximos a 50 mm. No que diz respeito ao ensaio da viga mista carregada com 45% da sua capacidade resistente, houve perda de leitura do deslocamento central aos 14 min de ensaio, o que inviabilizou a continuidade do mesmo a maiores instantes. Cabe destacar que em todos os experimentos, houve uma excessiva rotação dos apoios, como pode ser visualizado na Figura 3.20, responsável pelo término dos ensaios por questões de segurança.

**Figura 3.20** – Rotação excessiva nos apoios durante o ensaio em temperaturas elevadas



a) Viga de aço



b) Viga mista de aço e concreto

**Fonte:** Felício (2018).

### 3.2.2 Vigas constituídas por concreto com agregado reciclado

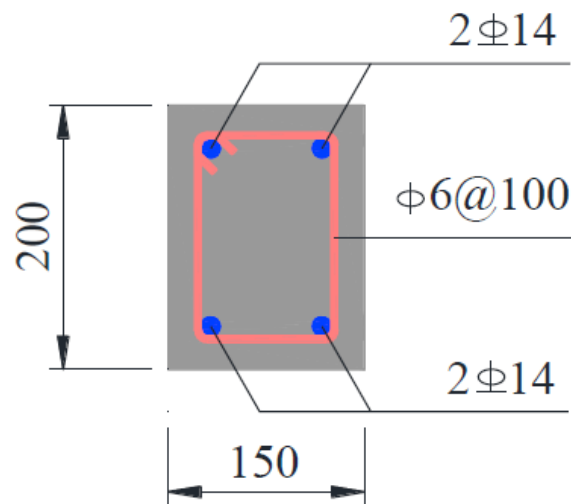
Com base na discussão apresentada no item anterior, é possível afirmar que o comportamento das vigas mistas em situação de incêndio é pouco explorado no meio científico. No que concerne à avaliação da capacidade resistente desses sistemas mistos produzidos com CCAR, em temperaturas elevadas, o número de pesquisas é bem menor. A seguir são descritas algumas pesquisas que avaliaram o comportamento de vigas sob ação do fogo, tanto de concreto armado quanto mistas, produzidas com agregado reciclado.

Inicialmente, apresenta-se o estudo realizado por Zheng *et al.* (2021). Os autores desenvolveram uma pesquisa experimental e numérica para avaliar o comportamento ao cisalhamento de vigas de CCAR. Um total de 16 protótipos foram testados por meio de ensaios de flexão a quatro pontos. Como parâmetros variáveis citam-se o teor de substituição em massa da fração graúda natural pela reciclada (0, 30%, 70% e 100%) e o nível de temperatura que a

viga esteve submetida (ambiente, 200°C, 400°C e 600°C). Em relação à geometria, os protótipos apresentaram seção transversal retangular, conforme pode ser visto na Figura 3.21, com 1100 mm de comprimento. A taxa de armadura foi de 2,05% e o cobrimento das barras de aço, 20 mm.

As vigas foram aquecidas em um forno elétrico por meio de uma taxa igual a 10°C/min. Destaca-se que a curva de aquecimento do forno ficou bem abaixo da curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. Após alcançar a temperatura desejada, os protótipos ficaram sob esta carga térmica durante uma hora. Passado esse tempo, o elemento foi movido para fora do forno e resfriado em temperatura ambiente. A partir disso, a viga foi carregada e levada à ruptura.

**Figura 3.21** – Seção transversal das vigas de concreto produzidas com agregado reciclado proposta por Zheng *et al.* (2021)



**Fonte:** Zheng *et al.* (2021).

Os principais resultados obtidos pelos autores estão descritos a seguir.

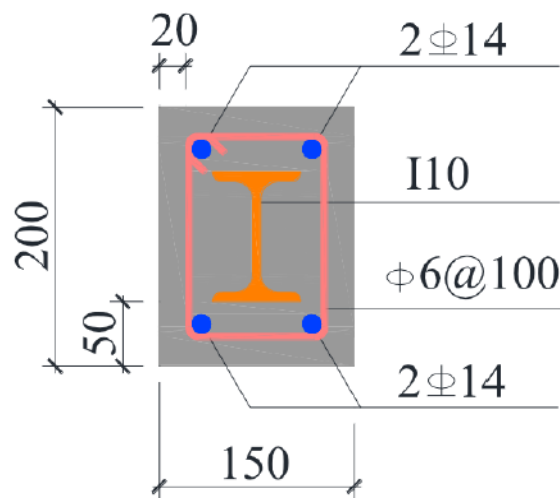
- Em todos os protótipos não houve *spalling* explosivo durante o aquecimento.
- A elevação da temperatura alterou a coloração do concreto de cinza para avermelhado.
- A incorporação do agregado reciclado ao material não apresentou influência nessa alteração de cor para todos os teores de substituição.
- A capacidade resistente de vigas com CCAR em 200°C, 400°C e 600°C reduziu, em média, 20%, 30% e 60%, respectivamente, quando comparadas à viga em temperatura ambiente.



- Nas temperaturas abaixo de 600°C, em geral, as vigas com maiores teores de substituição apresentaram maior capacidade resistente.
- Os modelos numéricos conseguiram representar de forma satisfatória os experimentos. Nesse sentido, após o processo de validação, realizou-se um estudo paramétrico a fim de avaliar a influência do espaçamento dos estribos. Concluiu-se que com o aumento dessa grandeza, menor foi a resistência ao cisalhamento das vigas.

Pan *et al.* (2022) utilizaram o mesmo programa experimental desenvolvido por Zheng *et al.* (2021), porém aplicado em vigas mistas totalmente revestidas, cuja seção transversal se encontra na Figura 3.22. Foram realizados 20 ensaios experimentais com variação do teor de substituição do agregado graúdo natural pelo reciclado (0, 30%, 70% e 100%), do nível de temperatura que a viga esteve submetida (ambiente, 200°C, 400°C e 600°C) e da classe de resistência do concreto de revestimento (C30 e C50). A sequência de ensaios ocorreu da mesma maneira que o estudo de 2021, isto é, aquecimento das vigas, seguido do seu resfriamento e posterior carregamento.

**Figura 3.22** – Seção transversal das VMTR produzidas com agregado reciclado proposta por Pan *et al.* (2022)

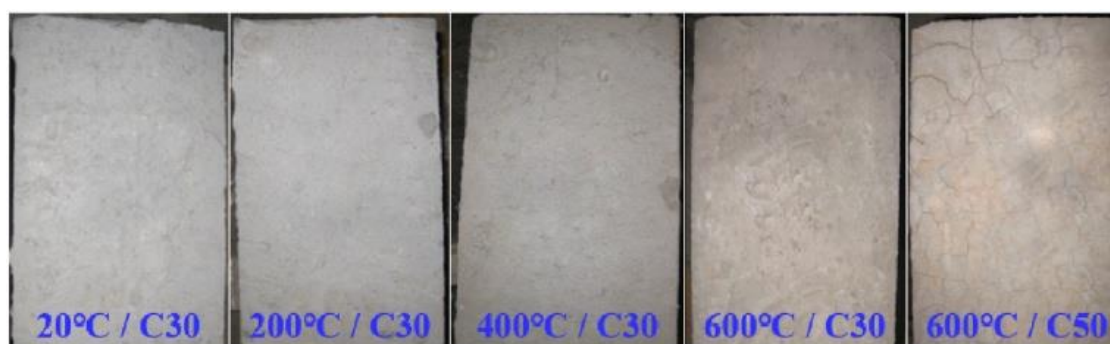


**Fonte:** Pan *et al.* (2022).

Os autores observaram uma mudança de coloração do concreto, sobretudo para temperaturas acima de 600°C. Como pode ser visto na Figura 3.23, o material passa a ter uma cor avermelhada nessa temperatura. Com relação à fissuração, a partir de 400°C as fissuras se tornam mais evidentes, principalmente nas vigas produzidas com concreto de classe C50, conforme mostrado também na Figura 3.23.

Além disso, Pan *et al.* (2022) avaliaram a perda de massa dos protótipos ensaiados em temperaturas elevadas. Nas VMTR produzidas com agregados reciclados e sujeitas a temperaturas iguais a 200°C, 400°C e 600°C, a perda de massa foi, em média, igual a 0,7%, 4,4% e 6,9%, nessa ordem. Sobre o ensaio de flexão, todas vigas falharam devido ao cisalhamento. O padrão de falha foi o mesmo para os elementos com e sem agregado reciclado, independentemente do teor de substituição. No que diz respeito à capacidade resistente ao cisalhamento das vigas, o aumento da temperatura diminuiu tanto a resistência quanto a rigidez de todos os protótipos.

**Figura 3.23** – Mudança de coloração e aspecto da fissuração das VMTR em Pan *et al.* (2022)



**Fonte:** Pan *et al.* (2022).

Diante dessa abordagem, fica evidente a escassez de pesquisas voltadas às vigas mistas de CCAR em situação de incêndio, fato este pontuado por Pan *et al.* (2022). Isso é ainda mais crítico para as VMPR, pois até o momento não foi encontrado nenhum estudo em temperaturas elevadas que envolvesse essa solução construtiva sendo produzida com agregados reciclados, o que ratifica a importância desta tese. Outros poucos estudos têm sido desenvolvidos com o intuito de avaliar o desempenho em incêndio de pilares mistos produzidos a partir do preenchimento de tubos de aço com CCAR. Este é o caso, por exemplo, de Yang e Hou (2012) e Li *et al.* (2017). Ambos os trabalhos mencionam o efeito desfavorável do material reciclado na resistência e no módulo de elasticidade do componente misto.

### 3.2.3 Aspectos normativos sobre VMPR em situação de incêndio

Conforme discutido no item 1.2, a norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 não contempla o dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio.

Sua abordagem é limitada às vigas mistas de configuração tradicional. Apesar disso, o Eurocode 4 Parte 1-2:2005 discute sobre esse tipo de solução construtiva em seu texto base.

A norma europeia apresenta dois métodos de dimensionamento voltados às VMPR. O primeiro, detalhado no item 3.2.2 desse mesmo código, define as dimensões mínimas que a seção transversal do elemento deve apresentar para atender a variados tempos requeridos de resistência ao fogo. Esses valores dependem do nível de carregamento que o mesmo está submetido. Isso quer dizer que se as dimensões das vigas mistas forem superiores ao mínimo estabelecido pelas tabelas normativas, estas se encontram seguras quanto ao incêndio para um dado tempo de exposição ao fogo.

A segunda metodologia se encontra disponível no item 4.3.4.3 do código europeu. O procedimento de cálculo é aplicado para vigas mistas sujeitas ao incêndio padrão e aquecidas somente na face inferior. De maneira geral, o método consiste em diminuir as propriedades mecânicas dos materiais que compõem o sistema misto, a partir da multiplicação dos seus valores característicos por um fator de redução que é função da temperatura. Cabe destacar que em ambos os métodos, a viga se encontra associada a uma laje de concreto.

A partir da breve abordagem sobre essas metodologias, nota-se que ou elas não exploram o potencial das VMPR ou não avaliam os casos mais comuns presentes em situações práticas. Normalmente, em um incêndio, as vigas recebem a ação térmica em mais de uma face, sendo mais crítico que o caso em que somente sua face inferior está aquecida. Nesse sentido, os ensaios experimentais desenvolvidos nessa tese contemplarão situações que se aproximam de abordagens práticas, sendo a viga sujeita ao aquecimento em três faces, como será mostrado no capítulo 6.

Em síntese, neste capítulo foi fornecido um panorama geral das principais pesquisas científicas, bem como os aspectos normativos atuais, sobre as estruturas mistas de aço e concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio, produzidas com ou sem agregados reciclados, com ênfase nas VMPR. Nos próximos capítulos, são descritos a metodologia e os resultados obtidos do estudo experimental desta tese.

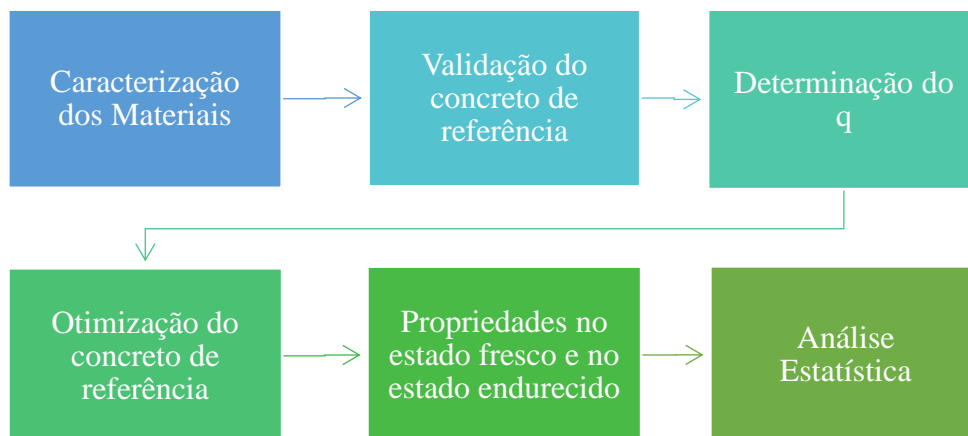
## CAPÍTULO 4

### 4 DOSAGEM E CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM AGREGADOS RECICLADOS

Este capítulo descreve o programa experimental desenvolvido para o estudo do concreto de revestimento das VMPR. Inicialmente, caracterizam-se seus materiais constituintes e, em seguida, o processo de produção desse compósito é detalhado. Posteriormente, é apresentada a dosagem do concreto de referência, produzido somente com agregados naturais, por meio do método de dosagem tradicional – IPT/EPUSP. A partir disso, são elaboradas outras misturas de concreto, utilizando agregados reciclados, com base no conceito de empacotamento de partículas segundo o modelo de Alfred. Por fim, após a definição de todos os traços de concreto, suas propriedades foram avaliadas tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

Dessa forma, buscou-se avaliar a influência dos AR, bem como o seu tipo, ARC ou ARM, nas propriedades físicas e mecânicas das misturas de concreto. A Figura 4.1 traz o fluxograma que sintetiza as atividades que compõe este programa experimental, o que permite uma melhor visualização do passo a passo a ser detalhado no capítulo 4.

**Figura 4.1** – Fluxograma de atividades



**Fonte:** Próprio autor.

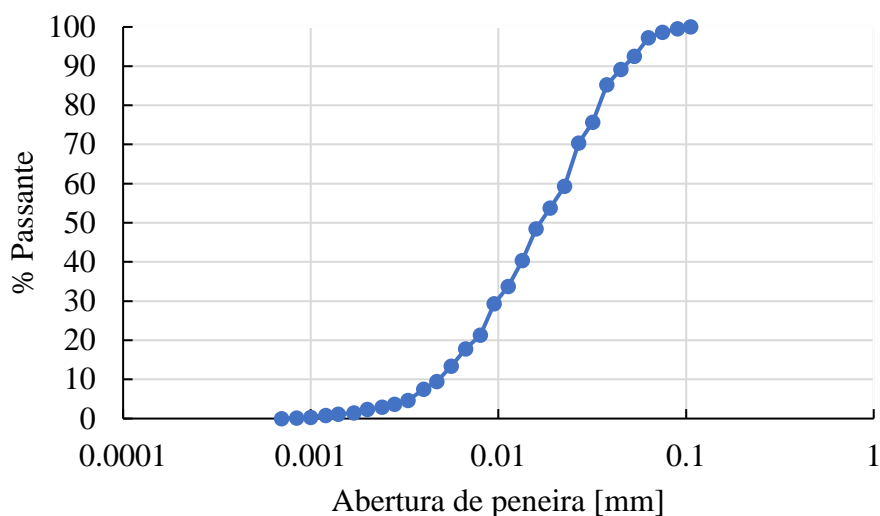
## 4.1 MATERIAIS

Para produção do concreto foram empregados, basicamente, cimento Portland, agregados miúdo e graúdo (natural e reciclado), água e aditivos químicos. O cimento e os agregados naturais utilizados foram aqueles comumente encontrados na cidade de São Carlos/SP. Quanto à água de amassamento, foi utilizada aquela proveniente da rede de abastecimento local dessa cidade. Já os agregados reciclados foram fornecidos por usinas de beneficiamento de resíduos de construção e demolição do estado de São Paulo. Finalmente, aditivos químicos fabricados pela empresa *Gcp Applied Technologies* também foram aplicados no processo de concretagem.

### 4.1.1 Cimento

Os concretos foram produzidos com cimento Portland composto com escória, cuja nomenclatura é CII E 32, de acordo com os requisitos da ABNT NBR 16697:2018. Apresenta massa específica igual a 2,89 g/cm<sup>3</sup> e área superficial específica de 3900 cm<sup>2</sup>/g, as quais foram obtidas com base na ABNT NBR 16605:2017 e na ABNT NBR 16372:2015, respectivamente.

No sentido de definir a distribuição granulométrica do cimento para fins futuros de aplicação do modelo de empacotamento de partículas, realizou-se o ensaio descrito na norma ISO 13320:2009. Este experimento mede a distribuição do tamanho dos grãos através da análise de suas propriedades por dispersão de luz (granulometria a laser). O ensaio é aplicável a tamanhos de partículas que variam de aproximadamente 0,1 µm a 3 mm, o que se torna ideal para caracterizar o cimento que apresenta grãos bastante finos. A Figura 4.2 traz a composição granulométrica do CII E 32 na qual é possível identificar que a distribuição dos grãos desse material se apresenta contínua.

**Figura 4.2** – Distribuição granulométrica do cimento

**Fonte:** Próprio autor.

#### 4.1.2 Agregados naturais e reciclados

Como agregados naturais foram empregadas duas areias de origem quartzosa em conjunto com uma única fração graúda do tipo pedra britada de origem basáltica. Para a produção do concreto convencional (referência), composto somente por agregados naturais, a fração granulométrica miúda se deu pela combinação de duas areias, uma média e outra fina, de modo que a composição ideal foi obtida por meio do ensaio de massa unitária no estado compactado e índice de vazios descrito pela ABNT NBR NM 45:2006, vigente na época da execução do ensaio. Nesse sentido, as proporções ótimas resultaram em 40% de areia fina e 60% de areia média.

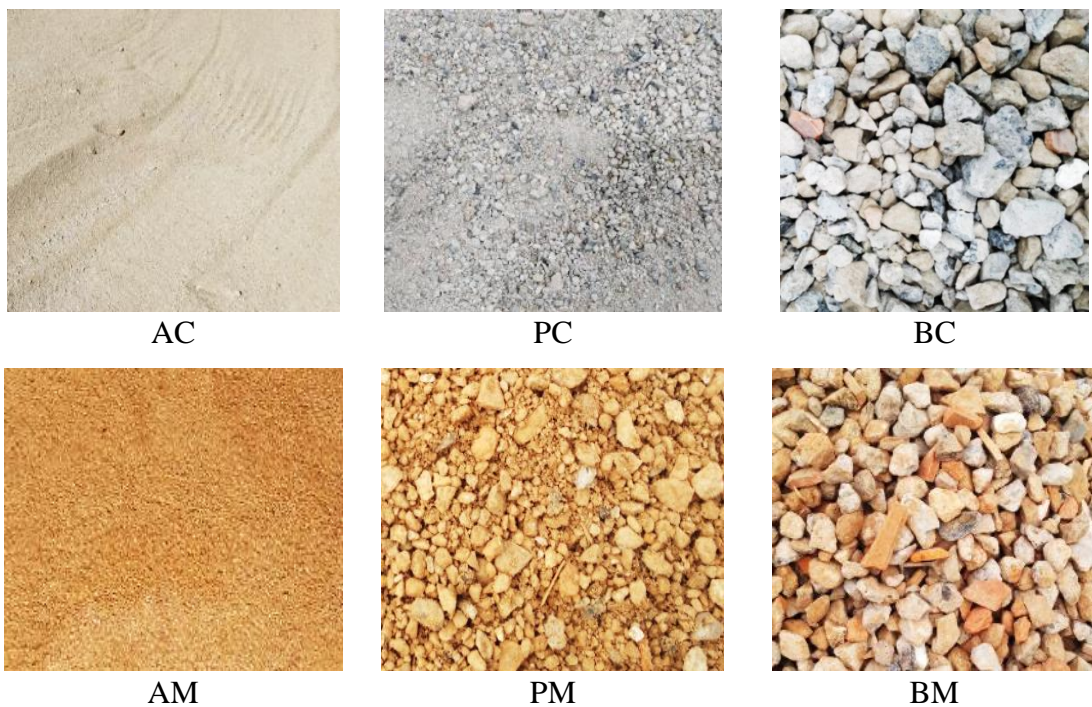
Em relação aos agregados reciclados, foram utilizados dois tipos, o ARC e o ARM. O ARC foi doado pela empresa Eco-X, ao passo que o ARM foi doado pela Serello Ambiental. A primeira se localiza na cidade de Guarulhos e a segunda em Valinhos, sendo ambos os municípios pertencentes ao estado de São Paulo. Para o presente estudo utilizaram-se três frações granulométricas (areia, pedrisco e brita), para cada tipo de material, seja ARC ou ARM, cuja nomenclatura adotada está apresentada no Quadro 4.1. Todos os agregados reciclados podem ser visualizados na Figura 4.3.

**Quadro 4.1** – Nomenclatura adotada para os agregados reciclados

Nomenclatura	Material	Origem
AC	Areia	ARC
PC	Pedrisco	
BC	Brita	
AM	Areia	ARM
PM	Pedrisco	
BM	Brita	

**Fonte:** Próprio autor.

A partir da análise visual dos agregados reciclados presentes na Figura 4.3, observa-se claramente a diferença entre o ARC e o ARM utilizados nesta pesquisa. Notam-se tons mais avermelhados dos grãos existentes nos agregados reciclados mistos, o que é indicador da presença de materiais cerâmicos em sua constituição. Embora a coloração desses agregados nos forneça uma primeira ideia sobre sua classificação, torna-se necessário definir sua composição, uma vez que ela influencia diretamente as propriedades físicas e mecânicas desse material.

**Figura 4.3** – Imagem dos agregados reciclados utilizados no estudo

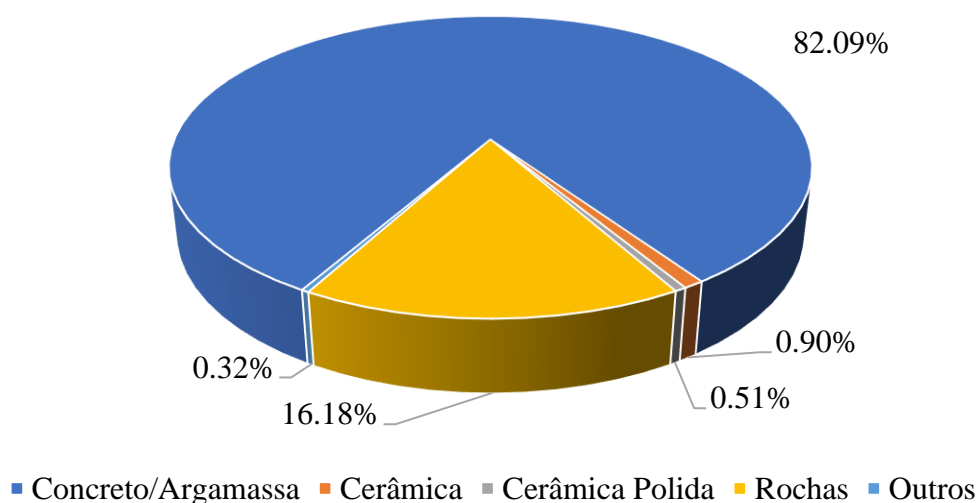
**Fonte:** Próprio autor.

A composição foi estabelecida de forma qualitativa, empregando a técnica da separação manual em amostras de agregados graúdos com base na metodologia descrita em Zordan (1997). O método é simples, pois emprega um critério visual, separando manualmente o agregado em seis fases:

1. Concreto: material composto por areia, cimento e agregado visualmente identificados;
2. Argamassa: fase constituída por areia e cal/cimento sem a presença de agregado graúdo;
3. Cerâmica: material cerâmico não polido oriundo de blocos, telhas e tijolos;
4. Cerâmica polida: material cerâmico que possui uma de suas superfícies polidas, a citar: pisos, azulejos e ladrilhos;
5. Rocha: material rochoso que pode possuir alguma parcela de argamassa;
6. Outros: madeira, vidro, metal, papel, plástico, matéria orgânica etc.

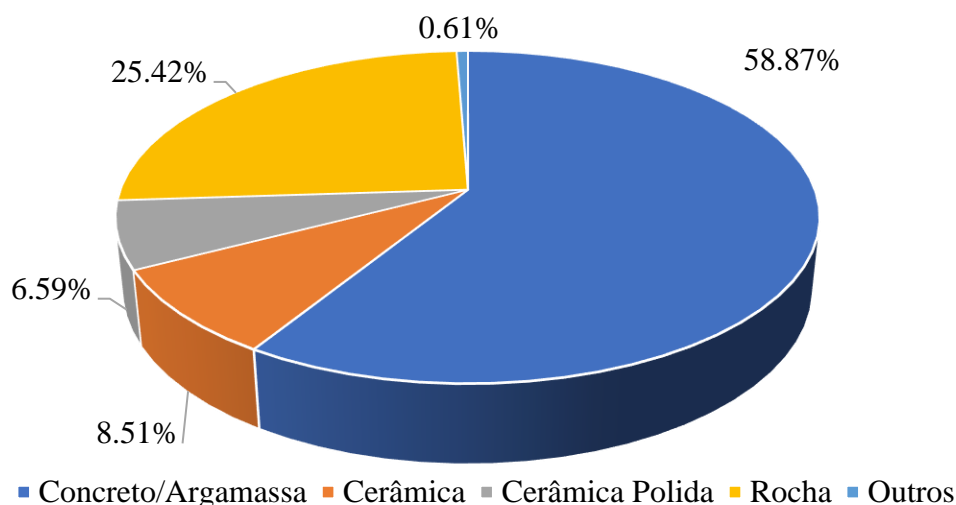
Durante a execução do ensaio, encontrou-se dificuldade em diferenciar as fases argamassa e concreto de uma amostra. Logo, para este trabalho foi criada uma mesma fase para esses dois componentes chamada de Concreto/Argamassa, uma vez que ambos são constituídos de materiais cimentícios. Nas Figuras 4.4 e 4.5 é possível visualizar a composição dos agregados utilizados nesta pesquisa, ARC e ARM, respectivamente.

**Figura 4.4** – Composição do ARC



**Fonte:** Próprio autor.



**Figura 4.5** – Composição do ARM

**Fonte:** Próprio autor.

No caso do ARC, Figura 4.4, o material de análise foi constituído basicamente por 82,09% de Concreto/Argamassa; 16,18% de Pedra; 0,9% de Cerâmica e 0,51% de Cerâmica Polida. Em contrapartida, essa composição se alterou significativamente ao analisar o ARM, pois ele foi formado por 58,87% de Concreto/Argamassa; 25,42% de Pedra; 8,51% de Cerâmica e 6,59% de Cerâmica Polida.

Ao aplicar os requisitos da ABNT NBR 15116:2004, concluiu-se que ambos os agregados reciclados atenderam a classificação a qual foi dada previamente. O ARC possuiu uma quantidade, em massa, de fragmentos à base de cimento Portland e rochas igual a 98,27% (superior a 90% exigido pela norma) ao passo que o ARM, 84,29%. Este último valor é inferior a 90%, que é o parâmetro estabelecido pela normatização para classificá-lo como agregado de resíduo misto.

Conforme foi visto no capítulo 2, com a atualização da ABNT NBR 15116 em 2021, os agregados reciclados passaram a ser classificados de três formas: ARCI, ARCO e ARM. Uma vez que essa classificação é pautada em sua composição, o Anexo A da versão atual da norma traz um procedimento similar ao descrito em Zordan (1997) que permite definir a sua composição com base em uma análise visual, separando manualmente o agregado graúdo em quatro grupos:

- a) **Grupo 1:** fragmentos que apresentam pasta de cimento endurecida em mais de 50% do seu volume;
- b) **Grupo 2:** fragmentos constituídos por rocha em mais de 50 % do seu volume;

c) **Grupo 3:** fragmentos de cerâmica vermelha, com superfície não esmaltada, em mais de 50 % do seu volume;

d) **Grupo 4:** materiais indesejáveis, tais como madeiras, plásticos, betumes, vidros, cerâmica branca esmaltada, gesso e outros.

Com base nas Figuras 4.4 e 4.5, observa-se que ambos os agregados reciclados seriam classificados como ARCI de acordo com a norma atual, uma vez que o teor de cerâmica não polida foi inferior a 10%. Apesar disso, conforme já discutido, como os ensaios de caracterização dos AR foram realizados em 2019, antes da publicação da nova versão da NBR 15116, será utilizada como nomenclatura: ARC e ARM.

O uso de agregados na produção de concreto, sejam eles provenientes de jazidas naturais ou não, requer a determinação de propriedades específicas. Aquelas avaliadas para os agregados naturais e reciclados utilizados nos concretos desta tese estão descritas no Quadro 4.2. Cabe destacar que nesse quadro estão elencadas as normas dos ensaios de caracterização vigentes em 2019, bem como suas versões atuais (se aplicável).

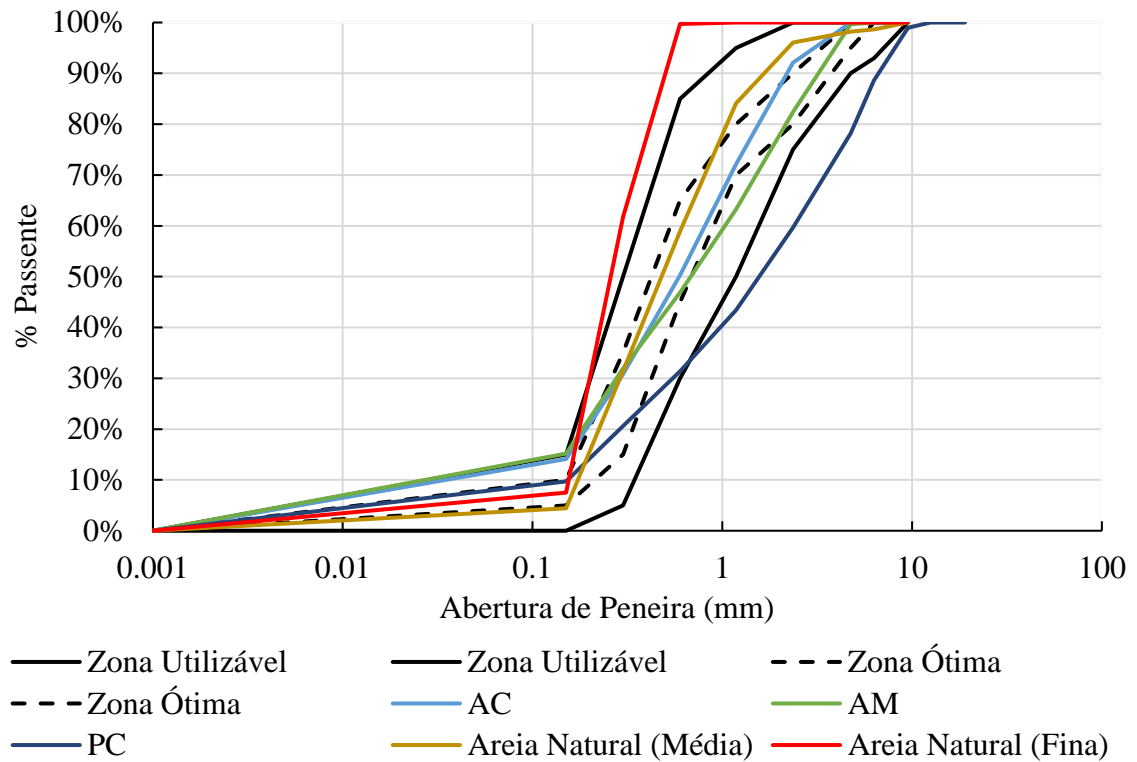
**Quadro 4.2** – Propriedades avaliadas dos agregados

Propriedade	Norma utilizada em 2019	Norma atual
Distribuição granulométrica	ABNT NBR NM 248:2003	-
Índice de Forma (agregado graúdo)	ABNT NBR 7809:2019	-
Massa específica e absorção de água dos agregados miúdos	ABNT NBR NM 53:2009	ABNT NBR 16916:2021
Massa específica e absorção de água dos agregados graúdos	ABNT NBR NM 52:2009	ABNT NBR 16917:2021
Massa unitária	ABNT NBR NM 45:2006	ABNT NBR 16972:2021
Teor de material fino passante na peneira 75 µm (pulverulento)	ABNT NBR NM 46:2001	-
Teor de partículas leves	ABNT NBR 9936:2013	-
Torrão de argila	ABNT NBR 7218:2010	-

**Fonte:** Próprio autor.

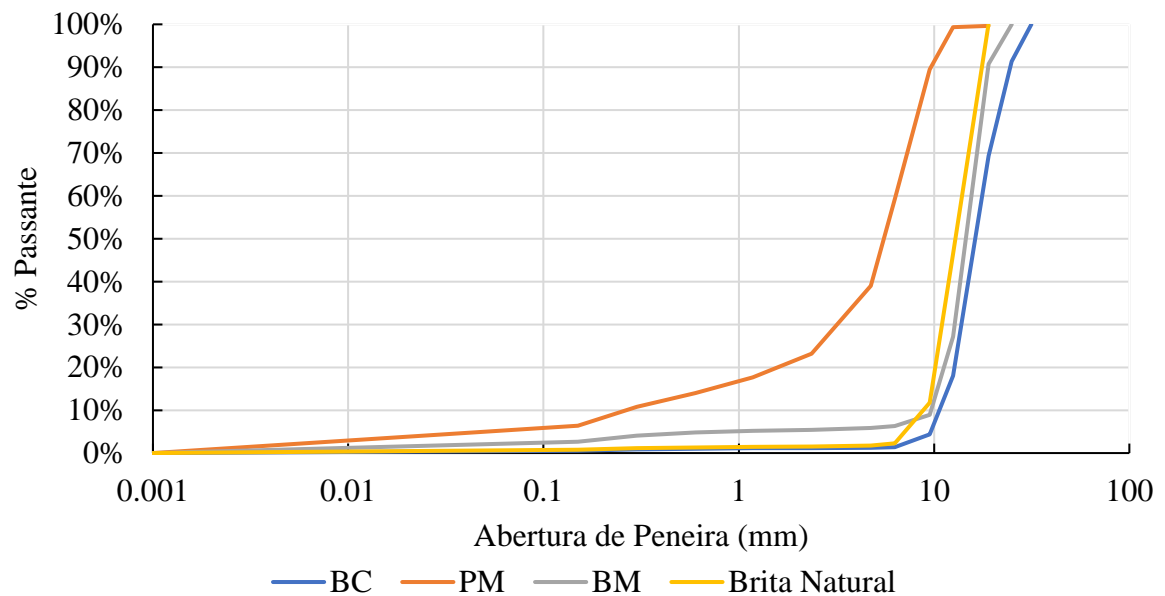
A distribuição granulométrica de um material é uma propriedade física importante quando se deseja empregar o conceito de empacotamento de partículas em dosagens de concreto, pois possibilita obter a fração percentual retida de grãos em cada abertura de peneira, tornando possível a otimização da mistura. As curvas granulométricas dos agregados miúdos e graúdos estão reproduzidas nas Figuras 4.6 e 4.7, respectivamente.

**Figura 4.6 – Distribuição granulométrica dos agregados miúdos**



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.7 – Distribuição granulométrica dos agregados graúdos**



**Fonte:** Próprio autor.

Com relação à Figura 4.6, é possível verificar que a curva granulométrica das areias se encaixou entre os limites definidos pela ABNT NBR 7211:2009 para a zona utilizável, com

exceção da areia natural fina. Além disso, observa-se que a composição granulométrica das areias recicladas diferiu das areias naturais sobretudo pela presença considerável de finos.

Por outro lado, nessa mesma figura, está representada a distribuição dos grãos correspondente ao pedrisco PC. A princípio, esse material seria classificado como um agregado graúdo, porém, ao observar a porcentagem passante dos grãos em cada abertura de peneira, notou-se que 78% do material ultrapassou a peneira de 4,75 mm, caracterizando-o como agregado miúdo. No entanto, a distribuição granulométrica dos grãos desse pedrisco não se adequou às zonas indicadas, mais especificamente, a partir das aberturas de peneira superiores a 1,18 mm. O fato desse material não se situar ao menos na zona utilizável prevista pela ABNT NBR 7211:2009, não inviabilizou seu uso, conforme indicado no item 5.1.1 desse código normativo.

Com relação aos agregados graúdos, Figura 4.7, as britas recicladas apresentaram uma distribuição granulométrica similar à brita natural, isto é, uniforme, em razão das partículas apresentarem aproximadamente a mesma dimensão. Em contrapartida, as curvas granulométricas das areias e dos pedriscos foram consideradas como contínuas.

Sobre o pedrisco PM, apesar de ter sido considerado um agregado graúdo, teve cerca de 40% de material passante na peneira de 4,75 mm. Dessa forma, ele apresentou um comportamento intermediário entre agregado miúdo e agregado graúdo, de modo que na determinação de suas propriedades, que será vista logo adiante, o material foi separado nessas duas frações e ensaiado de acordo com as normas próprias para cada caso. Assim, o cálculo de suas propriedades se deu a partir de uma média ponderada, por meio da Equação 4.1. Em relação ao pedrisco PC, como discutido anteriormente, mais de 75% dos seus grãos passaram na peneira de abertura de 4,75 mm. Por esta razão, para esse agregado, foram empregados todos os ensaios de caracterização designados para frações miúdas.

$$PROPRIEDADE = 0,61(Ag. Graúdo) + 0,39(Ag. Miúdo) \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Os valores encontrados para cada propriedade descrita no Quadro 4.2 estão apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2 para os agregados miúdos e graúdos, respectivamente. Nota-se, primeiramente, que as areias recicladas apresentaram um módulo de finura próximo ao da areia média e superior ao da areia fina. No caso das britas, BC apresentou o maior módulo de finura em comparação com as demais, enquanto a brita natural e a brita BM tiveram praticamente o mesmo valor.

**Tabela 4.1** – Propriedades dos agregados miúdos

	AM	AC	PC	Areia Média <sup>1</sup>	Areia Fina <sup>1</sup>
Módulo de Finura	2,61	2,41	3,58	2,40	1,20
DMC <sup>2</sup>	4,75 mm	4,75 mm	9,5 mm	2,36 mm	0,60 mm
Pulverulento	12,71%	7,93%	9,65%	0,81%	1,16%
Torrões de Argila	4,98%	3,72%	4,84%	1,62%	----
Partículas Leves	0,13%	0,41%	0,26%	0,02%	0,13%
Absorção de água	9,41%	11,80%	13,48%	0,63%	0,15%
Massa Específica <sup>3</sup>	2,00 g/cm <sup>3</sup>	1,91 g/cm <sup>3</sup>	1,87 g/cm <sup>3</sup>	2,57 g/cm <sup>3</sup>	2,58 g/cm <sup>3</sup>
Massa Unitária <sup>4</sup>	1,39 g/cm <sup>3</sup>	1,31 g/cm <sup>3</sup>	1,29 g/cm <sup>3</sup>	1,50 g/cm <sup>3</sup>	1,56 g/cm <sup>3</sup>

<sup>1</sup>Areias naturais<sup>2</sup>DMC: Diâmetro Máximo Característico<sup>3</sup>Condição seca<sup>4</sup>Estado compactado**Fonte:** Próprio autor.**Tabela 4.2** – Propriedades dos agregados graúdos utilizados

	PM	BM	BC	Brita (Natural)
Módulo de Finura	5,00	6,72	7,29	6,60
DMC <sup>1</sup>	12,5 mm	25 mm	25 mm	19 mm
Índice de Forma	----	2,27	2,41	2,60
Pulverulento	4,80%	1,09%	1,05%	0,35%
Torrões de Argila	4,5%	2,91%	1,32%	0,69%
Partículas Leves	0,15%	0,23%	0,21%	0,01%
Absorção de água	8,09%	7,31%	5,57%	1,64%
Massa Específica <sup>2</sup>	2,39 g/cm <sup>3</sup>	2,58 g/cm <sup>3</sup>	2,63 g/cm <sup>3</sup>	2,96 g/cm <sup>3</sup>
Massa Unitária <sup>3</sup>	1,38 g/cm <sup>3</sup>	1,31 g/cm <sup>3</sup>	1,37 g/cm <sup>3</sup>	1,50 g/cm <sup>3</sup>

<sup>1</sup>DMC: Diâmetro Máximo Característico<sup>2</sup>Condição seca<sup>3</sup>Estado compactado**Fonte:** Próprio autor.

De maneira geral, percebe-se que os AR exibiram um teor de material pulverulento muito superior aos agregados naturais. Tal fato pode ser justificado em razão do processo produtivo (britagem) dos reciclados que gera partículas com microfissuras, tornando os

agregados mais instáveis e frágeis o que acaba promovendo uma grande formação de finos (BRAVO *et al.*, 2015a, 2015b). De acordo com Neville (2016), embora grãos finos sejam importantes para o empacotamento de partículas, deve-se tomar cuidado, pois eles demandam maior quantidade de água para atender a uma boa trabalhabilidade, o que pode afetar as propriedades mecânicas.

Além disso, por meio das Tabelas 4.1 e 4.2, nota-se que a absorção de água dos agregados reciclados foi superior em comparação aos agregados naturais, o que pode ser justificado pela alta porosidade desses materiais e pelo elevado teor de finos detectado em sua composição granulométrica. De acordo com Butler, West e Tighe (2011), a argamassa aderida ao agregado reciclado é a principal responsável por sua elevada absorção de água, tendo em vista a sua alta fissuração. Por outro lado, destaca-se que, com exceção da brita BC, houve uma maior absorção de água dos ARC comparado com os ARM.

Sobre o teor de torrões de argila e de partículas leves, uma vez que os AR apresentaram uma composição diversa, o valor de suas propriedades foi maior em relação aos AN. Finalmente, menciona-se que os agregados reciclados apresentaram massas específica e unitária inferiores em comparação com aqueles do tipo natural. A natureza porosa do agregado reciclado e o seu formato mais irregular contribuíram para que o mesmo fosse menos denso (BRAVO *et al.*, 2015a, 2015b). De forma complementar, cita-se que os ARC (com exceção da brita BC) se mostraram menos densos que o ARM, tendo em vista que esses agregados foram mais porosos, o que foi constatado pela sua alta absorção.

A ABNT NBR 15116:2021 apresenta os limites recomendados de algumas propriedades para que os agregados reciclados possam ser utilizados em concretos. O teor de argila tem que ser menor que 3%, o teor de finos (pulverulento) precisa ser inferior a 10% e a absorção de água para agregados do tipo ARCI e ARM deve ser menor que 12%. Como pode ser visto nas Tabelas 4.1 e 4.2, alguns dos AR não atenderam a essas recomendações normativas, porém a nível de pesquisa eles serão testados e avaliados na produção dos concretos.

### **4.1.3 Aditivo Químico**

Nos concretos de referência foi utilizado o aditivo plastificante MIRA-94, ao passo que nos CCAR, por serem menos trabalháveis em função da alta absorção de água e do elevado teor de finos dos agregados reciclados, foi empregado o aditivo superplastificante ADVA CAST 525 à base de policarboxilatos, mais eficiente para a função desejada. O Quadro 4.3 traz as

características gerais dos dois aditivos, as quais podem ser encontradas nas fichas técnicas do fabricante, GCP APPLIED TECHNOLOGIES (2018a, 2018b).

**Quadro 4.3** – Características gerais dos aditivos químicos

	<b>MIRA -94</b>	<b>ADVA CAST 525</b>
<b>Uso</b>	Atua como dispersante e promove uma melhoria nas resistências finais. Usado, especialmente, em cimentos com alto teor de adições	Empregados em concretos, no geral, proporcionando redução da demanda de água e resistências iniciais consideráveis
<b>Cor</b>	Líquido de cor marrom escuro	Líquido de cor alaranjada
<b>Quantidade Recomendada</b>	0,5 a 1,0%	0,4 a 1,2%
<b>Massa específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,160 - 1,220	1,040 - 1,060

**Fonte:** Próprio autor.

#### 4.2 PROCEDIMENTO DE MISTURA

Um dos grandes desafios quando se utilizam agregados reciclados na produção de concretos é o controle de sua absorção de água. De acordo com Belin *et al.* (2014), Joseph *et al.* (2015) e Quattrone *et al.* (2016), essa característica pode modificar a trabalhabilidade das misturas, bem como suas propriedades mecânicas. A aplicação da técnica de empacotamento de partículas não pode ser empregada sem a consideração da alta absorção dos agregados reciclados durante a produção dos concretos (AMARIO *et al.*, 2017; ANDRADE *et al.*, 2020). No caso do modelo de empacotamento de Alfred, os materiais são otimizados na condição seca. Logo, é necessário aplicar metodologias que minimizem a alta absorção de água dos AR e reduzam os efeitos prejudiciais aos concretos.

Considerando o exposto, estudos têm sugerido a pré-molhagem dos agregados reciclados na tentativa de corrigir ou minimizar sua alta absorção de água (HANSEN, 1986; GONZÁLEZ *et al.*, 2013). Além disso, a ABNT NBR 15116:2021 também recomenda a pré-molhagem de agregados miúdos e graúdos para ajustar as propriedades reológicas do concreto, como trabalhabilidade, consistência e perda de abatimento, conforme discutido no capítulo 2.

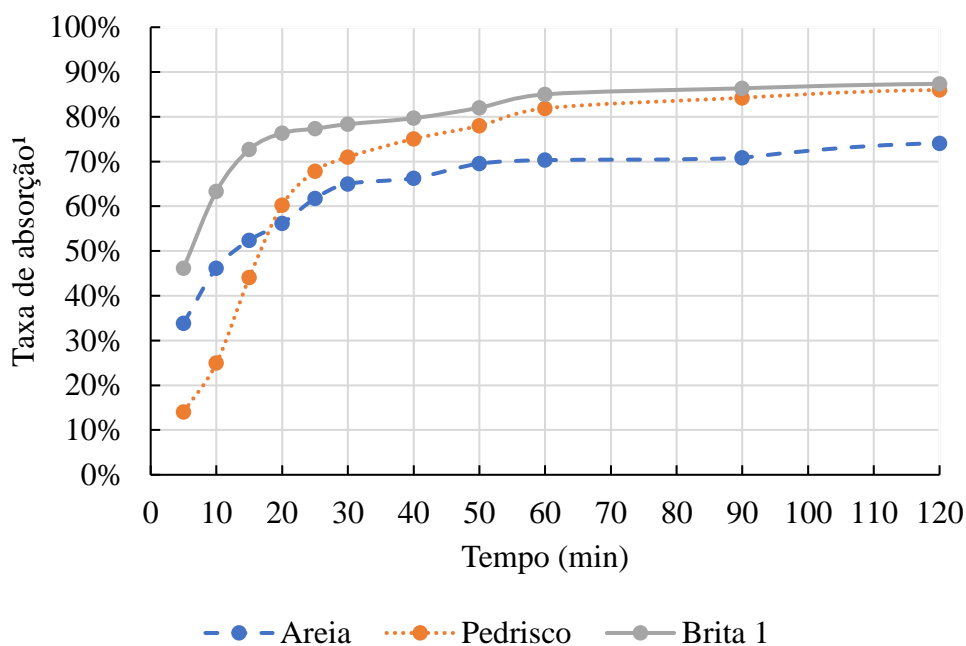
Nesse sentido, conhecer a capacidade de absorção de água dos agregados reciclados ao longo de 24 horas ajuda a definir o teor de água a ser adicionado na etapa de pré-molhagem

(AMARIO *et al.*, 2017). As Figuras 4.8 e 4.9 trazem a evolução da taxa de absorção de água ao longo do tempo para os ARM e os ARC, respectivamente, para duas horas de ensaio. Este procedimento seguiu a metodologia descrita em Leite (2001).

Observa-se que, independentemente do tipo de agregado utilizado, ARC ou ARM, os reciclados absorveram mais de 50% da massa total de água esperada para 24 horas em menos de 60 minutos, chegando por vezes a valores superiores a 80%. Com base nessas informações, a água adicionada na pré-molhagem correspondeu à porcentagem da taxa de absorção de água para 10 minutos de ensaio, conforme realizado em Leite (2001) e em González *et al.* (2013).

Além disso, os agregados foram pré-umedecidos antes de misturar todos os materiais granulares durante 10 minutos. Esse tempo foi considerado suficiente para evitar um longo processo de produção e excesso de água na mistura do concreto, o que poderia levar a baixos valores de resistência mecânica. A Tabela 4.3 apresenta as porcentagens relativas à taxa de absorção dos agregados reciclados para o tempo de 10 minutos.

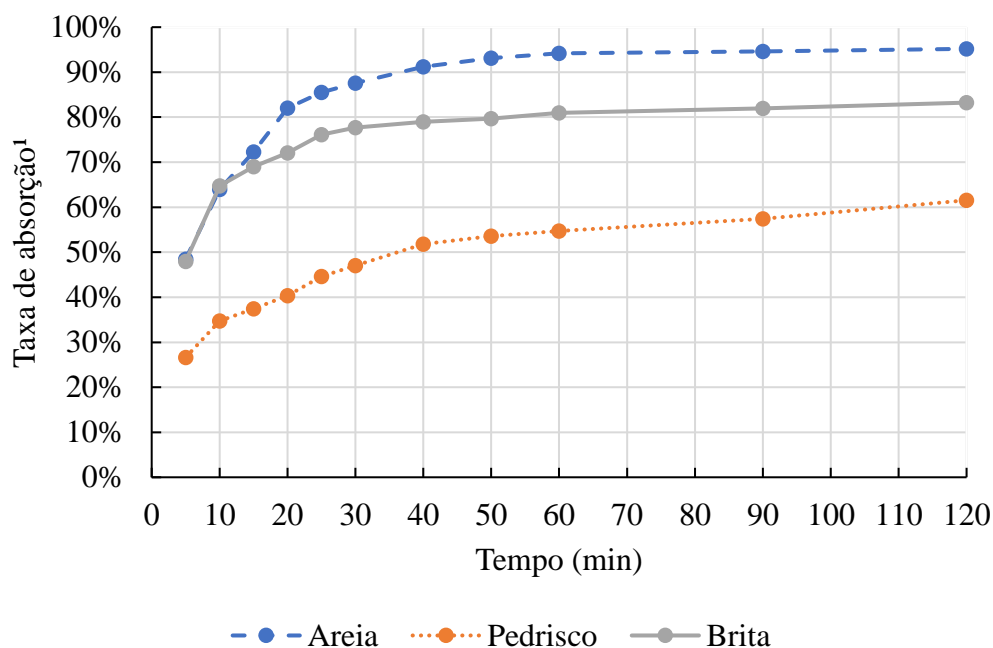
**Figura 4.8** – Taxa de absorção de água para os ARC



<sup>1</sup>Razão entre a quantidade de água absorvida em um instante e a quantidade de água absorvida em 24 horas (em porcentagem).

**Fonte:** Próprio autor.



**Figura 4.9**– Taxa de absorção de água para os ARM

<sup>1</sup>Razão entre a quantidade de água absorvida em um instante e a quantidade de água absorvida em 24 horas (em porcentagem).

**Fonte:** Próprio autor.

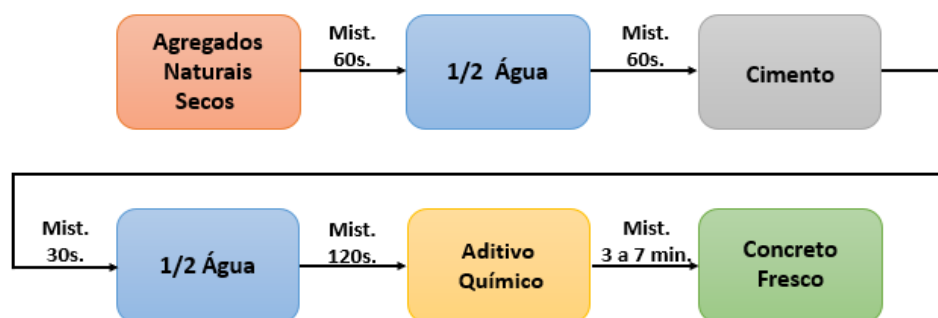
**Tabela 4.3** – Taxa de absorção dos agregados reciclados para o instante de 10 minutos

Agregado	ARC	ARM
<b>Areia</b>	46,2%	72,3%
<b>Pedrisco</b>	25,0%	37,4%
<b>Brita</b>	63,3%	69,0%

**Fonte:** Próprio autor.

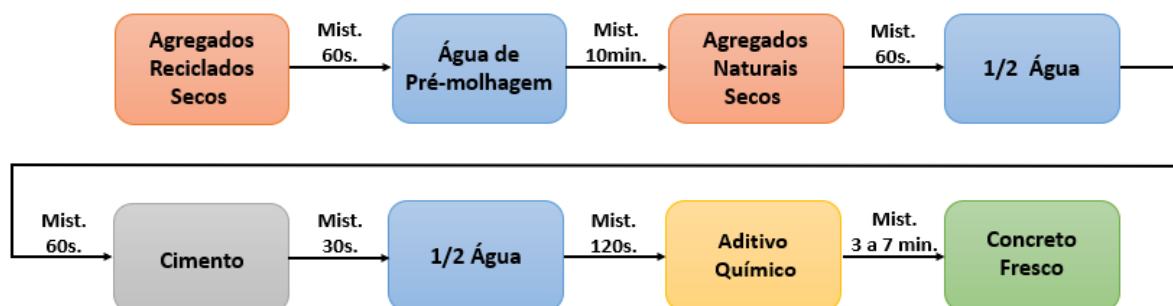
Com relação à ordem de mistura dos materiais durante o processo de produção dos concretos, adotou-se a metodologia proposta por Tam, Gao e Tam (2005), a qual foi detalhada no capítulo 2. Nesse método, o concreto recebe a água em dois momentos distintos durante a sua produção: o primeiro, após a mistura dos agregados secos; e o segundo, após a adição do cimento. A Figura 4.10 traz o procedimento de mistura do concreto convencional desta tese. Para a produção dos CCAR, este procedimento foi modificado (Figura 4.11), sendo a água adicionada em três momentos distintos, particularmente em função da pré-molhagem dos AR, a qual não foi contemplada por Tam, Gao e Tam (2005).

**Figura 4.10** – Esquema de mistura dos componentes do concreto de referência



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.11** – Esquema de mistura dos componentes dos concretos reciclados



**Fonte:** Próprio autor.

Inicialmente, os AR secos foram misturados por 10 min com a água de pré-molhagem. Em seguida, os agregados naturais foram inseridos na betoneira, caso estivessem presentes na composição do traço. Nesse momento, metade da água de amassamento foi adicionada e o processo de mistura teve duração de 60 s. A partir disso, o cimento foi incorporado aos agregados úmidos e após 30 s, o restante da água de amassamento foi acrescentado. Depois de 2 min de mistura, o aditivo redutor de água foi inserido para controle do abatimento (*slump*).

O tempo de atuação do aditivo variou de 3 a 7 min, atendendo as informações dos fabricantes. Foi fixado um abatimento igual a  $(120 \pm 20)$  mm, pois nesse intervalo o concreto é fácil de ser lançado, adensado e moldado, principalmente para estruturas convencionais. O ensaio de abatimento de tronco de cone foi realizado de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 16889:2020.

### 4.3 DOSAGEM DOS CONCRETOS

Definiu-se inicialmente um concreto de referência, constituído somente por agregados naturais, com teor de argamassa seca de 53%, teor de água/materiais secos de 8,5% e um

abatimento de  $(120 \pm 20)$  mm, a partir da metodologia tradicional de dosagem (método IPT/EPUSP), cuja resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) fosse igual a 30 MPa (classe C30). A composição detalhada do concreto de referência se encontra na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4** - Consumo teórico de materiais para o concreto de referência

<b>Traço em Massa</b>	<b>1: 2,14 : 2,79 : 0,50</b>
Consumo de materiais (kg/m <sup>3</sup> de concreto)	
Cimento	381
Areia Média	489
Areia Fina	326
Brita	1063
Água	190
Aditivo químico (MIRA-94)	0,76

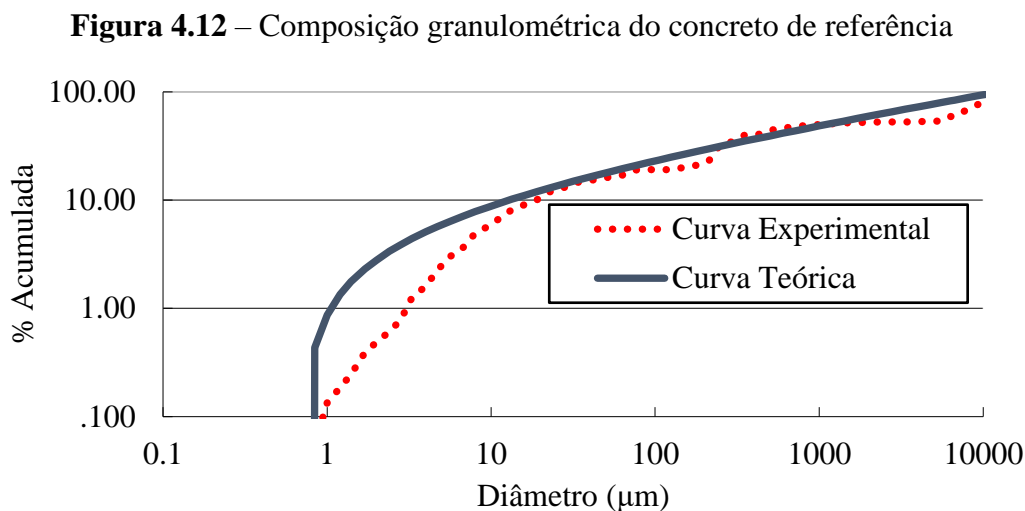
**Fonte:** Próprio autor.

Após a validação do traço de referência, iniciou-se o estudo do empacotamento de partículas com o emprego do Modelo de Alfred. Esse método de dosagem foi empregado para a produção dos CCAR, pois poucos trabalhos utilizaram essa metodologia para confecção desse material com função de revestimento de vigas mistas, como pôde ser visto no capítulo 3. Logo, o foco deste estudo voltou-se ao impacto do EP nas propriedades dos concretos com agregados reciclados nos estados fresco e endurecido.

Para o emprego do Modelo de Alfred, foi determinado o parâmetro  $q$ , que corresponde ao coeficiente de distribuição granulométrica da mistura. Essa grandeza depende da composição do traço de referência e da distribuição granulométrica dos materiais constituintes. Neste trabalho foi utilizada a razão entre aberturas de peneiras sucessivas de  $\sqrt[4]{2}$  o que permitiu uma melhor caracterização da amostra.

Com base na distribuição granulométrica discreta dos componentes do concreto convencional, foi possível obter a curva de composição da mistura (também chamada de curva experimental). A partir da implementação do modelo de Alfred em planilhas eletrônicas, traçou-se a curva teórica (ou ideal) deste concreto, como mostrado na Figura 4.12. Essa curva teórica representa a quantidade ideal de material granular para cada peneira de modo que o concreto apresente o menor número de vazios, considerando um determinado coeficiente de distribuição. Em seguida, por meio de um processo iterativo de otimização, que visou maximizar o

coeficiente de correlação ( $R^2$ ) entre as curvas experimental e teórica, foi determinado o valor de  $q$  para o traço de referência.



**Fonte:** Próprio autor.

O parâmetro  $q$  e o coeficiente de correlação para o ajuste das curvas referente ao concreto de referência resultaram iguais a 0,25 e 0,962, respectivamente. Com base na Figura 4.12, nota-se que o valor do  $R^2$  se distanciou de 1 (intensidade máxima desta grandeza), principalmente pela baixa quantidade de materiais com diâmetros menores que 10  $\mu\text{m}$ .

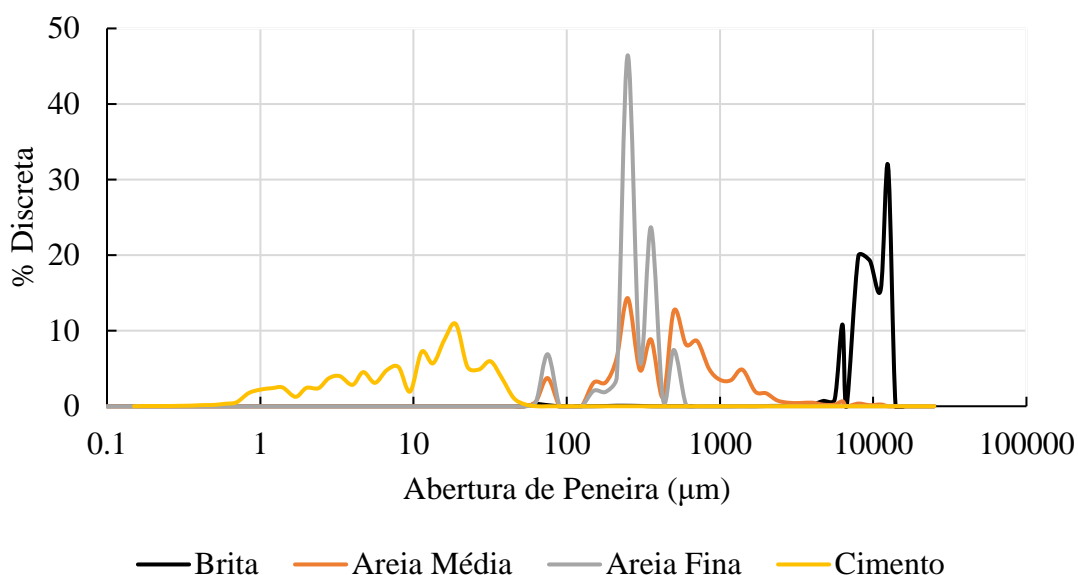
O valor encontrado para o parâmetro  $q$  está de acordo com o estudo desenvolvido em Lopes (2019) que analisou concretos com resistências características à compressão de 25, 40, 50 e 80 MPa, cujos valores de  $q$ , nesta ordem, foram iguais a 0,27, 0,23, 0,22 e 0,16. Seguindo a linha de tendência apresentada, o valor de  $q$  para o concreto de referência desta pesquisa, que possui  $f_{ck}$  de 30 MPa, está coerente.

Após o estudo do concreto convencional, buscou-se diminuir os espaços vazios presentes nessa mistura a partir da utilização de agregados reciclados, com base na aplicação do EP. Para isso, determinou-se a distribuição granulométrica discreta de todos os materiais granulares constituintes da mistura de referência (cimento e agregados) a fim de identificar as faixas granulométricas deficientes e, com isso, detectar a viabilidade em utilizar os AR para sanar essas deficiências na composição do concreto.

A Figura 4.13 traz a distribuição granulométrica discreta dos materiais utilizados no concreto convencional. Nota-se que algumas faixas granulométricas apresentam deficiência de grãos, como por exemplo: menor que 1  $\mu\text{m}$ , valores próximos a 100  $\mu\text{m}$ , entre 1000  $\mu\text{m}$  e 10000

$\mu\text{m}$  e maiores que  $10000 \mu\text{m}$ . A falta de grãos nesses intervalos dificulta a densificação da mistura o que torna necessário a adição de novos materiais para suprir essa carência.

**Figura 4.13**– Distribuição granulométrica discreta dos materiais granulares constituintes do concreto convencional

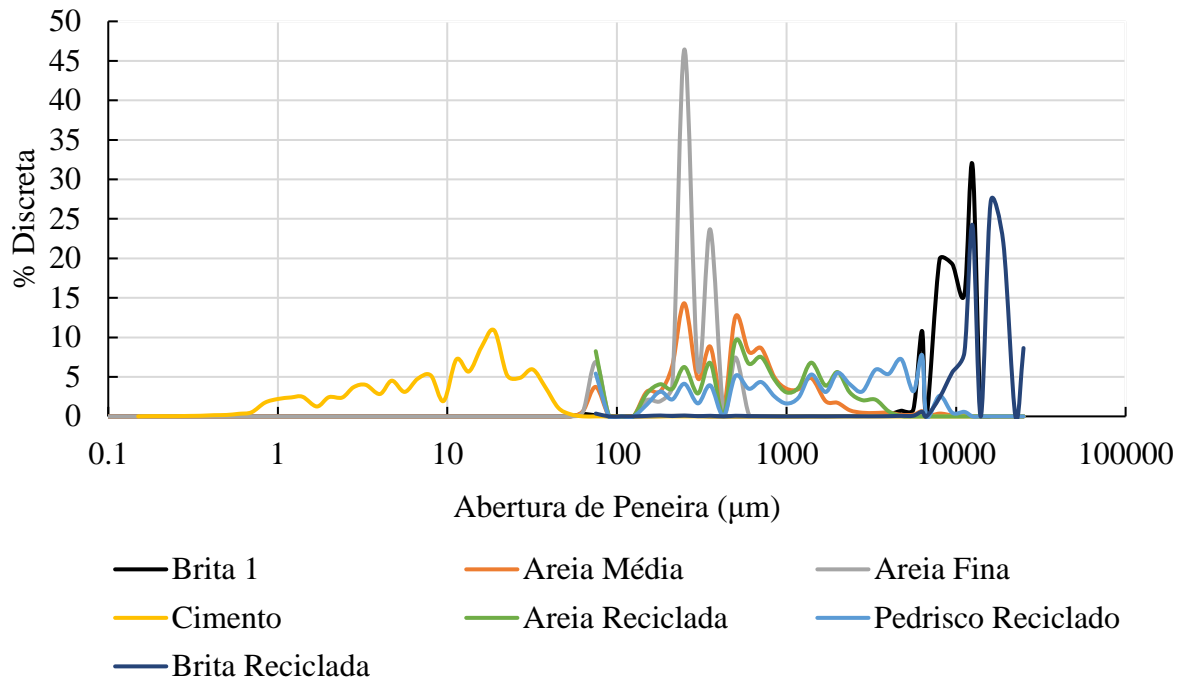


**Fonte:** Próprio autor.

As Figuras 4.14 e 4.15 trazem a distribuição granulométrica discreta dos ARC e ARM, respectivamente, associada à distribuição granulométrica dos componentes utilizados no concreto de referência. De acordo Lenz (2016), uma maior variedade de materiais para otimização de um traço de concreto aumenta as chances de se obter uma elevada redução dos vazios.

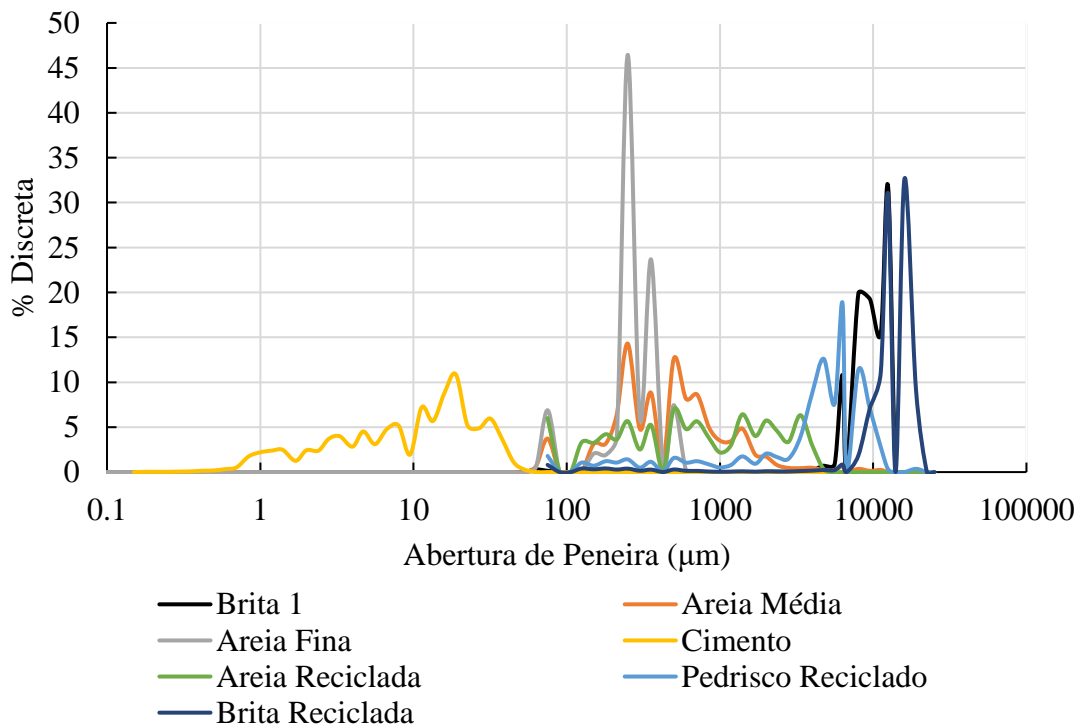
A partir das análises gráficas, nota-se que as areias AM e AC e os pedriscos PM e PC foram capazes de ocupar os vazios de tamanhos entre  $1000 \mu\text{m}$  e  $10000 \mu\text{m}$  do concreto de referência, ao passo que as britas BM e BC conseguiram suprir a lacuna existente nos interstícios superiores a  $10000 \mu\text{m}$ . Dessa forma, a análise visual das curvas de distribuição granulométrica discreta indicou a viabilidade do uso de agregados reciclados como material de preenchimento dos vazios da mistura de referência, podendo ser considerado na otimização da composição por meio do empacotamento de partículas.

**Figura 4.14**– Distribuição discreta dos materiais constituintes do concreto de referência associados aos ARC



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.15**– Distribuição discreta dos materiais constituintes do concreto de referência associados aos ARM



**Fonte:** Próprio autor.

Conforme já mencionado, o processo de otimização do concreto por meio do conceito de EP se deu a partir do uso de planilhas eletrônicas. Como dados de entrada, foi fornecida a distribuição granulométrica discreta dos novos materiais a serem inseridos na composição do concreto de referência, bem como o coeficiente de distribuição da mistura, que nesse caso foi o mesmo do concreto convencional ( $q = 0,25$ ). A partir disso, iniciou-se um processo iterativo de modo a obter a máxima densidade de empacotamento da mistura, sendo definidas as proporções, em massa, de cada material granular constituinte das misturas otimizadas.

O processo de otimização ocorreu da mesma maneira para os dois tipos de agregados reciclados, ARC e ARM. Conhecida a distribuição dos grãos, o traço de referência foi otimizado com os novos materiais de três formas distintas apresentadas a seguir: utilizando somente areia reciclada; utilizando somente agregados graúdos reciclados e utilizando os três materiais reciclados (areia, pedrisco e brita). Essa metodologia foi aplicada separadamente para cada tipo de AR, o que resultou na formação de mais seis traços de concreto. A nomenclatura dos traços definida nesta pesquisa se encontra disponível na Quadro 4.4.

**Quadro 4.4** – Nomenclatura dos traços de concreto produzidos

<b>Traço</b>	<b>Descrição</b>
C1	Concreto de referência
C2	Somente com areia reciclada (ARM)
C3	Somente com agregado graúdo reciclado (ARM)
C4	Agregados graúdo e miúdo (ARM)
C5	Somente com areia reciclada (ARC)
C6	Somente com agregado graúdo reciclado (ARC)
C7	Agregados graúdo e miúdo (ARC)

**Fonte:** Próprio autor.

A otimização processou os dados, gerando a curva granulométrica do modelo de Alfred (curva teórica). Ao mesmo tempo, a proporção de cada material foi ajustada até que o máximo coeficiente de correlação ( $R^2$ ) entre as curvas experimental e teórica fosse alcançado. O Apêndice A traz a representação dessas curvas oriundas do processo de otimização para cada um dos concretos.

A Tabela 4.5 indica a proporção, em massa, dos materiais granulares constituintes de cada um dos concretos, bem como o coeficiente de correlação entre as curvas obtidas quando

da aplicação do empacotamento de partículas. No que diz respeito à otimização dos traços de CCAR, é possível observar um melhor ajuste entre as curvas experimental e teórica quando comparadas ao concreto de referência, com base no  $R^2$  apresentado. O coeficiente de correlação resultou em valores superiores a 0,99 para a maioria das misturas otimizadas.

**Tabela 4.5** – Proporção, em massa, dos materiais constituintes dos concretos (%)

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
<b>Cimento</b>	16,86	16,25	16,33	15,17	13,20	12,79	13,86
<b>Areia Média</b>	21,65	-	27,81	-	-	44,32	-
<b>Areia Fina</b>	14,44	-	-	-	-	-	-
<b>Brita</b>	47,05	25,76	-	-	35,78	-	-
<b>AM</b>	-	57,99	-	39,14	-	-	-
<b>AC</b>	-	-	-	-	51,03	-	1,45
<b>PM</b>	-	-	38,90	25,47	-	-	-
<b>PC</b>	-	-	-	-	-	-	57,12
<b>BM</b>	-	-	16,97	20,23	-	-	-
<b>BC</b>	-	-	-	-	-	42,89	27,57
<b>R<sup>2</sup></b>	0,962	0,995	0,995	0,998	0,985	0,976	0,998

**Fonte:** Próprio autor.

Analisando individualmente cada traço, pode-se observar que as frações de AR adicionada à mistura foi capaz de substituir 100% das respectivas frações de AN, o que pode ser justificado pela distribuição granulométrica discreta desses materiais ser mais contínua. Além disso, diferentemente de Li *et al.* (2017), Pradhan, Kumar e Barai (2017), Sunayana e Barai (2017) e Andrade *et al.* (2020), este trabalho utilizou o cimento no processo de otimização das misturas de concreto. Ao fazer uso dessa abordagem, foi possível obter concretos com menores teores desse ligante devido à melhor distribuição e empacotamento dos agregados.

Por essa razão, o empacotamento de partículas proporcionou dois aspectos positivos do ponto de vista ambiental: uso integral de agregados reciclados para produção de concreto associado à redução do teor de cimento. Destaca-se que a maior diminuição do teor de cimento ocorreu nos traços em que houve substituição do agregado natural pelo ARC, ou seja, nas misturas C5, C6 e C7.



A partir da proporção dos materiais granulares dos concretos, apresentada na Tabela 4.5, foi possível determinar a composição das misturas. Para isso, primeiramente, o traço em massa de cada concreto foi definido, considerando os materiais secos (granulares). Em seguida, a relação  $a/c$  (água/cimento) foi calculada, por meio da Equação 4.2, levando em conta o teor de água/materiais secos ( $H$ ) constante e igual a 8,5% para todos os compósitos (valor igual ao utilizado para o concreto de referência).

$$H (\%) = \frac{a/c}{1 + m} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Na Equação 4.2, o número 1 representa a proporção do cimento no traço, igual a unidade, e  $m$  é a proporção de agregado total em relação ao ligante. Assim, os traços de concreto foram calculados e expressos no formato 1:  $a$ :  $p$ :  $b$ :  $x$ . Nessa expressão,  $a$  é a proporção de areia em relação ao cimento;  $p$  indica a proporção de pedrisco em relação ao cimento;  $b$  é a proporção de brita em relação ao cimento e  $x$  representa a relação  $a/c$ . Todos esses parâmetros foram calculados em massa.

Com base nas massas específicas do cimento e dos agregados (subitem 4.1), o consumo teórico do ligante foi determinado por meio da Equação 4.3. A partir desse valor, automaticamente o consumo dos outros materiais constituintes foi obtido considerando o traço de concreto, em massa, encontrado na etapa anterior.

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{a}{\gamma_{areia}} + \frac{p}{\gamma_{pedrisco}} + \frac{b}{\gamma_{brita}} + x} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Na Equação 4.3,  $C$  é consumo teórico de cimento ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $\gamma_{cim}$  indica massa específica do cimento ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ),  $\gamma_{areia}$  representa a massa específica da areia ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ),  $\gamma_{pedrisco}$  é a massa específica do pedrisco ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ) e  $\gamma_{brita}$  indica a massa específica da brita ( $\text{kg}/\text{dm}^3$ ).

A Tabela 4.6 traz o consumo teórico dos materiais integrantes de cada mistura de concreto. Observa-se que a relação  $a/c$  dos concretos otimizados foi superior ao encontrado para o concreto convencional (0,50). Isso porque o consumo de cimento reduziu quando da otimização das misturas, enquanto o valor de  $H$  (%) se manteve constante. Os concretos com ARC apresentaram os maiores valores para essa grandeza, obtendo relações  $a/c$  de até 0,66 (traço C6), ao passo que para os concretos com ARM, a maior relação  $a/c$  ocorreu para o concreto C4, com valor igual a 0,56.

**Tabela 4.6** – Consumo teórico de materiais (kg/m<sup>3</sup>)

	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>	<b>C6</b>	<b>C7</b>
<b>Cimento</b>	381	366	370	325	311	297	309
<b>Areia Média</b>	489	-	630	-	-	1030	-
<b>Areia Fina</b>	326	-	-	-	-	-	-
<b>Brita</b>	1063	580	-	-	843	-	-
<b>AM</b>	-	1306	-	840	-	-	-
<b>AC</b>	-	-	-	-	1203	-	32
<b>PM</b>	-	-	881	547	-	-	-
<b>PC</b>	-	-	-	-	-	-	1274
<b>BM</b>	-	-	384	434	-	-	-
<b>BC</b>	-	-	-	-	-	996	615
<b>Água</b>	190	191	192	183	200	197	190
<b>a/c</b>	0,50	0,52	0,52	0,56	0,64	0,66	0,61

**Fonte:** Próprio autor.

Grande parte das pesquisas científicas, seja utilizando o empacotamento de partículas ou a substituição volumétrica dos agregados naturais pelos reciclados em porcentagens fixas pré-definidas, costuma fixar a relação a/c para produção dos CCAR, conforme discutido no capítulo 2, o que difere da pesquisa aqui apresentada. Este fato associado a inclusão do cimento na aplicação do EP representam a grande diferença entre este trabalho e aqueles encontrados no meio científico, o que acaba impactando diretamente as características dos concretos produzidos.

#### 4.4 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NOS ESTADOS FRESCO E ENDURECIDO

Definidos os traços de concreto, suas propriedades foram avaliadas tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. No estado fresco, analisou-se a trabalhabilidade dos concretos por meio do ensaio de abatimento do troco de cone, seguindo as orientações da ABNT NBR 16889:2020, bem como a massa específica de acordo com a ABNT NBR 9833:2008. Com relação às propriedades no estado endurecido, o Quadro 4.5 apresenta os ensaios de caracterização dos concretos e a quantidade e o tipo de corpos de prova para a sua realização. Com exceção do ensaio para obtenção da resistência à compressão e dos módulos de

elasticidade estático e dinâmico, as idades de estudo dos demais experimentos foram 28 e 91 dias.

**Quadro 4.5** – Ensaio de caracterização dos concretos no estado endurecido

Propriedade	Código Normativo	Quantidade de CPs <sup>1</sup> por idade	Dimensões (mm)
Resistência à compressão	ABNT NBR 5739:2018	5	C: 100 x 200 <sup>2</sup>
Módulo de elasticidade estático	ABNT NBR 8522-1:2021	3	C: 100 x 200 <sup>2</sup>
Resistência à tração por compressão diametral	ABNT NBR 7222:2011	3	C: 100 x 200 <sup>2</sup>
Resistência à tração na flexão	ABNT NBR 12142:2010	3	P: 150 x 150 x 500 <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade dinâmico	ASTM E 1876:2021	3	P: 150 x 150 x 500 <sup>3</sup>
Massa específica, absorção de água por imersão e índice de vazios	ABNT NBR 9778:2009	3	C: 100 x 200 <sup>2</sup>
Absorção de água por capilaridade	ABNT NBR 9779:2012	3	C: 100 x 200 <sup>2</sup>
Velocidade do pulso ultrassônico	ABNT NBR 8802:2019	3	P: 150 x 150 x 500 <sup>3</sup>

<sup>1</sup>CPs = corpos de prova

<sup>2</sup>C = corpo de prova cilíndrico

<sup>3</sup>P = corpo de prova prismático

**Fonte:** Próprio autor.

A idade de 28 dias foi adotada, pois corresponde àquela comumente utilizada em projeto para fins de dimensionamento. Em relação à idade de 91 dias, ela foi contemplada para avaliar as propriedades dos concretos em idades mais avançadas, principalmente porque (1) esse material foi preparado com um cimento composto por escória, uma adição mineral que reage lentamente e, assim, formando produtos de hidratação tardios; (2) o concreto foi produzido com agregados não convencionais, isto é, agregados reciclados, o que torna importante conhecer o comportamento desse material ao longo do tempo.

A resistência à compressão foi avaliada nas idades de 7, 14, 28 e 91 dias. Em relação ao módulo de elasticidade estático, essa propriedade foi calculada a partir do diagrama tensão *versus* deformação dos concretos somente aos 28 dias de idade, ao passo que o módulo de

elasticidade dinâmico, por ser um ensaio não destrutivo, foi feito o acompanhamento da sua evolução em 1, 3, 7, 14, 28, 56, 70 e 91 dias.

Após a realização dos ensaios para determinação das propriedades nos estados fresco e endurecido, os resultados experimentais passaram por uma análise estatística, a partir do cálculo da média, desvio padrão e coeficiente de variação. Esta última grandeza é definida como o desvio padrão expresso como uma porcentagem da média e é utilizada como uma medida de variabilidade dos dados.

Em seguida, os resultados foram avaliados pelo critério de *Chauvenet* que visa o descarte de valores duvidosos e permite verificar a homogeneidade dos dados obtidos. Logo após, realizou-se uma análise de variância (ANOVA) de modo a verificar se a utilização dos AR na produção dos concretos trouxe um efeito significativo em uma dada propriedade quando comparada com aquela referente ao concreto de referência. Dessa forma, o teste indicou se os concretos apresentaram diferenças significativas ou não para o nível de confiança de 95%. Nos casos em que foram detectadas tais diferenças, foi aplicado o teste de Tukey que permitiu identificar se duas amostras (ou concretos) eram significativamente diferentes entre si quanto a uma determinada propriedade.

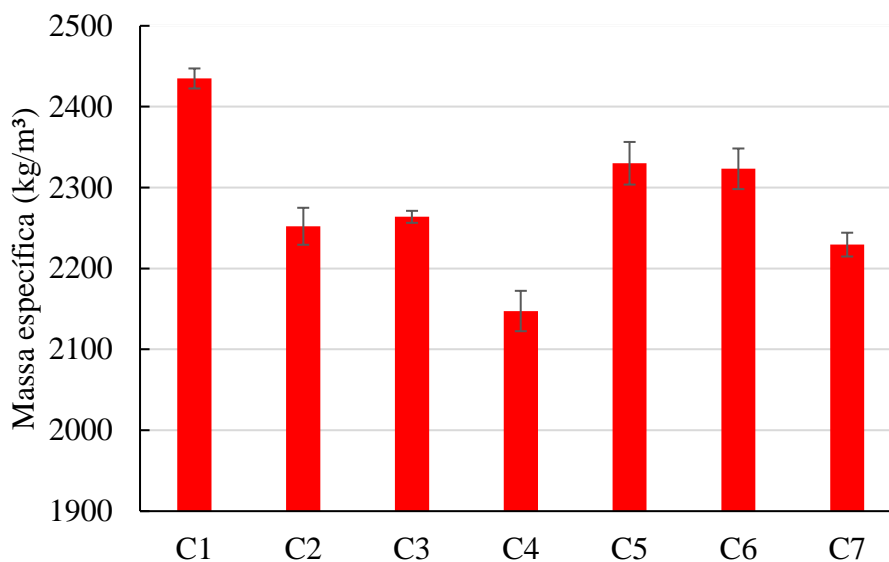
#### **4.4.1 Propriedades no estado fresco**

O estado fresco é caracterizado pelo momento em que o concreto permanece plástico. As características de maior importância para essa condição são: massa específica, consistência, homogeneidade e coesão, sendo esses três últimos atributos contemplados pela trabalhabilidade. Em relação à massa específica dos concretos, foram realizadas leituras em três diferentes corpos de prova para obtenção de uma medida mais precisa. Os resultados são apresentados na Figura 4.16. Nota-se que a massa específica dos CCAR foi inferior à do concreto de referência. Esta diminuição decorre da menor densidade e da maior porosidade dos AR, conforme discutido no item 4.1.2.

Outro aspecto importante refere-se a maior redução da massa específica para os concretos com ARM. Comparando as misturas C3 e C6, por exemplo, ambas constituídas por 100% de agregados graúdos reciclados, nota-se que o concreto C6 apresentou massa específica mais elevada. Isso pode estar associado a maior densidade da brita BC em comparação ao pedrisco PM e à brita BM. No que diz respeito aos concretos constituídos pela fração fina reciclada (C2, C4, C5 e C7), embora o ARM miúdo tenha sido mais denso, acredita-se que o

EP tenha proporcionado misturas de concreto com ARC mais compactas, ou seja, com maior massa específica.

**Figura 4.16** – Massa específica dos concretos no estado fresco



**Fonte:** Próprio autor.

De modo verificar a homogeneidade desses resultados, foram calculados o coeficiente de variação e aplicado o critério de *Chauvenet*, conforme apresentado no Apêndice B. Em todos os casos, o coeficiente de variação foi inferior a 1,5%. Além disso, sobre o critério de *Chauvenet*, nenhuma medição precisou ser descartada, indicando uma boa homogeneidade dos resultados encontrados.

A partir da determinação da massa específica do concreto no estado fresco,  $\gamma_{concreto}$ , foi possível calcular o consumo real dos materiais para cada traço de concreto, de modo a contemplar suas especificidades. Primeiramente, com base na Equação 4.4, foi calculado o consumo real de cimento ( $C_R$ ). A partir desse valor, o consumo dos demais materiais constituintes foi obtido considerando o traço do concreto em massa. A Tabela 4.7 traz a composição real de todos os concretos.

$$C_R = \frac{\gamma_{concreto}}{1 + a + p + b + x} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), a trabalhabilidade é normalmente examinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone ou *slump test*, com base na ABNT NBR 16889:2020, que mede a consistência da mistura. Conforme pode ser visto na Tabela 4.7, para

a obtenção do abatimento de  $(120 \pm 20)$  mm, foi necessária a utilização de aditivos redutores de água.

**Tabela 4.7** – Consumo real de materiais (kg/m<sup>3</sup>)

	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>	<b>C6</b>	<b>C7</b>
<b>Cimento</b>	379	337	341	300	283	274	285
<b>Areia Média</b>	487	-	581	-	-	949	-
<b>Areia Fina</b>	324	-	-	-	-	-	-
<b>Brita</b>	1057	534	-	-	767	-	-
<b>AM</b>	-	1203	-	774	-	-	-
<b>AC</b>	-	-	-	-	1094	-	30
<b>PM</b>	-	-	812	504	-	-	-
<b>PC</b>	-	-	-	-	-	-	1175
<b>BM</b>	-	-	354	400	-	-	-
<b>BC</b>	-	-	-	-	-	919	567
<b>Água</b>	190	175	177	168	181	180	174
<b>a/c</b>	0,50	0,52	0,52	0,56	0,64	0,66	0,61
<b>Aditivo</b>	0,76	5,01	2,39	4,51	5,66	2,20	8,55
<b>Abatimento (mm)</b>	135	125	110	130	105	105	60

**Fonte:** Próprio autor.

A quantidade de aditivo adicionada não foi igual para todas as misturas, devido à diferença entre a composição dos agregados reciclados, associado à especificidade de cada traço e ao uso de agregados miúdos e/ou graúdos. No caso do concreto de referência, foi utilizado um teor de 0,2% de aditivo plastificante, em relação à massa de cimento. Na produção dos CCAR, foi necessário alterar o tipo de aditivo, sendo empregado o aditivo superplastificante, chegando a teores de até 3,0%, em relação à massa de cimento.

Os traços de concreto com elevado teor de areia ou pedrisco reciclados (C2, C4, C5 e C7) necessitaram de uma maior quantidade de aditivo para atender a consistência desejada. Esses materiais, por serem compostos de um expressivo teor de finos e uma alta absorção de água (Tabelas 4.2 e 4.3), tenderam a retirar parte da água da mistura, mesmo realizando o processo de pré-molhagem, tornando difícil a obtenção do abatimento especificado. Bravo *et*

*al.* (2015a, 2015b) também pontuam sobre a perda de abatimento dos concretos quando do uso de AR. Para reverter esse aspecto negativo, os autores aumentaram a relação *a/c* para atingir a consistência prevista.

Dos sete traços de concreto produzidos, somente o C7 não atingiu a faixa de abatimento estabelecida, mesmo utilizando um teor de superplastificante próximo a 3,0%, em relação à massa de cimento. Decidiu-se limitar a quantidade de aditivo a esse valor para evitar possíveis problemas de exsudação da mistura associados a um alto custo do concreto. Acredita-se que isso tenha ocorrido em razão de as frações finas do tipo ARC apresentarem uma absorção de água bastante elevada (superior a 11%), o que possivelmente intensificou o problema já mencionado. Nesse caso, o resultado do ensaio de abatimento foi de 60 mm.

#### **4.4.2 Propriedades dos concretos no estado endurecido**

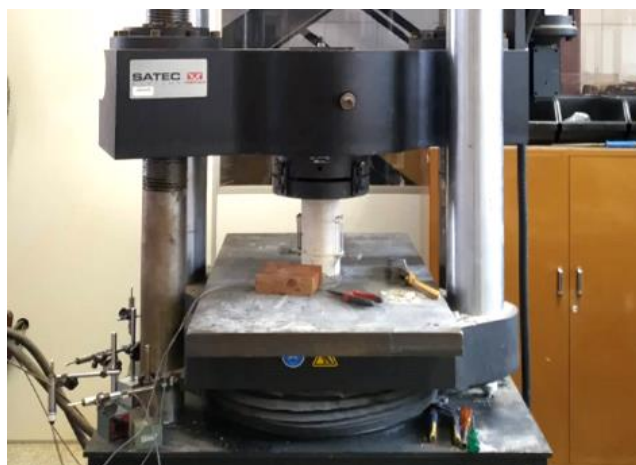
O concreto, quando no estado endurecido, deve apresentar resistência mecânica e níveis de durabilidade mínimos para atender às especificações de projeto e resistir à agressividade ambiental para as quais ele foi produzido. Neste subitem são apresentados os resultados referentes às propriedades mecânicas e aspectos voltados à durabilidade definidos no Quadro 4.5 para cada um dos concretos.

##### **4.4.2.1 Resistência à compressão**

A resistência à compressão para todas as misturas de concreto foi avaliada em quatro idades, isto é, aos 7, 14, 28 e 91 dias. Nesse sentido, os corpos de provas foram comprimidos por meio de uma prensa hidráulica, conforme mostrado na Figura 4.17. A evolução desta propriedade ao longo do tempo se encontra disponível na Figura 4.18.

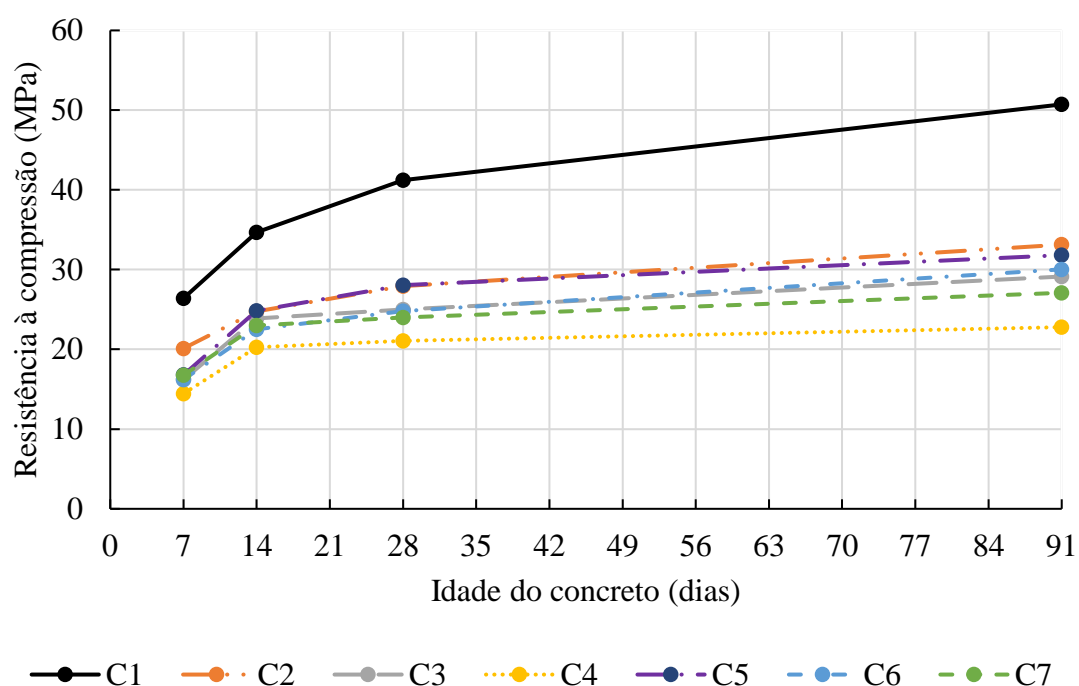
Primeiramente, nota-se um crescimento considerável da resistência à compressão com o avanço da idade, para todas as misturas de concreto, sobretudo de 7 para 28 dias. Nesse período, a hidratação do cimento é mais expressiva, o que justifica os resultados. Destaca-se ainda que, após 28 dias, os concretos continuaram ganhando resistência, sendo um aumento significativo de 23% para o concreto de referência.

**Figura 4.17** – Ensaio de resistência à compressão e de módulo de elasticidade estático



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.18** – Evolução da resistência à compressão dos concretos com a idade



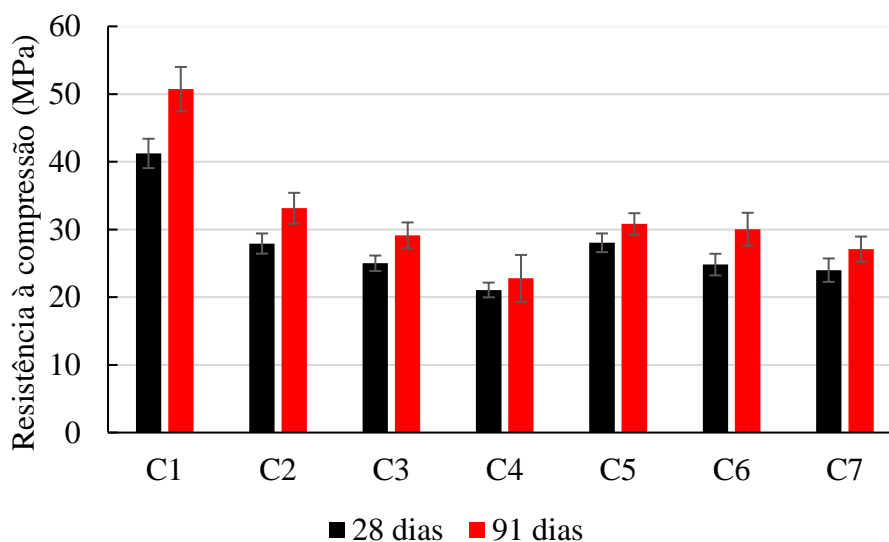
**Fonte:** Próprio autor.

Em relação aos concretos com agregados reciclados, esse aumento, embora tenha ocorrido, não foi tão evidente quanto para C1 (concreto de referência). A razão para essa diferença pode estar associada à quantidade de cimento não hidratado presente na matriz cimentícia. Isso porque os agregados reciclados, por apresentarem alta absorção, podem reduzir a quantidade de água livre para hidratação desse componente, o que afeta diretamente o ganho de resistência do material com a idade (PRADHAN; KUMAR; BARAI, 2017).



Na Figura 4.19, os resultados da resistência à compressão podem ser visualizados de forma detalhada aos 28 e aos 91 dias. Eles indicam que, mesmo aplicando a teoria de empacotamento de partículas que busca a densificação máxima da mistura, os CCAR apresentaram resistência à compressão inferior ao C1. Isso porque os AR, como discutido no item 4.1.2, possuem características específicas tais como alta porosidade e absorção. Além disso, o modelo de empacotamento de Alfred não leva em consideração o tipo de material utilizado, suas propriedades físicas ou mecânicas, além de considerar em sua formulação as partículas como arredondadas. Logo, tais atributos acabam comprometendo as características do concreto produzido com esses agregados.

**Figura 4.19** – Resistência à compressão dos concretos aos 28 e aos 91 dias



**Fonte:** Próprio autor.

É importante mencionar mais uma vez que, ao aplicar o empacotamento de partículas, houve uma redução do teor de cimento para todos os traços otimizados, como mostrado nas Tabelas 4.5, 4.6 e 4.7. Nesse sentido, como o teor de água/materiais secos foi mantido constante para todas as misturas, ao reduzir o consumo de cimento, a relação a/c aumentou, o que acabou contribuindo para a redução da resistência à compressão dos concretos com agregados reciclados.

Além disso, os concretos produzidos com ARC apresentaram resistência similar aos respectivos concretos com ARM, embora tenha havido uma diminuição expressiva da taxa de cimento em suas misturas. Isso pode ser explicado pelo efeito benéfico trazido por meio do empacotamento de partículas. Em se tratando da composição dos agregados reciclados, Bravo

*et al.* (2015a) concluíram que a presença de cerâmica no concreto tende a ser prejudicial do ponto de vista de resistência mecânica. Por causa de sua superfície lisa, materiais cerâmicos impedem uma boa ligação com a pasta de cimento, enfraquecendo o compósito. Isso também pode justificar o fato de os concretos com ARM, C2, C3 e C4, mesmo apresentando maiores consumos de cimento, não conseguiram apresentar resistências à compressão superiores aos concretos C5, C6 e C7, respectivamente.

Estudos apontam que ao utilizar o EP, as resistências mecânicas dos CCAR foram próximas ou ligeiramente inferiores em comparação com os concretos convencionais (LI *et al.*, 2017, PRADHAN; KUMAR; BARAI, 2017, SUNAYANA; BARAI, 2017). Apesar disso, nesses casos, a relação a/c foi mantida constante, o que acaba interferindo diretamente na resistência do material. Nesta tese, embora o procedimento de otimização tenha gerado elevados valores de relação a/c, associado à substituição de 100% do agregado natural pelo reciclado, ainda assim, todos os concretos apresentaram resistências à compressão superiores a 20 MPa aos 28 dias, indicando a viabilidade da aplicação dos concretos com agregados reciclados para fins estruturais.

De maneira geral, as maiores reduções na resistência à compressão ocorreram nos traços com substituição total dos agregados naturais pelos reciclados, sendo 48% para o C4 (concreto com ARM) e 42% para o C7 (concreto com ARC). Considerando o efeito individual quando da substituição do agregado graúdo e do agregado miúdo, Le e Bui (2020) apontam que a presença da fração fina é mais prejudicial para a resistência à compressão do concreto do que a fração grossa, por apresentar maior absorção de água. Apesar disso, de acordo com a Figura 4.19, os maiores valores de resistência mecânica ocorreram para os concretos produzidos somente com areia reciclada, independentemente de seu tipo (AC ou AM). Acredita-se que o efeito da pré-molhagem associado ao empacotamento de partículas justifique o resultado encontrado.

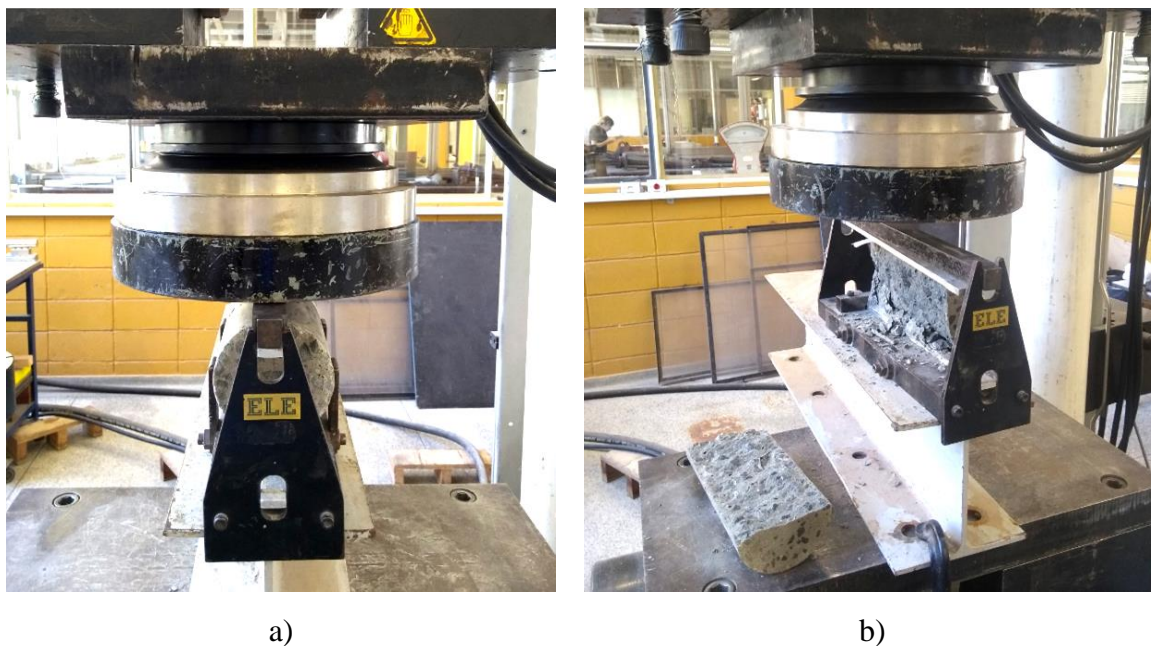
A fim de verificar a homogeneidade dos dados de resistência à compressão, foi calculado o coeficiente de variação e aplicado o critério de *Chauvenet*, os quais estão presentes no Apêndice C. Em geral, os resultados experimentais apresentaram pouca variação. A única exceção de não homogeneidade foi para o concreto C4 aos 28 dias. Um dos resultados obtidos não passou no critério mencionado e precisou ser excluído da média.

#### 4.4.2.2 Resistência à tração

Não há um experimento normatizado que determine a resistência à tração direta do concreto. Apesar disso, a ABNT NBR 6118:2014 afirma que essa propriedade pode ser

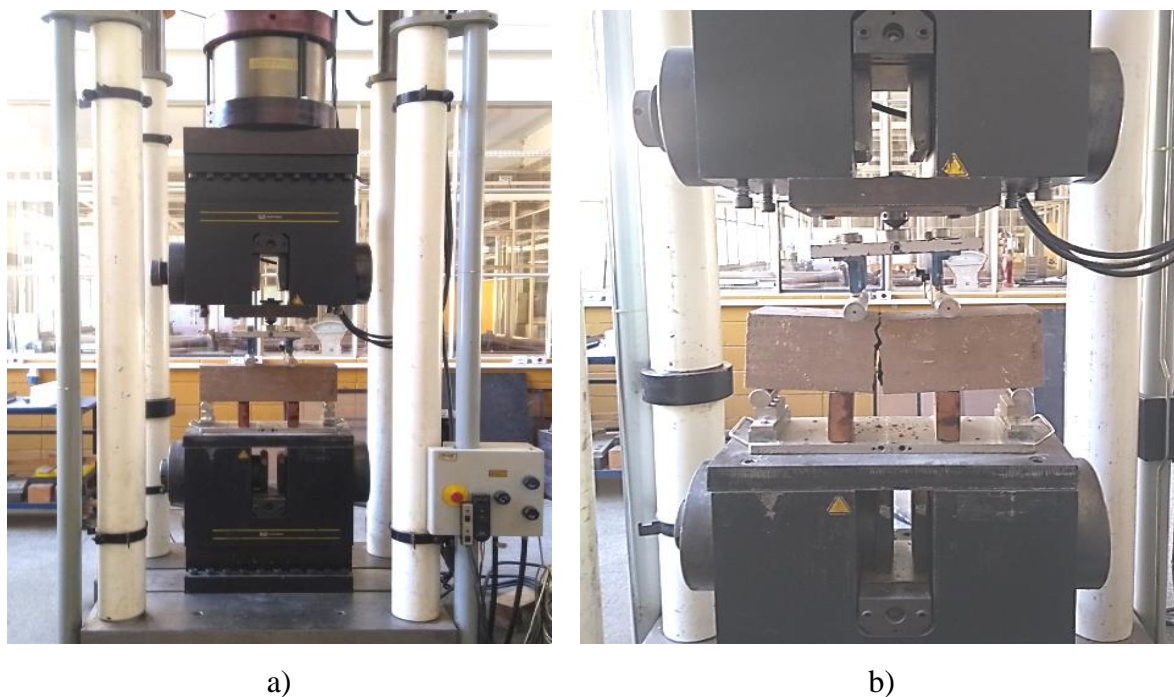
calculada a partir da resistência à tração por compressão diametral  $f_{ct,sp}$  (Figura 4.20) ou pela resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$  (Figura 4.21) do material. Os valores obtidos para  $f_{ct,sp}$  e para  $f_{ct,f}$  estão apresentados na Figuras 4.22 e 4.23, respectivamente.

**Figura 4.20** – a) Ensaio de compressão diametral; b) Corpo de prova pós ruptura



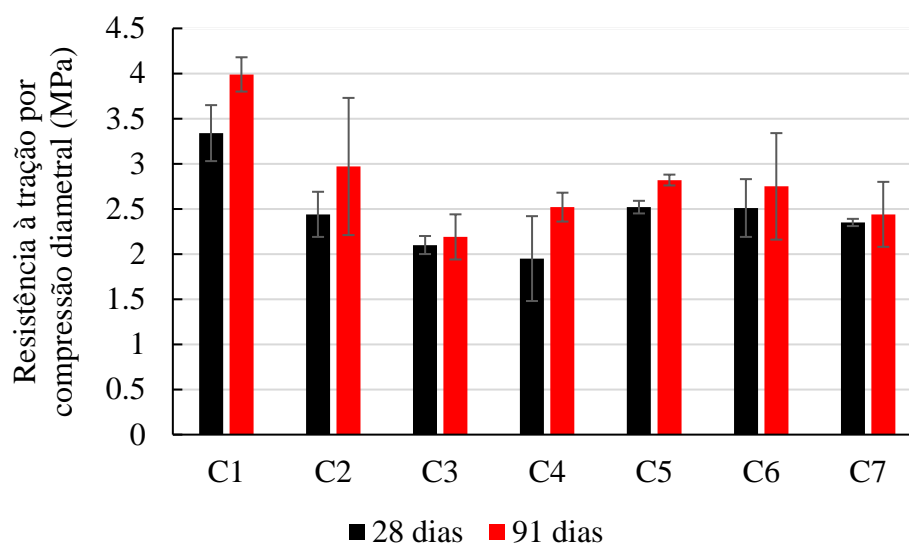
Fonte: Próprio autor.

**Figura 4.21** – a) Ensaio de resistência à tração na flexão; b) Ruptura do prisma



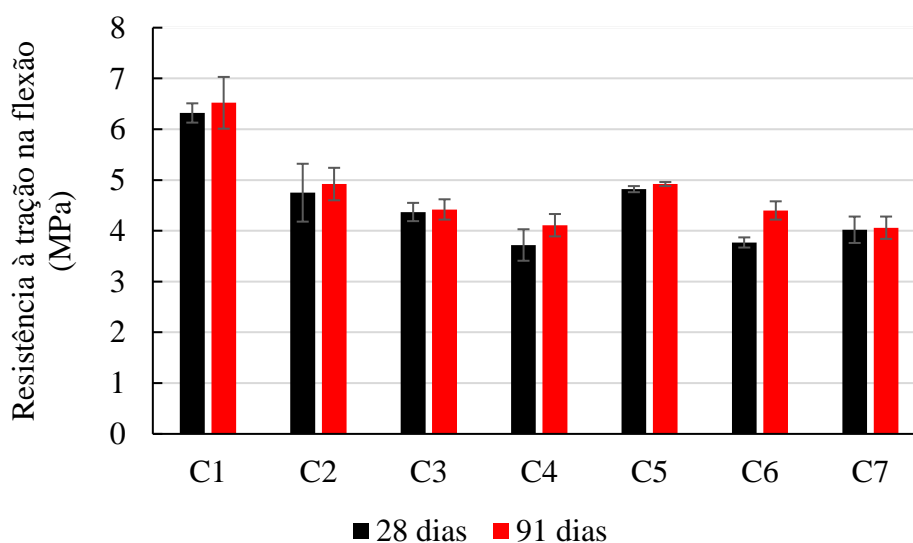
Fonte: Próprio autor.

**Figura 4.22** – Resistência à tração por compressão diametral dos concretos aos 28 e aos 91 dias



Fonte: Próprio autor.

**Figura 4.23** – Resistência à tração na flexão dos concretos aos 28 e aos 91 dias



Fonte: Próprio autor.

Em todos os casos, houve uma redução dessa propriedade quando os agregados reciclados foram adicionados aos concretos. Além disso, menciona-se que o concreto C4, produzido somente com ARM, apresentou a maior redução na resistência à tração ( $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$ ) aos 28 dias quando contraposto com a mistura de referência, sendo esta redução acima de 40%. Esse valor difere dos resultados encontrados em Malešev, Radonjanin e Marinković (2010) e

de Rodrigues *et al.* (2013), em que os autores apontam uma redução de até 10% dessa propriedade com a inserção dos AR.

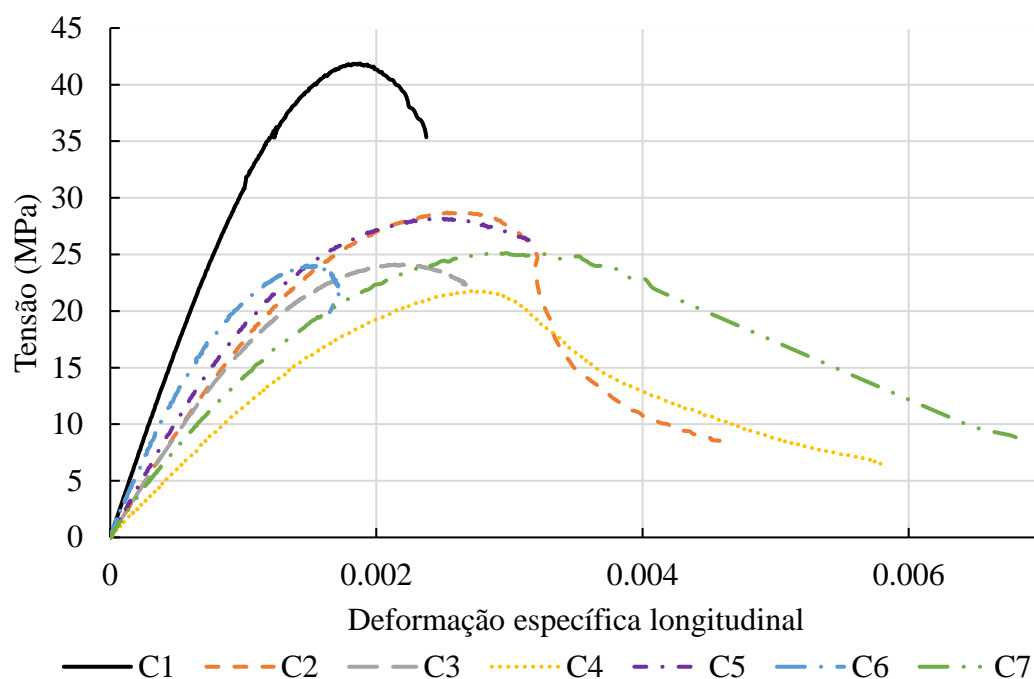
Assim como foi observado para resistência à compressão, o tipo de agregado reciclado (ARM ou ARC), bem como o seu tamanho (uso de agregados miúdos e/ou graúdos) também influenciaram diretamente a resistência à tração dos concretos. De acordo com Pradhan, Kumar e Barai (2017), o empacotamento de partículas pode melhorar a resistência à tração dos concretos, em função da densificação da mistura. Apesar disso, como foi discutido anteriormente, na presente pesquisa a aplicação do modelo de Alfred resultou em uma redução da taxa de cimento dos compósitos e, conseqüentemente, aumento na relação a/c, prejudicando também essa propriedade.

Com relação à análise estatística, foi calculado o coeficiente de variação e aplicado o critério de *Chauvenet* nos dados dos ensaios, os quais estão presentes no Apêndice D. De maneira geral, houve uma pequena diferença entre os resultados de resistência à tração, salvo alguns pontos em que o coeficiente de variação chegou a valores acima de 20%. De todo o modo, as amostras apresentaram boa homogeneidade, conforme o critério de *Chauvenet*.

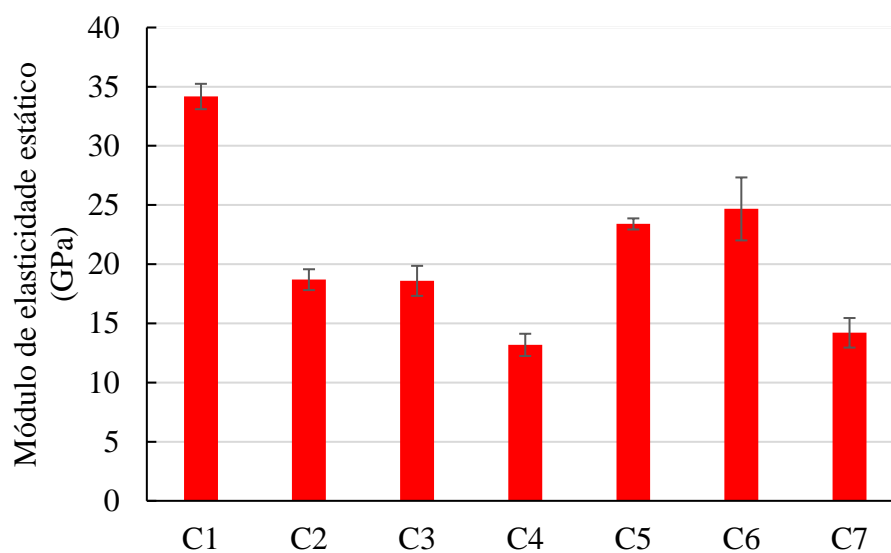
#### 4.4.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma das propriedades mecânicas do concreto que pode ser determinada por ensaios estáticos e dinâmicos. Na literatura não há um consenso sobre a relação direta entre o módulo de elasticidade estático (MEE) e o módulo de elasticidade dinâmico (MED). De todo o modo, Mehta e Monteiro (2014) afirmam que essa relação é função da classe de resistência do concreto, ou seja, para concretos de alta, média ou baixa resistência, o MED é superior ao MEE em 20%, 30% e 40%, respectivamente.

O módulo de elasticidade estático foi obtido por intermédio da ABNT NBR 8522-1:2021, com base na curva tensão *versus* deformação do concreto sob um carregamento de compressão uniaxial. O ensaio foi realizado aos 28 dias e pode ser visualizado na Figura 4.17. Nessa imagem é possível notar que dois extensômetros elétricos foram colocados na lateral do corpo de prova, responsáveis por medir a deformação específica longitudinal. As curvas tensão *versus* deformação e os resultados para o MEE dos concretos estão disponíveis na Figura 4.24 e na Figura 4.25, respectivamente.

**Figura 4.24** - Curva tensão *versus* deformação dos concretos

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.25** – Módulo de elasticidade estático dos concretos

**Fonte:** Próprio autor.

Analisando inicialmente o comportamento dessas curvas, observa-se que o concreto de referência (C1) foi o material que apresentou a ruptura mais frágil em comparação aos demais concretos, uma vez que o compósito pouco se deformou até atingir a máxima tensão de compressão. Em contrapartida, os concretos com agregados reciclados se mostraram mais

deformáveis, com um aumento na deformação axial de pico. Nesses casos, após atingir sua capacidade de carga, os concretos continuaram se deformando com pequenos decréscimos da tensão de compressão. Outros estudos observaram comportamentos semelhantes para concretos produzidos com agregados reciclados (BRECCOLOTTI *et al.*, 2015; WARDEH; GHORBEL; GOMART, 2015; OMARY; GHORBEL; WARDEH, 2016).

O concreto é um material heterogêneo. Dessa forma, seu desempenho elástico depende da massa específica e do módulo de elasticidade dos seus componentes, assim como das características da zona de transição pasta-agregado. No que se refere aos agregados, aqueles do tipo gráudo exercem maior influência no módulo de elasticidade do concreto; por essa razão, agregados densos (com baixa porosidade), possuem um módulo de elasticidade mais alto e geram um maior MEE para o concreto (WARDEH; GHORBEL; GOMART, 2015). Dessa forma, justificam-se os menores valores do MEE encontrados na Figura 4.25 para os concretos C2 a C7, em função dos AR serem mais porosos e menos densos que os agregados naturais.

Além disso, o MEE dos concretos produzidos com ARC foi superior aos dos concretos com ARM. Acredita-se que o teor de cerâmica (>15%) presente no ARM impactou diretamente os resultados do MEE, assim como apontado em Gomes, Brito e Bravo (2014) e Bravo *et al.* (2015a) e discutido no subitem 4.4.2.1.

A substituição total da fração gráuda natural pela reciclada – traços C3 e C6 – resultou em uma redução do módulo de elasticidade igual a 46% e 32%, respectivamente. Em relação à substituição total da fração miúda – traços C2 e C5 – essa redução foi de 46% e 28%, nessa ordem. Os resultados apontam para o mesmo comportamento encontrado em Dao, Sedran e De Larrard (2014). O estudo afirma que o impacto da substituição individual das frações gráudas e miúdas no módulo de elasticidade, em termos de perdas, é semelhante desde que esses agregados sejam retirados de uma mesma fonte.

Apesar disso, quando se utilizou simultaneamente ambas as frações granulométricas, os resultados foram bastante diferentes, uma vez que nos traços produzidos somente com agregados reciclados – C4 e C7 – o módulo de elasticidade reduziu 61% e 58%, respectivamente. Essas diminuições são ainda maiores que aquelas indicadas na pesquisa bibliográfica desenvolvida por Wang *et al.* (2021). Segundo os autores, o MEE dos CCAR reduz em até 40% com 100% de substituição do AN pelo AR.

Por outro lado, Pradhan, Kumar e Barai (2017) e Andrade *et al.* (2020) indicaram que a presença do AR não interfere de forma significativa no módulo de elasticidade do concreto, quando utilizado o empacotamento de partículas como método de dosagem. Nesses estudos, os

concretos apresentaram ou a mesma relação a/c ou a variação desta grandeza foi bastante pequena em comparação com o concreto de referência. Logo, as propriedades mecânicas pouco variaram.

Com a finalidade de acompanhar a evolução do comportamento do concreto e o ganho de rigidez do material, realizou-se o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico (Figura 4.26), o qual se baseia na norma americana ASTM E 1876:2021. O experimento foi desenvolvido em corpos de prova prismáticos de dimensões de 150 x 150 x 500 mm<sup>3</sup> nas seguintes idades: 1, 3, 7, 14, 28, 56, 70 e 91 dias.

**Figura 4.26** – Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico



**Fonte:** Próprio autor.

Trata-se de um ensaio não destrutivo que aplica a técnica de excitação por impulso. De maneira geral, excita-se um corpo de prova através de um impacto de curta duração. A partir disso, um microfone capta as amplitudes dos sinais gerados e, por meio de um processamento dos dados em um código computacional, obtém-se as frequências naturais do material nos modos de vibração flexional e longitudinal. A partir de equações matemáticas fornecidas pela ASTM E 1876:2021, que correlacionam esse parâmetro às propriedades elásticas do material, obtém-se o módulo de elasticidade dinâmico (COSSOLINO; PEREIRA, 2010).

A partir do ensaio de MED, foi possível obter três parâmetros dinâmicos: o módulo de elasticidade flexional ( $E_F$ ), o módulo de elasticidade longitudinal ( $E_L$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Os resultados do  $E_F$  e  $E_L$  estão apresentados nas Tabelas 4.8 a 4.14 para cada mistura de concreto. A respeito do  $\nu$ , optou-se por não detalhar seus resultados, tendo em vista



que, para todas as misturas, seu valor pertenceu em uma faixa igual a  $0,20 \pm 0,02$ . Menciona-se também que o MED em algumas idades do concreto ficou sem ser determinado por questões técnicas do laboratório no qual a pesquisa foi desenvolvida. Apesar disso, não houve comprometimento na análise dos resultados.

**Tabela 4.8** – Parâmetros dinâmicos para o C1 (GPa)

Parâmetro	Idade (dias)								
	1	3	7	14	28	56	70	91	
$E_F$	Média	-	33,52	35,6	37,4	40,73	43,21	43,22	44,26
	DP <sup>1</sup>	-	0,34	0,36	0,87	1,03	1,26	1,39	1,26
$E_L$	Média	-	34,94	35,99	38,58	40,88	42,74	43,19	49,03
	DP <sup>1</sup>	-	0,35	0,36	0,85	0,67	0,60	0,70	1,46
	MED <sup>2</sup>	-	34,23	35,80	37,99	40,81	42,98	43,21	46,65

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)

<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 4.9** – Parâmetros dinâmicos para o C2 (GPa)

Parâmetro	Idade (dias)								
	1	3	7	14	28	56	70	91	
$E_F$	Média	-	-	23,29	24,56	26,01	27,73	28,26	29,06
	DP <sup>1</sup>	-	-	0,29	0,55	0,74	1,06	0,92	0,69
$E_L$	Média	-	-	25,90	26,90	27,71	30,45	30,94	31,01
	DP <sup>1</sup>	-	-	0,32	0,76	1,15	0,80	0,80	2,36
	MED <sup>2</sup>	-	-	24,60	25,73	26,86	29,09	29,6	30,04

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)

<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 4.10** – Parâmetros dinâmicos para o C3 (GPa)

Parâmetro		Idade (dias)							
		1	3	7	14	28	56	70	91
$E_F$	Média	17,64	-	23,95	26,34	27,63	28,72	28,90	29,53
	DP <sup>1</sup>	0,44	-	0,72	0,49	0,37	0,48	0,45	0,76
$E_L$	Média	19,73	-	26,74	29,45	30,80	32,03	32,09	32,90
	DP <sup>1</sup>	0,92	-	0,67	0,25	0,43	0,60	0,01	0,44
	MED <sup>2</sup>	18,69		25,35	27,90	29,22	30,38	30,50	31,22

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$ **Fonte:** Próprio autor.**Tabela 4.11** – Parâmetros dinâmicos para o C4 (GPa)

Parâmetro		Idade (dias)							
		1	3	7	14	28	56	70	91
$E_F$	Média	12,00	15,73	19,16	21,05	22,01	23,92	24,07	24,34
	DP <sup>1</sup>	1,01	0,34	0,63	0,71	0,68	0,74	0,46	0,61
$E_L$	Média	12,26	17,30	21,2	23,65	24,15	24,40	26,44	26,19
	DP <sup>1</sup>	1,00	0,38	0,69	0,46	0,62	0,46	0,37	1,10
	MED <sup>2</sup>	12,13	16,52	20,18	22,35	23,08	24,16	25,26	25,27

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$ **Fonte:** Próprio autor.**Tabela 4.12** – Parâmetros dinâmicos para o C5 (GPa)

Parâmetro		Idade (dias)							
		1	3	7	14	28	56	70	91
$E_F$	Média	14,23	23,25	25,87	28,20	29,25	29,38	29,78	29,99
	DP <sup>1</sup>	0,28	0,15	0,16	0,31	0,94	0,22	0,21	1,13
$E_L$	Média	15,93	24,45	28,63	31,76	32,25	32,66	32,72	34,01
	DP <sup>1</sup>	0,45	0,35	0,22	0,24	1,02	0,32	0,11	0,99
	MED <sup>2</sup>	15,08	23,85	27,25	29,98	30,75	31,02	31,25	32,00

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$ **Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 4.13**– Parâmetros dinâmicos para o C6 (GPa)

Parâmetro		Idade (dias)							
		1	3	7	14	28	56	70	91
$E_F$	Média	12,65	22,58	26,98	29,60	31,52	32,91	33,31	33,83
	DP <sup>1</sup>	1,62	0,70	0,29	0,15	0,28	0,30	0,23	0,27
$E_L$	Média	14,54	25,66	30,48	32,44	32,57	33,70	34,10	38,24
	DP <sup>1</sup>	2,44	0,85	0,67	2,20	0,21	0,48	0,54	0,47
	MED <sup>2</sup>	13,60	24,12	28,73	31,02	32,05	33,31	33,71	36,04

<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$ **Fonte:** Próprio autor.**Tabela 4.14** – Parâmetros dinâmicos para o C7 (GPa)

Parâmetro		Idade (dias)							
		1	3	7	14	28	56	70	91
$E_F$	Média	15,97	20,21	22,88	25,86	26,62	27,78	28,08	28,54
	DP <sup>1</sup>	0,36	0,85	0,11	1,82	0,16	0,27	0,35	0,12
$E_L$	Média	15,99	21,49	25,50	27,05	29,49	30,85	31,07	31,61
	DP <sup>1</sup>	0,36	1,05	0,08	1,10	0,09	0,07	0,05	0,11
	MED <sup>2</sup>	15,98	20,85	24,19	26,46	28,06	29,32	29,58	30,08

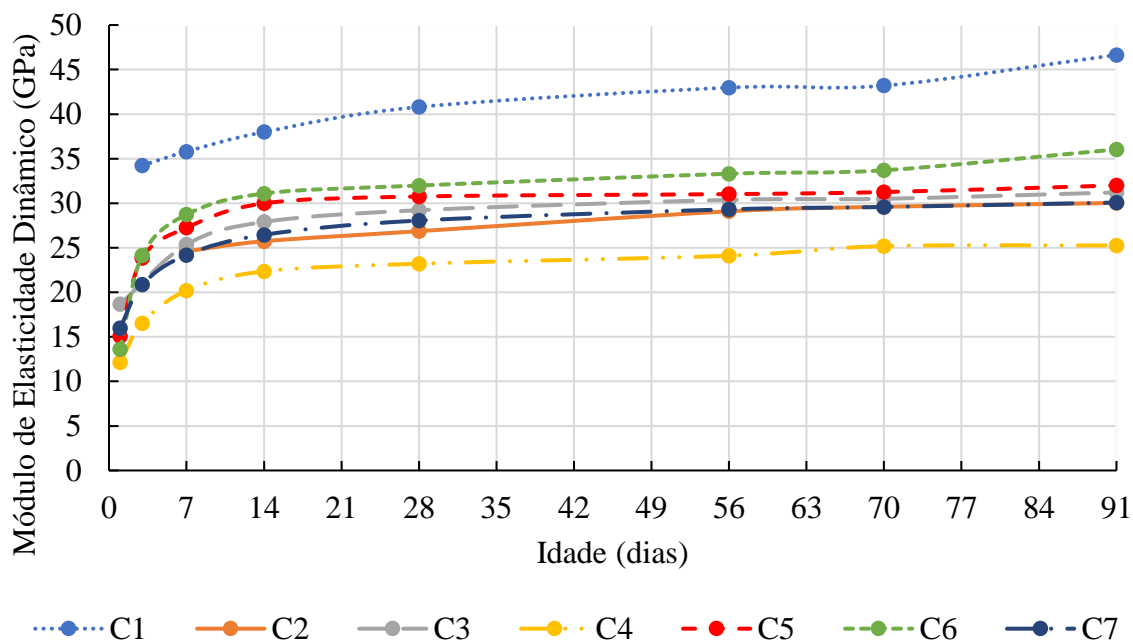
<sup>1</sup>DP = Desvio Padrão (GPa)<sup>2</sup>Valor médio entre  $E_F$  e  $E_L$ **Fonte:** Próprio autor.

Não há um consenso no meio científico sobre qual tipo de módulo de elasticidade dinâmico é mais coerente para fins práticos. Otani e Pereira (2017) recomendam o uso do  $E_L$ , por acreditarem que o modo de excitação do corpo de prova se parece ao ensaio de compressão. Apesar disso, Gidrão (2015) afirma que, em seus ensaios experimentais, os MED obtidos pelos modos de vibração longitudinal e flexional foram muito próximos, o que leva acreditar que eles são praticamente iguais. Tendo em vista o exposto, nesta pesquisa, adotou-se a média entre esses dois módulos para definir o MED, como também apresentado nas Tabelas 4.8 a 4.14.

Os resultados da evolução desta propriedade ao longo do tempo podem ser visualizados na Figura 4.27. Com exceção dos concretos C1 e C6, todos os demais compósitos apresentaram

tendência de estabilização do módulo de elasticidade dinâmico com o avanço da idade. Além disso, destaca-se mais uma vez que todos os concretos com agregados reciclados apresentaram valores de MED menores que o do concreto de referência.

**Figura 4.27** – Evolução do módulo de elasticidade dinâmico com a idade do concreto



**Fonte:** Próprio autor.

A partir da determinação do MED e do MEE, realizou-se uma análise comparativa entre os resultados obtidos. A Tabela 4.15 traz a relação entre essas duas grandezas para a idade do concreto igual a 28 dias. Observa-se que não há uma relação única entre elas, tendo em vista que a razão MED/MEE variou de 1,19 a 1,98. A fim de verificar a homogeneidade dos resultados encontrados para os módulos de elasticidade estático e dinâmico, foi calculado o coeficiente de variação e foi aplicado o critério de *Chauvenet* nos dados experimentais, cujas análises se encontram disponíveis no Apêndice E. Em todos os casos, foi possível garantir que os resultados apresentaram boa uniformidade.

**Tabela 4.15** – Relação entre o MED e o MEE

<b>Traço</b>	<b>MED (GPa)</b>	<b>MEE (GPa)</b>	<b>MED/MEE</b>
<b>C1</b>	40,80	34,17	1,19
<b>C2</b>	26,86	18,69	1,44
<b>C3</b>	29,22	18,59	1,57
<b>C4</b>	23,21	13,18	1,76
<b>C5</b>	30,75	23,40	1,31
<b>C6</b>	31,98	24,67	1,30
<b>C7</b>	28,06	14,20	1,98

**Fonte:** Próprio autor.

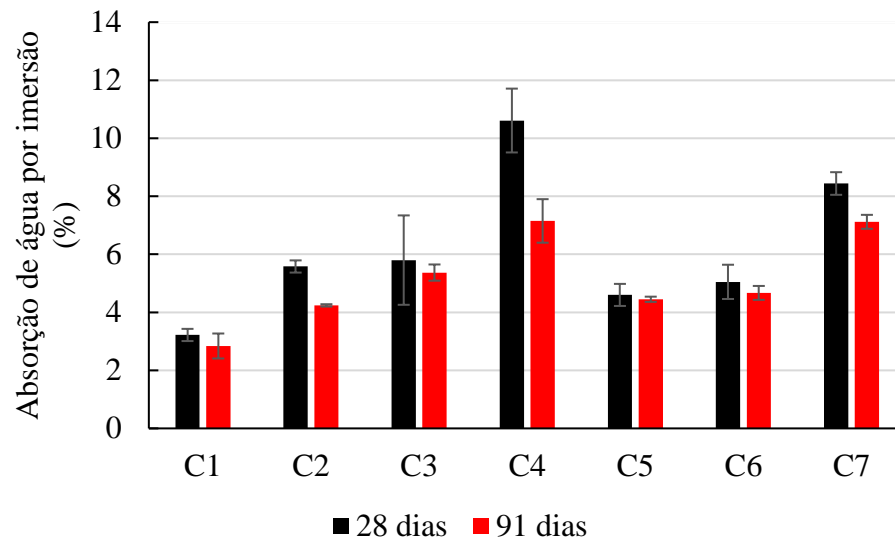
#### 4.4.2.4 Parâmetros de durabilidade

A durabilidade do concreto está associada à sua capacidade de resistir à ação de intempéries. O agente principal, quando se trata de durabilidade, é a água, pois ela pode atuar tanto na degradação física quanto na degradação química do material, sendo este segundo relacionado ao transporte de íons agressivos para o seu interior. Outro aspecto importante com relação à temática se refere à permeabilidade. Ela é definida como a propriedade de um material em se deixar penetrar por uma substância. A permeabilidade do concreto está ligada à porosidade e à conectividade dos poros internos de suas fases constituintes, que são: pasta cimento hidratada, agregados e zona de transição pasta-agregado.

Os códigos normativos avaliam a durabilidade do concreto a partir de suas propriedades físicas, tais como índice de vazios, absorção de água por imersão, massa específica e absorção de água por capilaridade. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), concretos convencionais são produzidos com agregados que apresentam baixa porosidade e, portanto, baixa absorção. Isso faz com que a permeabilidade do agregado seja bem menor que a da pasta de cimento hidratada, com esta última exercendo maior influência na durabilidade do compósito. No entanto, o comportamento dos concretos com agregados reciclados é o inverso do mencionado.

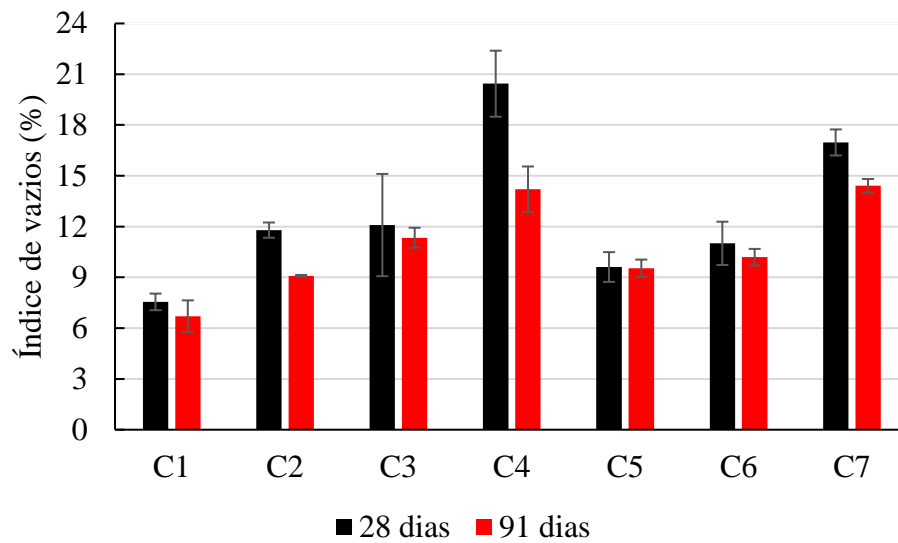
As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 trazem os resultados encontrados para a absorção de água, índice de vazios e massa específica dos concretos, respectivamente, aos 28 e 91 dias. Os agregados reciclados, por apresentarem alta absorção de água em função de sua elevada porosidade, geram um concreto bem mais poroso, menos denso e, naturalmente, menos durável.

**Figura 4.28** – Absorção de água por imersão dos concretos

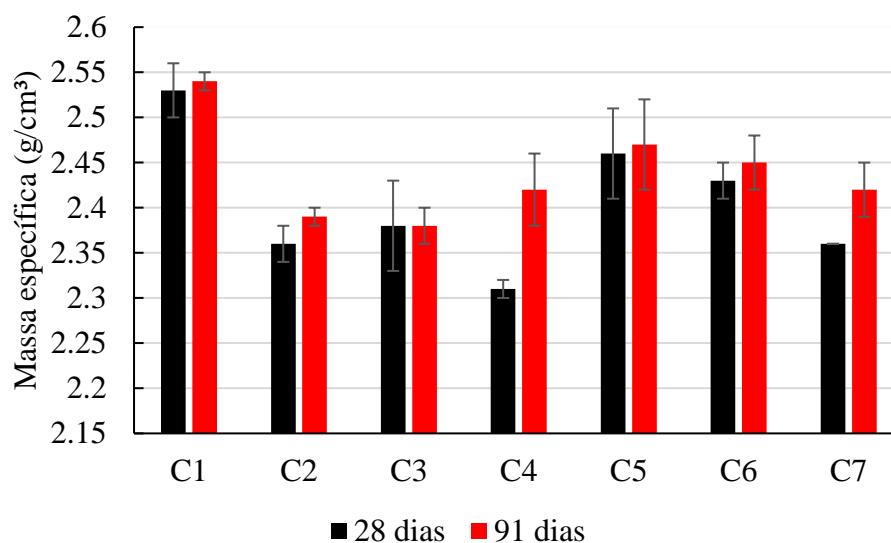


**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.29** – Índice de vazios dos concretos



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 4.30** – Massa específica dos concretos

**Fonte:** Próprio autor.

Na tentativa de classificar o concreto em função dos parâmetros de durabilidade, Franzén *et al.* (1993) definiram quatro categorias, as quais estão mostradas no Quadro 4.6, e Helene (1983) atribuiu três classes a esse compósito, conforme apresentadas no Quadro 4.7. Embora sejam classificações antigas, até o momento, não foram encontrados outros critérios de caracterização do concreto quanto à durabilidade.

**Quadro 4.6** – Classificação I do concreto conforme parâmetros de durabilidade

	Absorção de água por imersão	Índice de vazios
<b>Excelente</b>	< 6%	< 14%
<b>Bom</b>	> 6% e < 8%	> 14% e < 17%
<b>Tolerável</b>	> 8% e < 9%	> 17% e < 19%
<b>Ruim</b>	> 9%	> 19%

**Fonte:** Franzén *et al.* (1993, adaptado).

**Quadro 4.7** – Classificação II do concreto conforme parâmetros de durabilidade

	Absorção de água por imersão	Índice de vazios
<b>Bom</b>	< 4,2%	< 10%
<b>Normal</b>	> 4,2% e < 6,3%	> 10% e < 15%
<b>Deficiente</b>	> 6,3%	> 15%

**Fonte:** Helene (1983, adaptado).

Por meio da classificação de Franzén (1993) todos os concretos, com exceção daqueles produzidos com 100% de agregados reciclados, C4 e C7, foram classificados como “Excelentes”. Apesar disso, C4 foi identificado como “Ruim” e C7, como “Tolerável”. Com relação aos critérios de Helene (1983), por serem mais rigorosos, apenas C1 se enquadrou na categoria “Bom”. Os concretos C2, C3, C5 e C6 foram classificados como “Normais” e os demais concretos, C4 e C7, como “Deficientes”. Diante disso, nota-se que as misturas com uso total de frações graúdas ou miúdas recicladas apresentaram parâmetros de durabilidade adequados, entretanto aqueles compósitos produzidos exclusivamente com agregados reciclados não foram bem avaliados.

A absorção de água por imersão avalia os poros abertos do concreto, isto é, aqueles oriundos dos vazios internos dos agregados e da presença de ar na pasta de cimento hidratada. A Figura 4.28 mostra que o uso dos agregados reciclados aumentou consideravelmente a absorção de água das misturas com relação àquela de referência. No caso dos concretos com 100% de agregados miúdos ou graúdos reciclados, C2, C3, C5 e C6, esse aumento variou em torno de 40% e 80%. Tais resultados diferem de Oliveira, Assis e Terni (2004) e de Bravo *et al.* (2015b), tendo em vista que esses autores encontraram um aumento na absorção de água por imersão em torno de 5,5% a 14,2% e 16,5% a 64,3%, respectivamente, considerando a substituição integral da fração natural pela reciclada. No que diz respeito aos concretos C4 e C7, produzidos exclusivamente com os reciclados, esse crescimento foi superior a 100% quando comparados com o CC.

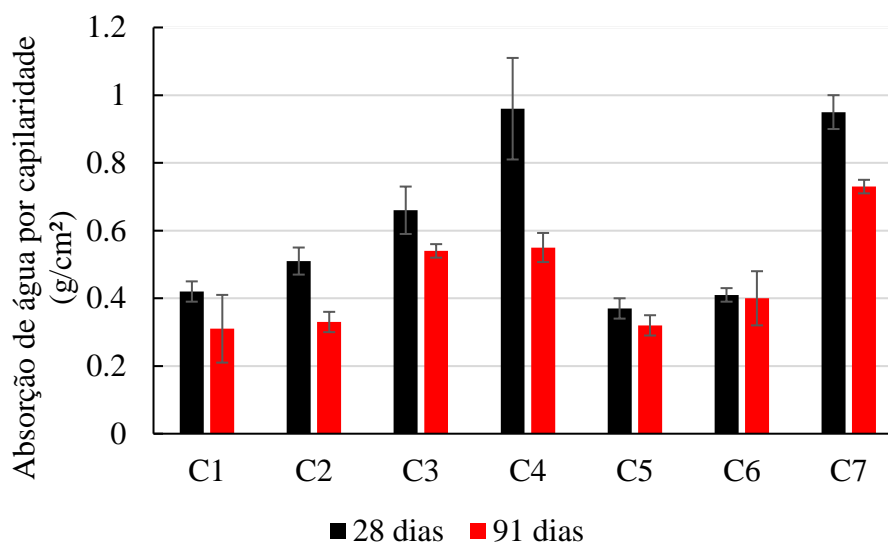
Considerando a composição dos agregados, os concretos compostos por ARM (C2, C3 e C4) apresentaram absorção de água maior que os concretos produzidos com ARC (C5, C6 e C7). No que diz respeito ao tamanho do AR, diferentemente do observado por Bravo *et al.* (2015b), a utilização de areia reciclada, no caso dos concretos C2 e C5, resultou em um concreto menos poroso em relação aos demais CCAR. Esses aspectos podem ser justificados pelo efeito benéfico trazido pelo empacotamento de partículas. As demais propriedades, tais como índice de vazios e massa específica seguiram o mesmo padrão de comportamento.

Com relação à análise estatística, foi calculado o coeficiente de variação e aplicado o critério de *Chauvenet* com o intuito de analisar o grau de homogeneidade dos valores amostrais das três propriedades físicas mencionadas anteriormente (Apêndice F). Em alguns casos, foram encontrados coeficientes de variação superiores a 10% para um determinado concreto, porém isso não comprometeu a uniformidade da amostra, conforme verificado pelo critério de *Chauvenet*.



Outro aspecto voltado à durabilidade do concreto se refere à absorção de água por capilaridade. Os valores dessa propriedade aos 28 e 91 dias, bem como as medidas da altura de ascensão capilar da água estão descritos na Figura 4.31 e na Tabela 4.16, nessa ordem. Optou-se por representar somente o resultado encontrado para o tempo igual a 72h, por ser mais crítico e pelo fato de a absorção tender a estabilização a partir dessa idade.

**Figura 4.31** – Absorção de água por capilaridade de cada concreto



**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 4.16**– Altura de ascensão capilar de cada concreto (cm)

Traço	28 dias	91 dias
C1	18,40	17,30
C2	19,20	18,80
C3	19,50	19,50
C4	6,10	5,80
C5	18,30	17,10
C6	18,10	17,60
C7	5,50	5,30

**Fonte:** Próprio autor.

Nota-se que o concreto de referência, por possuir uma matriz menos porosa e, conseqüentemente, mais densa, apresentou valores mais baixos de absorção por capilaridade.

Além disso, diferentemente de Zaharieva *et al.* (2003), os concretos com fração fina reciclada, C2 e C5, tiveram os menores índices de absorção de água por capilaridade em relação aos demais concretos. É válido destacar também que as misturas com menores resistências mecânicas, C4 e C7, apresentaram as menores alturas de ascensão capilar (inferior a 6,1 cm), enquanto os demais concretos tiveram valores acima de 17 cm para essa grandeza. Isso está relacionado com a tensão capilar, pois quanto menor o tamanho dos poros, maior será essa ascensão. Dessa forma, embora a quantidade de água absorvida tenha sido pequena nos concretos com baixo índice de vazios, a altura da ascensão capilar da água foi maior.

Outro ponto importante que pode ser visualizado a partir das Figuras 4.28 a 4.31 se refere à diferença entre os valores encontrados para cada propriedade nas idades de 28 e 91 dias. Houve uma redução na intensidade de todas as propriedades físicas com o avanço da idade. Isso ocorre em função da continuidade das reações de hidratação do cimento após os 28 dias, tornando a mistura de concreto mais densa e, conseqüentemente, menos porosa e mais durável.

Com relação à análise estatística para a absorção de água por capilaridade, calculou-se o coeficiente de variação e aplicou-se o critério de *Chauvenet* nos resultados experimentais. As análises se encontram disponíveis no Apêndice G, de modo que, em resumo, foi possível observar que os dados obtidos apresentaram pouca dispersão. Os resultados desta propriedade para os outros intervalos de tempo (3, 6, 24 e 48 hs) se encontram detalhados no Apêndice H.

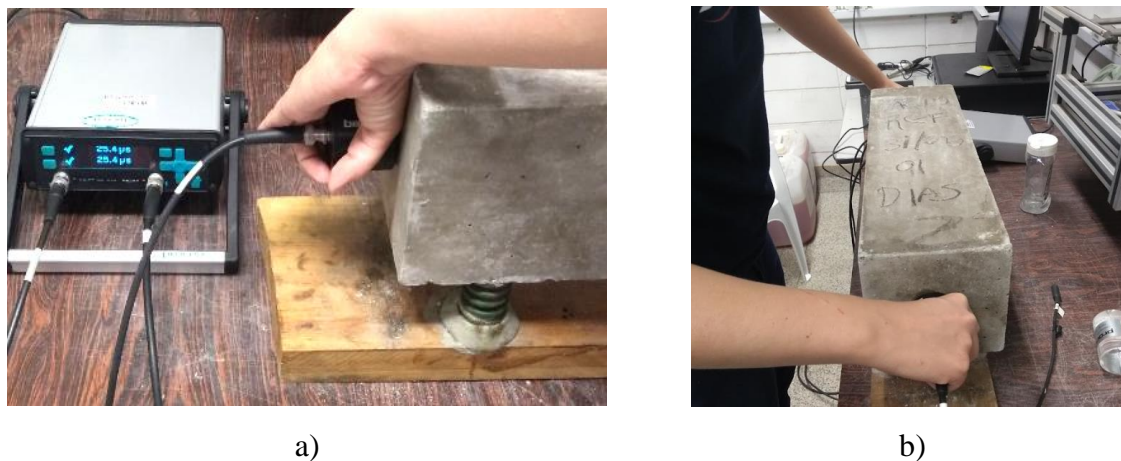
#### 4.4.2.5 Velocidade do pulso ultrassônico

Outro ensaio não destrutivo realizado nesta pesquisa foi à técnica do ultrassom. A partir dos requisitos definidos pela ABNT NBR 8802:2019, determinou-se a velocidade de propagação de uma onda ultrassônica nos concretos, a qual é uma grandeza indicativa da porosidade de um material. Para isso, foi utilizado o equipamento PunditLab da Proceq, que apresenta resolução de 1  $\mu$ s e permite o uso de transdutores de frequência nominal de 24 kHz a 500 kHz. O processamento dos dados foi desenvolvido pelo software fornecido pela mesma empresa, chamado de Pundit Link.

Com relação ao procedimento de ensaio, foram posicionados dois transdutores com frequência de 54 kHz, um em cada face oposta do corpo de prova. A partir disso, foram emitidas 10 ondas longitudinais, sendo registrado o tempo de percurso de cada uma, com o intuito de determinar sua velocidade de propagação no material. Por fim, determinou-se a média aritmética das medidas a qual corresponde ao valor representativo da velocidade. Nesse sentido, três corpos de prova prismáticos foram submetidos à passagem de ondas ultrassônicas

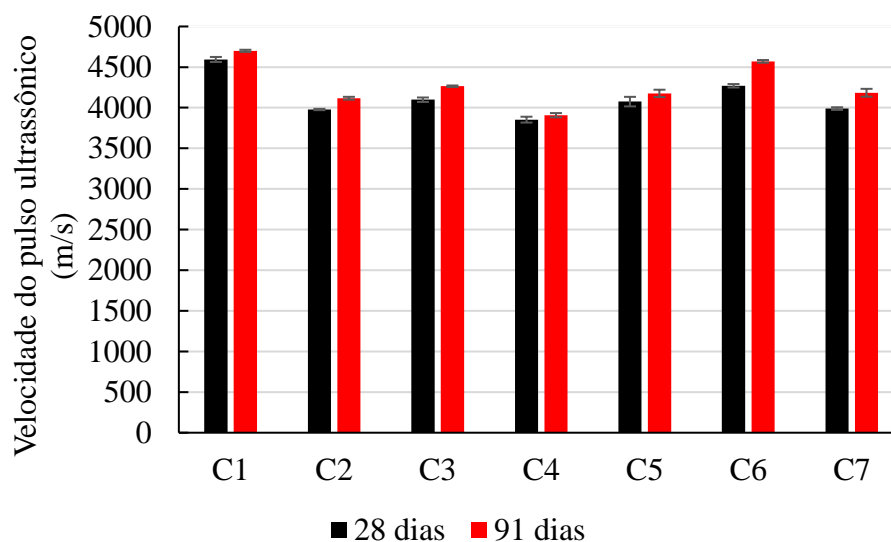
longitudinais. A Figura 4.32 traz a representação deste ensaio e a Figura 4.33 apresenta as velocidades médias (m/s) das ondas longitudinais aferidas nos corpos de prova para os períodos de 28 e 91 dias.

**Figura 4.32** – Ensaio para medição da velocidade do pulso ultrassônicas no concreto



Fonte: Próprio autor.

**Figura 4.33** – Velocidade do pulso ultrassônico



Fonte: Próprio autor.

A velocidade de propagação de uma onda em um sólido é maior que no ar. Por essa razão, concretos mais porosos apresentam menores velocidades de propagação da onda ultrassônica, conforme descrito em Hernández *et al.* (2000). Diante disso, ao analisar a Figura 4.33, verificou-se que a velocidade do pulso ultrassônico no concreto de referência foi maior

em comparação com os CCAR, tendo em vista que ele apresenta uma maior densificação e menor volume de vazios. Sob outra perspectiva, conforme mencionado no subitem 4.4.2.4, os concretos com substituição total de agregados naturais por agregados reciclados, C4 e C7, por serem mais porosos, do ponto de vista de índice de vazios e de absorção de água por imersão e por capilaridade, apresentaram as menores velocidades de propagação da onda.

Algumas pesquisas classificam a qualidade do concreto em função deste parâmetro. Saint-Pierre *et al.* (2016) apontam que velocidades de propagação acima de 4500 m/s caracterizam concretos de excelente qualidade. Em contrapartida, Naik, Mallhotra e Popovics (2003) são mais criteriosos e definem três categorias quanto à qualidade do concreto aos 28 dias: boa, média e ruim para velocidades de pulso ultrassônico iguais a 5000 m/s, 4000 m/s e 3000 m/s, respectivamente. Seguindo esta última classificação, os concretos aqui produzidos situar-se-iam entre as categorias de boa e média qualidade.

Por fim, com relação à análise estatística, foi calculado o coeficiente de variação e aplicado o critério de *Chauvenet* com o intuito de analisar o grau de homogeneidade dos valores amostrais (Apêndice I). Observou-se a baixa variabilidade dos dados obtidos e, portanto, uma boa confiabilidade dos resultados.

#### **4.4.3 Síntese dos resultados das propriedades dos concretos**

Ao longo dos subitens 4.4.1 e 4.4.2 foram apresentadas as propriedades dos concretos nos estados fresco e endurecido. Embora se tenha aplicado a teoria de empacotamento de partículas para a dosagem dos concretos com agregados reciclados, suas propriedades físicas e mecânicas, bem como os parâmetros voltados à durabilidade foram inferiores em comparação com o concreto de referência. Conforme apresentado ao longo deste trabalho, o modelo de empacotamento adotado (Modelo de Alfred) não leva em consideração o tipo de partícula que está sendo empregada na análise, nem sequer suas propriedades físicas ou mecânicas.

Como pôde ser visto no subitem 4.1, os AR empregados nesta pesquisa possuem características específicas que diferem fortemente dos agregados naturais. A alta porosidade, a elevada absorção de água e a baixa massa específica são consideradas as principais responsáveis pelo comprometimento das características desses concretos. De todo o modo, foi possível obter CCAR com resistência à compressão superior a 20 MPa e com parâmetros de durabilidade adequados. No que diz respeito a esses concretos, aqueles produzidos com 100% de areia reciclada apresentaram o melhor desempenho físico e mecânico dentre todas as misturas com AR.

Ainda que se tenham encontrado diferentes valores para as propriedades de cada concreto nos estados fresco e endurecido, realizou-se uma análise estatística a fim de verificar se esses resultados eram significativamente diferentes entre si. Nesse sentido, aplicou-se a análise de variância (ANOVA), para o nível de confiança de 95%, que buscou comparar os dados de amostras independentes quanto a uma determinada grandeza que, nesta pesquisa, foram as propriedades físicas e mecânicas dos concretos. Caso tal diferença tenha sido detectada, o teste de Tukey foi utilizado para identificar quais amostras foram significativamente diferentes entre si.

O Apêndice J traz os resultados estatísticos da ANOVA e do teste de Tukey para as propriedades discutidas no subitem 4.4 aos 28 e 91 dias. Em todos os casos, quando aplicado a ANOVA, houve diferenças significativas entre as amostras. Isso quer dizer que os CCAR apresentaram propriedades que são significativamente diferentes daquelas do CC.

A partir disso, foi empregado o teste de Tukey de modo a comparar os concretos, dois a dois, em relação a uma dada característica. Os resultados mostraram que algumas misturas de CCAR foram significativamente semelhantes entre si quanto a uma propriedade e, ao mesmo tempo, diferentes em relação a outra. Logo, não foi possível obter um comportamento uniforme para esses concretos na análise estatística desenvolvida. Maiores detalhes são encontrados no Apêndice J.

#### **4.4.4 Índice de intensidade de ligante**

Este capítulo se encerra com uma análise dos concretos sob o ponto de vista ambiental. A aplicação da teoria de empacotamento de partículas na produção dos concretos com agregados reciclados alterou os parâmetros inicialmente preestabelecidos em termos de composição das misturas, mantendo-se constante somente o teor de água/materiais secos. Dessa forma, analisar isoladamente a intensidade das propriedades mecânicas não é suficiente para avaliar o desempenho ambiental dos concretos, sendo necessário discutir a eficiência no uso do cimento para cada mistura.

Damineli, Pileggi e John (2017) apontam que uma estratégia promissora para melhoria da mistura no que diz respeito ao impacto ambiental é aumentar a eficiência do uso do cimento no concreto, a partir da redução do seu consumo na dosagem, desde que se garanta o mesmo desempenho do compósito. Um indicador eficaz para esta abordagem é o *índice de intensidade de ligante* ( $I_L$ ), definido como a quantidade de ligante, por metro cúbico de concreto, capaz de fornecer 1 MPa de resistência. Nesta pesquisa, o único ligante utilizado foi o cimento, tendo

em vista que nenhuma adição mineral foi empregada. A Equação 4.5 traz a representação matemática para esse índice (JOHN, 2011).

$$I_L = \frac{C_L}{R_c} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Na Equação 4.5,  $C_L$  é o consumo do ligante (cimento), em  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , e  $R_c$  é resistência à compressão do concreto, em MPa. A Tabela 4.17 apresenta essa grandeza para cada compósito nas idades de 28 e 91 dias. De acordo com John (2011), baixos valores de  $I_L$  indicam o uso eficiente do cimento. Dessa forma, nota-se que a mistura com menor  $I_L$ , ou seja, mais eficiente, foi o concreto convencional (C1), apresentando um valor igual a  $9,2 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$  aos 28 dias de idade.

Além disso, o  $I_L$  de todos os concretos variou em torno de 9 e  $14 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$ , cujos valores coincidem com o estudo apontado em Damineli (2013), no qual o autor informa que no mercado brasileiro, grande parte das misturas produzidas em concreteiras possuem  $I_L$  entre 7 e  $14 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$  para idade de 28 dias, sendo que esses concretos apresentam resistência à compressão abaixo de 40 MPa.

**Tabela 4.17** – Índice de intensidade de ligantes para os concretos ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$ )

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
<b>28 dias</b>	9.2	12.1	13.6	14.3	10.1	11.0	11.9
<b>91 dias</b>	7.5	10.2	11.7	13.2	9.2	9.1	10.5

No que diz respeito a questões ambientais, os concretos produzidos com ARC se mostraram mais eficientes quando comparados aos concretos com ARM, isso porque o índice de ligantes para os primeiros foi menor. A dosagem por empacotamento de partículas proporcionou misturas de concreto com ARC com menor teor de cimento em comparação aos concretos com ARM. Apesar disso, eles apresentaram valores de resistência à compressão similares. Isso sugere que a estratégia de empacotamento de partículas ajudou a compensar a redução do teor de ligantes (cimento) em termos de desempenho mecânico dos concretos.

## CAPÍTULO 5

---

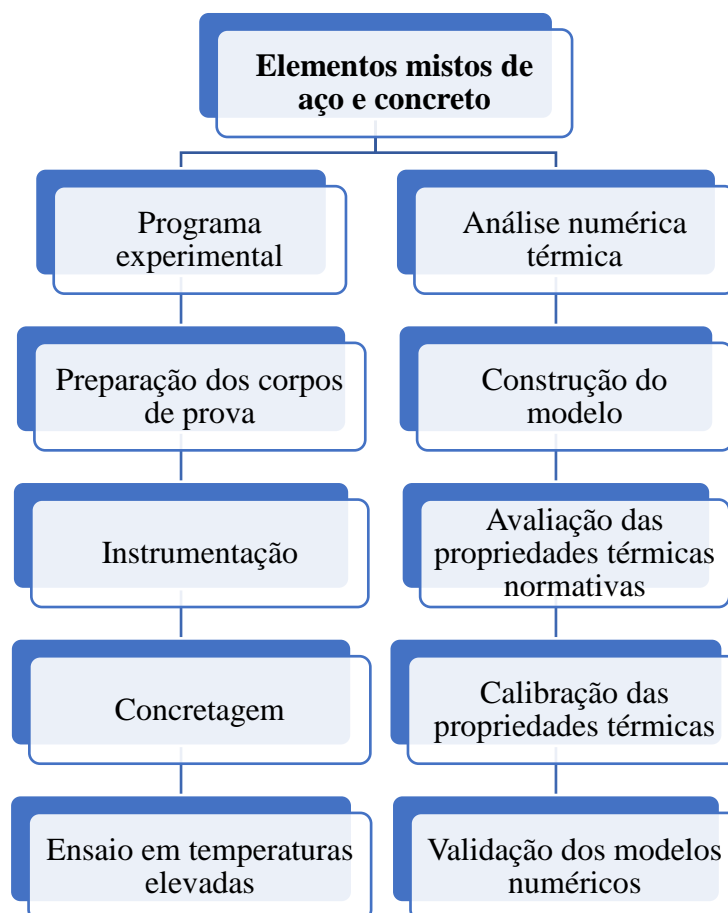
### 5 ANÁLISE DO CAMPO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No capítulo 4, sete diferentes tipos de concreto foram produzidos, sendo um constituído por agregados naturais e os demais por agregados reciclados. A partir disso, as misturas foram avaliadas quanto às suas propriedades físicas e mecânicas, em seus estados fresco e endurecido. Com base nesses estudos, no presente capítulo são apresentados experimentos preliminares voltados à obtenção do campo térmico gerado em corpos de prova formados por elementos mistos sujeitos à ação do fogo. A ideia se volta a identificar, antes de construir e realizar ensaios em vigas mistas de aço e concreto, o comportamento das sete misturas com vistas a sua eficiência enquanto barreira térmica de componentes de aço.

Com a temperatura monitorada nos protótipos, ainda que eles tenham apresentado tamanho bastante reduzido se comparado às vigas, eles conseguiram sinalizar o comportamento térmico dos elementos estruturais, considerando a mesma seção transversal e os mesmos materiais utilizados. A partir do campo de temperatura desenvolvido na seção transversal, bem como da ocorrência ou não de *spalling* nos concretos, foi possível selecionar os traços de concreto de maior interesse para serem aplicados como revestimento entre as mesas das vigas mistas. Esse procedimento será devidamente apresentado no capítulo 6.

Posteriormente aos experimentos, foram construídos modelos numéricos com o auxílio do código computacional ABAQUS, a fim de melhor estabelecer as propriedades térmicas, tais como densidade, condutividade térmica e calor específico das misturas produzidas nessa pesquisa. Os resultados foram validados a partir da comparação entre resultados numéricos e aqueles obtidos experimentalmente.

Embora os concretos produzidos com agregados reciclados tenham apresentado características satisfatórias que torne possível sua utilização em elementos estruturais, no presente capítulo, as sete misturas, denominadas de C1 a C7, foram consideradas apenas como barreira térmica para os perfis de aço, com o intuito de verificar qual tipo de concreto melhor protegeu termicamente os componentes de aço quando expostos a ação do fogo. A Figura 5.1 apresenta o fluxograma de atividades desenvolvidas nesse capítulo as quais serão detalhadas ao longo do texto.

**Figura 5.1** – Fluxograma de atividades

**Fonte:** Próprio autor.

## 5.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Primeiramente, neste subitem, descreve-se a etapa de preparação dos corpos de prova, seguida da fase de instrumentação e depois da concretagem. Posteriormente, o ensaio em temperaturas elevadas é detalhado com a apresentação dos seus resultados.

### 5.1.1 Preparação dos corpos de prova

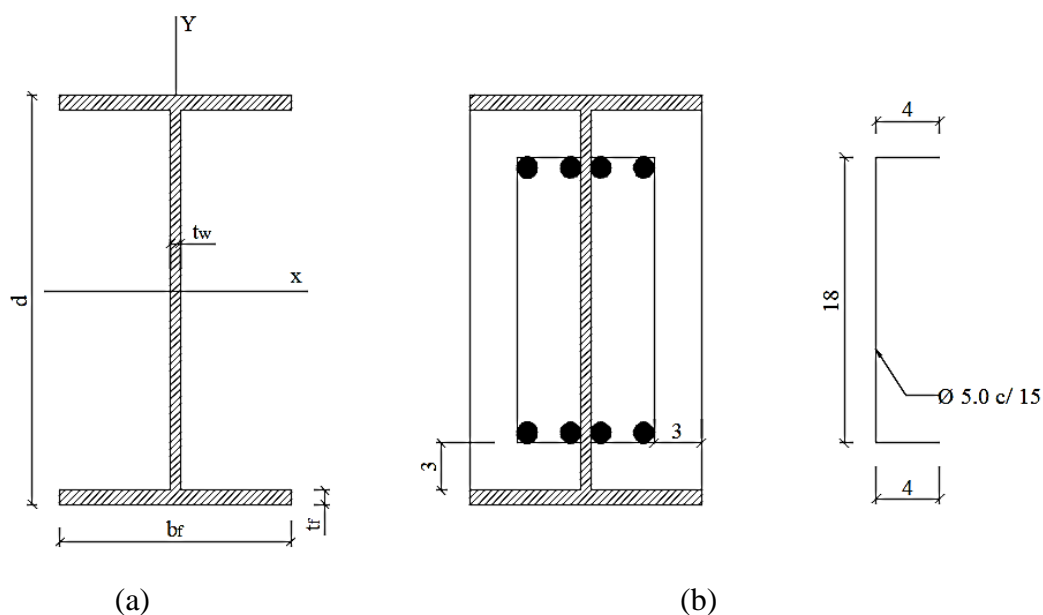
O primeiro passo da etapa de preparação dos corpos de prova consistiu na definição dos componentes de sua seção transversal, ou seja, tipo de perfil de aço, a quantidade de armaduras longitudinais e transversais bem como seus respectivos espaçamentos. O perfil de aço escolhido foi do tipo I, W 250 x 32,7, ilustrado na Figura 5.2a, pois corresponde ao mesmo elemento utilizado nos ensaios experimentais apresentados em Felício (2018), os quais também foram



desenvolvidos no laboratório de estruturas da EESC/USP. As dimensões de sua seção transversal se encontram disponíveis na Tabela 5.1.

Com relação às armaduras que compõem a seção mista, de acordo com Cavalcanti (2010), a função da armadura no concreto existente entre as mesas de VMPR é, principalmente, controlar a fissuração. Por isso, adotou-se a taxa mínima de armadura definida pela ABNT NBR 6118:2014.

**Figura 5.2** – Seção transversal: (a) elemento metálico; (b) misto



**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 5.1** – Seção transversal do perfil de aço I, W 250 x 32,7

Parâmetros	W 250 x 32,7
d (mm)	258
b <sub>f</sub> (mm)	146
f (mm)	91
t <sub>w</sub> (mm)	6,1
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	4937
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	473
Área (cm <sup>2</sup> )	42,1

**Fonte:** Próprio autor.

Em todos os protótipos foi adotada uma armadura transversal mínima com diâmetro igual a 5,0 mm, distanciadas a cada 15 cm. Além disso, a armadura longitudinal superior foi a mesma utilizada na região inferior do elemento misto, totalizando 8 barras de 6,3 mm. As barras longitudinais apresentaram resistência ao escoamento igual a 500 MPa (CA-50) e as barras transversais, resistência de 600 MPa (CA-60), de acordo as informações disponibilizadas pelo fabricante. A seção típica do perfil de aço parcialmente revestido pode ser vista na Figura 5.2b.

Para a construção da seção mista, os estribos foram soldados na alma do perfil de aço enquanto as barras longitudinais foram soldadas nas barras da armadura transversal, conforme apresentado na Figura 5.3. Foram produzidos oito corpos de prova com 0,75 m de comprimento, sendo um protótipo revestido com cada concreto apresentado no Quadro 4.4, e outro trecho de perfil não revestido que foi contemplado nessa análise para fins de comparação com os demais corpos de prova. Uma visão geral dos protótipos não concretados pode ser vista na Figura 5.4, em que é possível visualizar ganchos soldados nas mesas do perfil para facilitar o transporte dos mesmos.

**Figura 5.3** – Posicionamento das armaduras no corpo de prova: a) na seção transversal, b) ao longo do comprimento



a)



b)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.4** – Corpos de prova dos elementos mistos ainda não concretados



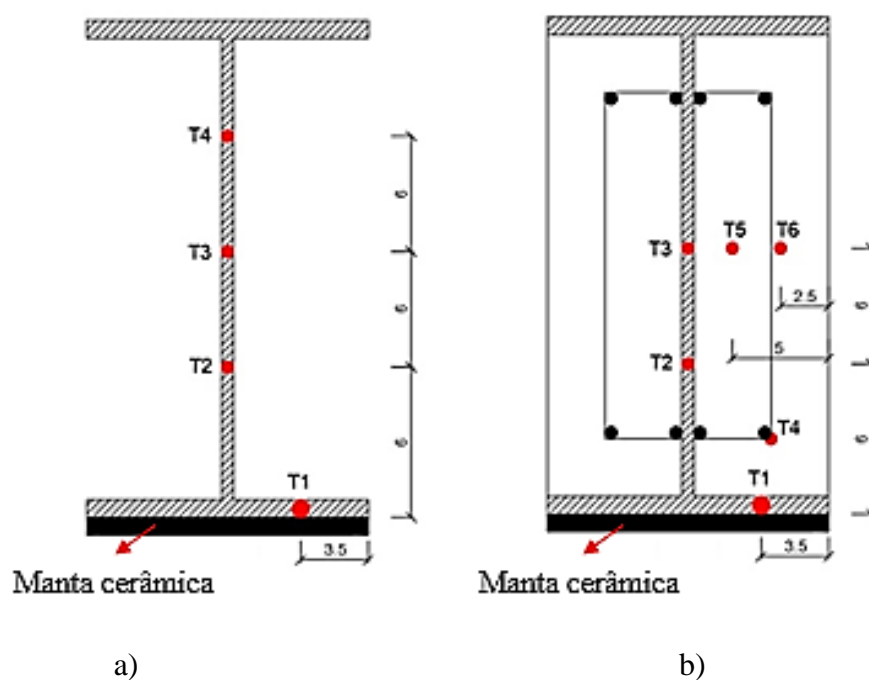
**Fonte:** Próprio autor.

### **5.1.2 Instrumentação**

Após a montagem dos corpos de prova, procedeu-se com a instrumentação para os ensaios em elevadas temperaturas. Foram utilizados termopares do tipo K, posicionados, a maior parte deles, nos perfis metálicos, tendo em vista que o principal objetivo desta análise foi verificar a variação de temperatura nesses elementos quando revestidos por diferentes tipos de concreto.

Na seção puramente metálica, foram colocados quatro termopares, enquanto na seção mista, seis, como pode ser visto na Figura 5.5. A nomenclatura dos termopares é dada por TY, em que Y indica a posição que o sensor ocupou na seção transversal. Destaca-se ainda que todos os termopares foram fixados na seção média do corpo de prova, ou seja, na metade do seu comprimento. A quantidade empregada desses sensores foi limitada a capacidade do sistema de leitura dos ensaios em incêndio do Laboratório de Estruturas da EESC/USP.

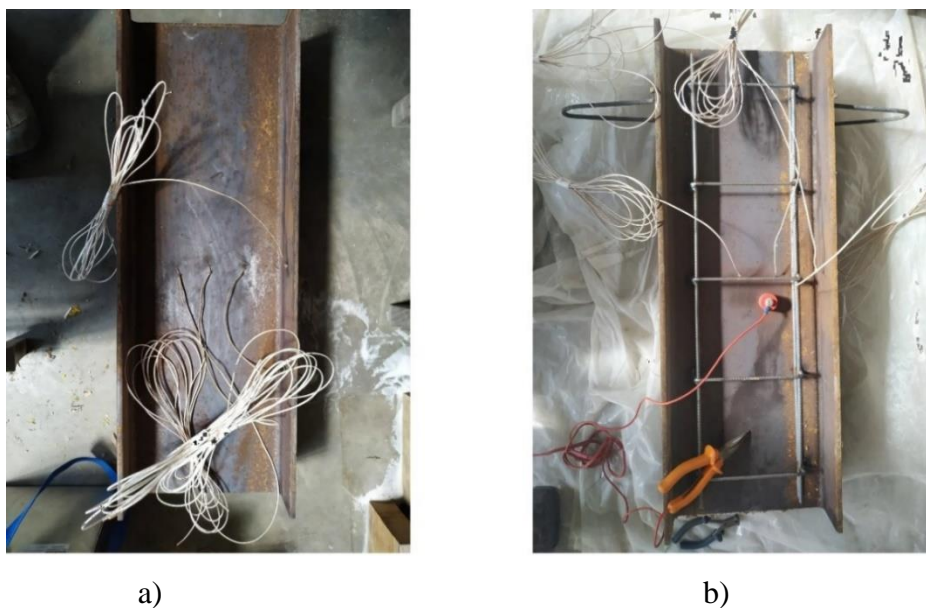
**Figura 5.5** – Posicionamento dos termopares na seção transversal dos corpos de prova: a) puramente de aço; b) mistos de aço e concreto



**Fonte:** Próprio autor.

O procedimento de fixação dos cabos termopares consistiu em unir as pontas dos dois fios que o compõem seguido de uma soldagem, com o intuito de formar um único componente após esse processo. Essa união deve ser bem realizada, uma vez que no ponto de contato entre os fios ocorrerá a medição de temperatura do material. Essa soldagem foi executada com um equipamento de solda por descarga capacitiva.

No caso dos termopares posicionados nos elementos de aço, a soldagem dos fios se deu diretamente sobre essas peças, como pode ser vista na Figura 5.6. No caso dos termopares T5 e T6 localizados nos elementos mistos, outro procedimento de soldagem precisou ser adotado, como será visto adiante.

**Figura 5.6 – Soldagem dos termopares nos perfis de aço**

**Fonte:** Próprio autor.

### 5.1.3 Etapas consideradas na concretagem

Após a montagem dos corpos de prova e a fixação dos termopares nos componentes de aço, a região entre as mesas do perfil foi concretada para formação do elemento misto. A concretagem foi feita em duas partes, uma para cada região entre as mesas, com diferença de três dias, de modo que o concreto presente em uma dada face possuísse resistência mínima para suportar a concretagem da outra face do corpo de prova. Ressalta-se que, nesse processo, tomou-se o cuidado para não haver o desprendimento dos termopares fixados na peça metálica.

Todos os concretos foram produzidos em um mesmo dia para que apresentassem a mesma idade no ensaio em situação de incêndio. Além disso, foram moldados corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, de cada traço de concreto para fins de avaliação de suas propriedades mecânicas residuais pós-fogo. A Figura 5.7 traz a representação de todos os elementos mistos produzidos, os quais foram curados, assim como os corpos de prova cilíndricos, durante os 28 dias que antecederam o ensaio em elevadas temperaturas, a fim de manter as mesmas condições em ambos os casos.

**Figura 5.7** – Protótipos dos elementos mistos de aço e concreto

**Fonte:** Próprio autor.

Além disso, observa-se que todos os concretos apresentaram consistência adequada para elaboração do elemento misto, o que pode ser comprovado pelo bom acabamento de sua superfície. Destaca-se que a nomenclatura dos protótipos a ser utilizada a partir de então é dada por CPX, em que X se refere ao traço de concreto utilizado como revestimento, seguindo o Quadro 4.4, apresentada no capítulo 4, o qual se encontra repetido nesse capítulo. A única exceção é o CP8, pois ele se refere ao elemento puramente de aço.

Próximo aos 28 dias, tempo previsto para realização dos ensaios em elevadas temperaturas, foram posicionados os termopares na região do concreto. Diferentemente do processo descrito no item 5.1.2, a soldagem dos sensores foi feita fora do elemento misto e somente depois eles foram inseridos na posição desejada.

Para fixação dos termopares no concreto, foram feitos furos nos elementos mistos cuja profundidade está apresentada na Figura 5.5. Em seguida, o termopar foi posto nessa região e recebeu uma argamassa para que ficasse preso ao local pretendido. A Figura 5.8 traz a representação desse procedimento.

**Figura 5.8** – Fixação dos termopares na região do concreto



**Fonte:** Próprio autor.

**Quadro 4.4** – Nomenclatura dos traços de concreto produzidos

Traço	Descrição
C1	Concreto de referência
C2	Somente com areia reciclada (ARM)
C3	Somente com agregado graúdo reciclado (ARM)
C4	Agregados graúdo e miúdo (ARM)
C5	Somente com areia reciclada (ARC)
C6	Somente com agregado graúdo reciclado (ARC)
C7	Agregados graúdo e miúdo (ARC)

**Fonte:** Próprio autor.

### 5.1.4 Posicionamento dos corpos de prova no forno

O ensaio em temperaturas elevadas foi realizado no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, em um forno horizontal movido a gás natural, com dimensões em planta de 3 m x 4 m. A Figura 5.9 mostra a disposição final dos oito elementos no interior do forno. Tomou-se cuidado no que diz respeito ao distanciamento entre os protótipos e os queimadores, uma vez que o contato direto entre eles poderia comprometer os resultados.

**Figura 5.9** – Posicionamento dos corpos de prova no forno



**Fonte:** Próprio autor.

A parte inferior e as extremidades dos corpos de prova foram revestidas com manta cerâmica para evitar que o calor gerado pelas chamas atingisse essa região (Figura 5.10). O objetivo foi simular a ação térmica em apenas três faces do elemento, semelhante ao que ocorre em uma viga que cuja face superior é protegida por uma laje. A fixação da manta cerâmica no protótipo foi feita utilizando o cimento QF-180. Além de este material servir como isolante térmico, também adere bem à manta cerâmica, funcionando como uma cola que permite a ligação desta com o elemento misto. Após o posicionamento dos protótipos no forno, os corpos



de prova cilíndricos foram inseridos nas regiões disponíveis, como pode ser visto na Figura 5.11.

**Figura 5.10** – Corpo de prova preparado para ser ensaiado em situação de incêndio



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.11** – Corpo de prova cilíndricos posicionados no forno

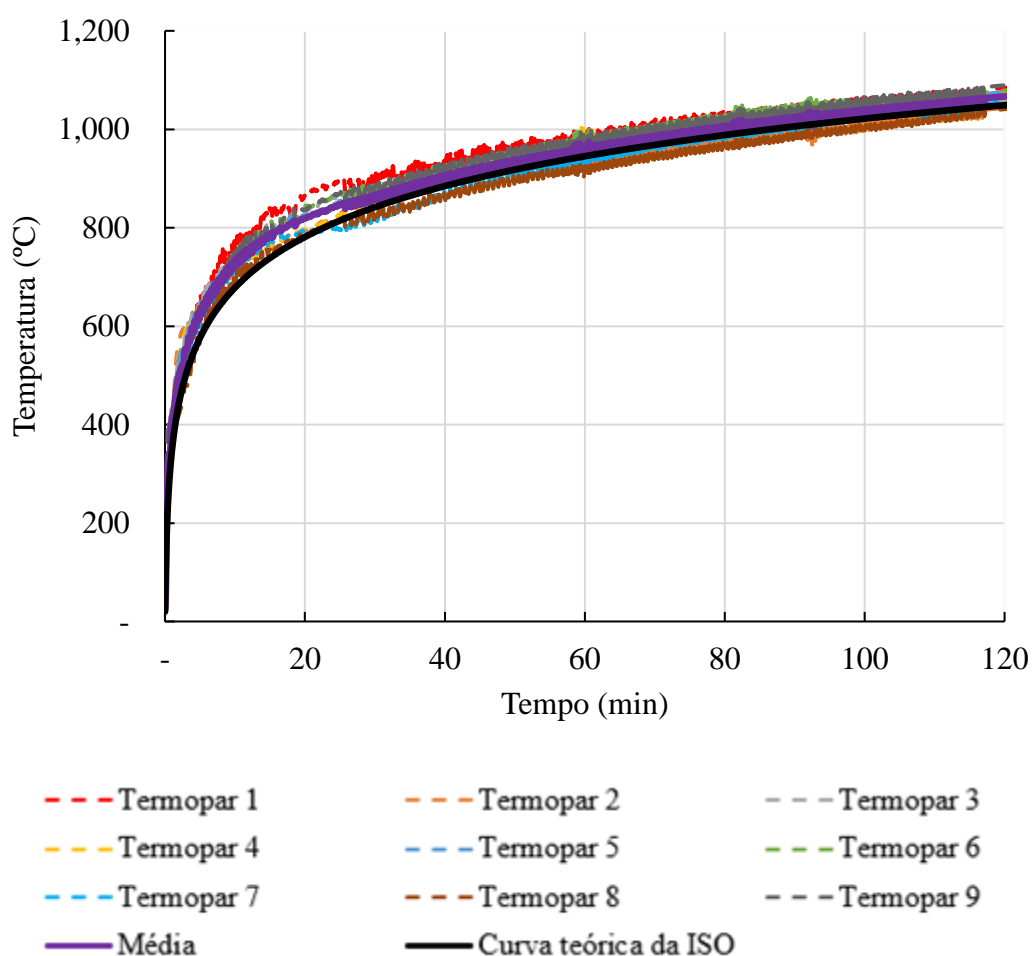


**Fonte:** Próprio autor.

### 5.1.5 Resultados e discussões dos ensaios em temperaturas elevadas

Os elementos mistos foram aquecidos em três faces segundo a curva de aquecimento de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999 com duração de duas horas. A temperatura interna do forno foi controlada por meio de nove termopares distribuídos de modo a se situarem próximos aos protótipos ensaiados. Os resultados obtidos por cada sensor estão apresentados na Figura 5.12, bem como a média entre eles e a curva teórica da ISO 834-1:1999.

**Figura 5.12** – Evolução da temperatura interna do forno



**Fonte:** Próprio autor.

Notoriamente, houve uma diferença de medida entre os nove termopares. Apesar disso, calculada a curva média de aquecimento dos gases e comparando-a com a curva normativa da ISO 834-1:1999, observa-se que elas praticamente foram coincidentes a partir de 30 minutos. De acordo com o referido código normativo, não é permitido que haja uma diferença superior a 100°C entre as curvas de aquecimento e de incêndio-padrão após 10 min de exposição, o que

não ocorreu durante o ensaio. Dessa forma, pode-se afirmar que neste experimento, o aquecimento seguiu a curva da ISO 834-1:1999.

Após a conclusão do ensaio, o forno foi devidamente desligado e com 24 horas passadas, ele foi aberto para avaliação dos protótipos. A Figura 5.13 traz este cenário. Comparando a Figura 5.11 com a Figura 5.13, conjuntura antes e depois do incêndio, observa-se a grande quantidade de fragmentos de concreto espalhados na base do forno, evidenciando a ocorrência *spalling* em alguns protótipos e corpos de prova cilíndricos. A degradação destes últimos inviabilizou o ensaio de propriedades mecânicas residuais dos concretos pós-fogo.

**Figura 5.13** – Cenário pós-fogo do forno horizontal



**Fonte:** Próprio autor.

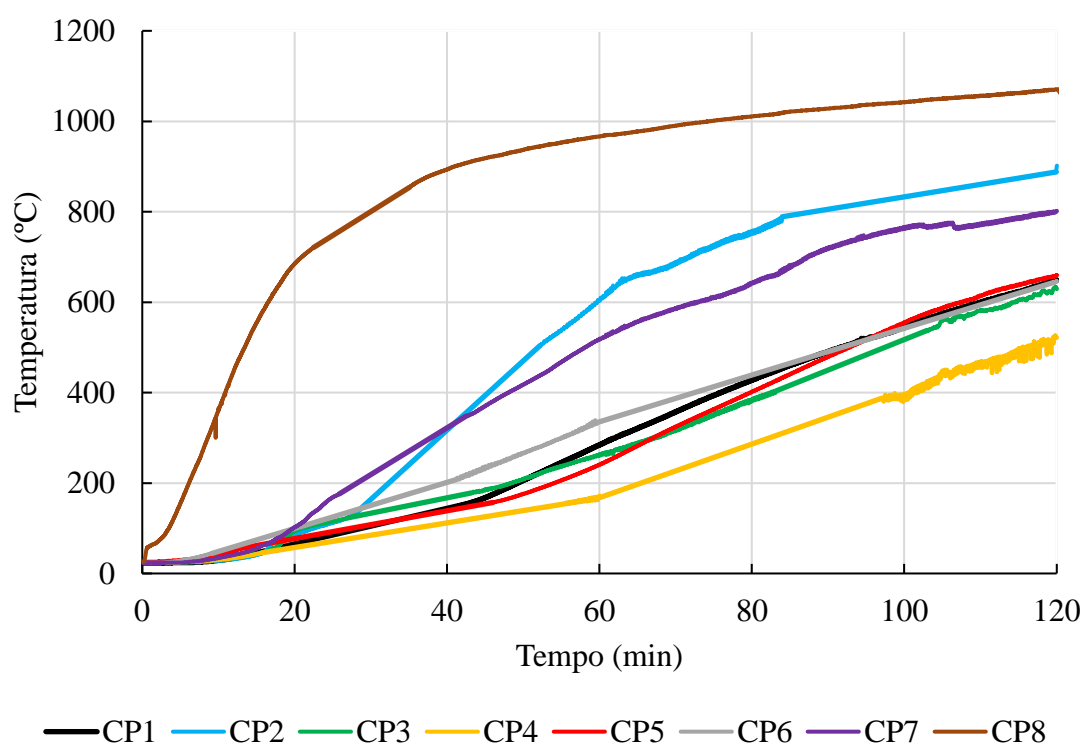
Nas análises que seguem, investigou-se a atuação dos diferentes concretos como barreira térmica de elementos de aço, bem como o dano superficial dos protótipos em virtude da ocorrência ou não de fissuração e *spalling*. O comportamento individual de cada corpo de prova se encontra detalhado no Apêndice K.

A fim de identificar qual traço de concreto melhor protegeu termicamente o elemento de aço, foram escolhidos os termopares 1 (mesa), 3 (alma) e 4 (armadura) identificados na Figura 5.5, de modo a avaliar a evolução da temperatura detectada por esses sensores. De forma

complementar, foi feita uma análise do campo térmico desenvolvido no concreto (termopar 6) com o intuito de verificar o comportamento da temperatura nesse material ao longo de duas horas de ensaio.

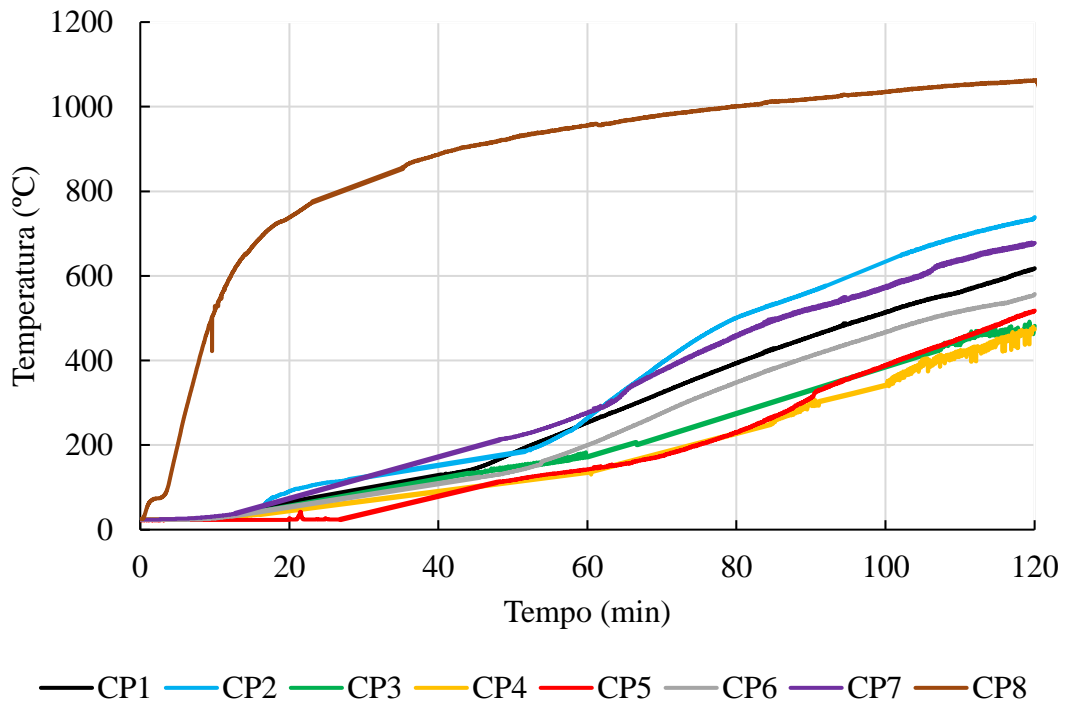
As Figuras 5.14, 5.15 e 5.16 trazem a evolução da temperatura nos termopares 1, 3 e 4 de cada protótipo, respectivamente. Primeiramente, menciona-se que a presença do concreto, independentemente do traço, foi capaz de reduzir de maneira considerável a temperatura do perfil de aço quando comparado com o mesmo elemento sem preenchimento.

**Figura 5.14** – Evolução da temperatura no termopar T1



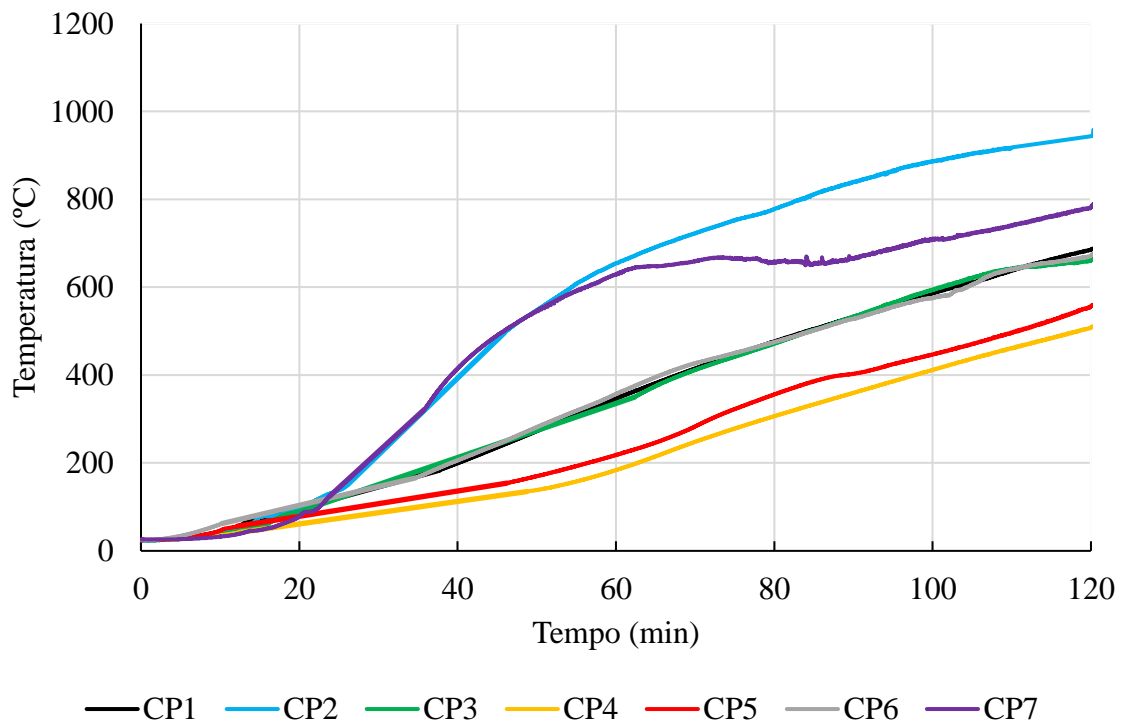
**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.15** – Evolução da temperatura no termopar T3



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.16** – Evolução da temperatura no termopar T4



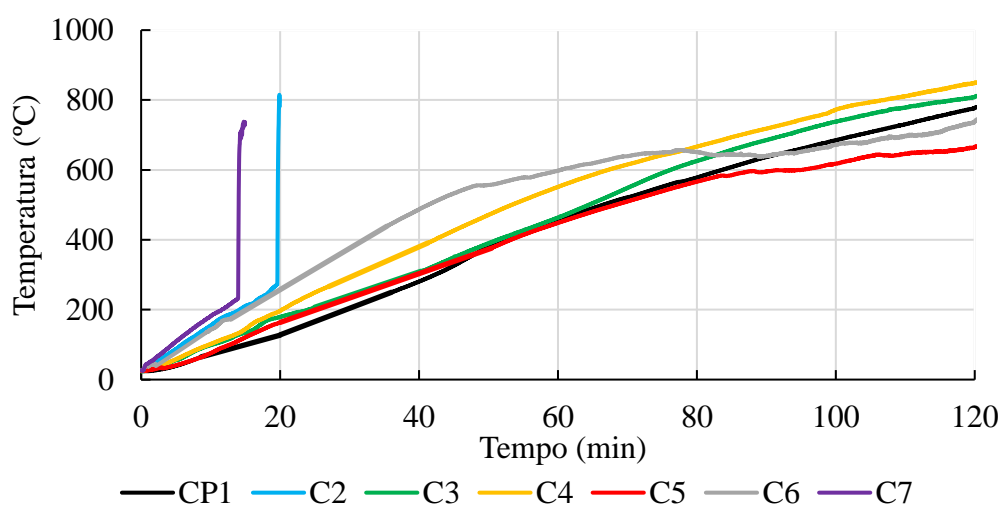
**Fonte:** Próprio autor.

Os gráficos mostram que os elementos de aço dos protótipos CP2 (revestido com areia reciclada ARM) e CP7 (revestido com 100% de ARC) apresentaram as maiores temperaturas em relação aos demais protótipos mistos, o que permite afirmar que os concretos que os revestiram foram menos eficientes na proteção térmica. Em algumas regiões, a diferença de temperatura entre o protótipo preenchido com concreto de referência (CP1), quando comparado ao CP2 e ao CP7, ultrapassou os 200°C. Isso pode ser justificado em função do elevado nível de *spalling* que esses materiais sofreram durante o aquecimento, o que impediu uma efetiva proteção térmica.

Por outro lado, os componentes de aço dos protótipos CP3, CP4, CP5 e CP6 apresentaram temperaturas próximas, ou mesmo inferiores, ao elemento revestido com concreto convencional. Esse fato mostra o potencial térmico CCAR, indicando que o uso de agregados reciclados na produção de concretos pode ser uma estratégia promissora para proteção de estruturas de aço em situações de incêndio, associado ao apelo ambiental na produção desses materiais.

A Figura 5.17 traz a evolução da temperatura para o termopar 6 situado no concreto. Vale destacar que o termopar 5 foi descartado desta análise, pois houve erro de leitura deste sensor no concreto de referência, tornando inviável o estudo comparativo. Excluindo os resultados dos protótipos CP2 e CP7, os quais não foram possíveis de serem obtidos durante todo o ensaio por perda de leitura devido ao *spalling*, os demais concretos reciclados apresentaram temperaturas maiores ou próximas às do concreto de referência, na maior parte do tempo.

**Figura 5.17** – Evolução da temperatura no termopar T6



**Fonte:** Próprio autor.

Uma vez que os CCAR protegeram melhor termicamente os componentes metálicos, pode-se dizer que eles apresentam menor condutividade térmica em relação ao concreto com agregados naturais, assim como apontado em Laneyrie *et al.* (2016) e Zhao, Liu e Yang (2018). Logo, houve uma redução da propagação do calor, o que retardou o aquecimento desses elementos de aço.

Em relação ao dano nos materiais, as Figuras 5.18 a 5.25 mostram a superfície dos protótipos após o aquecimento de duas horas. Iniciando a análise dos componentes de aço, sejam as mesas expostas nos protótipos revestidos ou o protótipo puramente isolado, nota-se que o tempo de exposição ao fogo de duas horas foi suficiente para a degradação intensa do aço. Fissuras se tornaram aparentes e, no caso do CP8, houve perda de partes da seção transversal (Figura 5.25).

**Figura 5.18** – Corpo de prova CP1 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



a)



b)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.19** – Corpo de prova CP2 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



a)



b)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.20** – Corpo de prova CP3 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



a)

b)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.21** – Corpo de prova CP4 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



a)

b)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.22** – Corpo de prova CP5 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



a)

b)

**Fonte:** Próprio autor.



**Figura 5.23** – Corpo de prova CP6 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.24** – Corpo de prova CP7 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.25** – Corpo de prova CP8 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



**Fonte:** Próprio autor.

De acordo com o Eurocode 3 Parte 1-2:2005, acima de 1000°C, temperatura alcançada por alguns componentes metálicos aqui analisados, os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço são menores que 0,040 e 0,045, respectivamente, ou seja, um elemento constituído por esse material praticamente não apresenta qualquer capacidade de resistir às ações. Dessa forma, era de se esperar que, em um período de aquecimento de duas horas associado ao incêndio-padrão, o aço ficasse comprometido de forma significativa.

Com relação aos elementos mistos, dois protótipos apresentaram *spalling* do tipo explosivo, CP2 e CP7, em virtude dos ruídos ouvidos durante o ensaio. Apesar de não haver uma visão geral dos protótipos sendo aquecidos dentro do forno, foi possível visualizá-los individualmente através de “escotilhas” existentes em algumas partes do equipamento. Por volta dos primeiros 20 minutos de ensaio, ocorreram dois ruídos muito evidentes. Imediatamente ao ouvi-los, pôde-se identificar pelas escotilhas qual protótipo havia sido fragmentado de forma explosiva: primeiro o CP7 e depois o CP2.

Nesses protótipos, o concreto situado entre as mesas apresentou um alto nível de deslocamento, tornando aparente, em alguns pontos, as armaduras longitudinais e transversais, conforme pode ser visto nas Figuras 5.19 e 5.24. Isso provocou perda das leituras, próximo de 20 minutos de exposição, dos termopares 5 e 6 que se situavam no concreto. Esse deslocamento foi irregular, sendo que em algumas partes da superfície houve uma maior perda de material, não sendo possível determinar a espessura de concreto perdida na seção transversal.

Segundo Phan *et al.* (2010), os primeiros 20 a 30 minutos de um incêndio são propícios para ocorrência do *spalling*, pois nesse instante a temperatura do concreto supera a faixa entre 220°C e 280°C. Isso ocorreu nos protótipos CP2 e CP7, como pode ser visto na Figura 5.17. O momento em que o termopar T6 parou de efetuar suas leituras foi quando ele registrou temperaturas superiores a 200°C.

Os autores ainda afirmam que o material, quando aquecido, fica sujeito a um elevado gradiente de temperatura entre a face exposta ao fogo e o interior pouco aquecido, o que ocasiona o seu deslocamento em função de tensões termomecânicas e termo-hidráulicas. Além disso, durante um incêndio, o aumento da temperatura promove a evaporação da umidade do concreto. Caso a permeabilidade do material não seja suficiente para liberar os gases formados, há um aumento contínuo da pressão de vapor (poropressão) até o ponto em que ela excede a capacidade de tração do concreto, promovendo o *spalling*.

Adicionalmente, Brites (2011) aponta que existem inúmeros fatores combinados que podem influenciar o deslocamento do concreto, tais como a natureza dos agregados, tamanho

da seção transversal e a idade do material. Kodur *et al.* (2000) complementam ao afirmar que a umidade é importante para essa análise, de maneira que quanto maior o seu teor, mais severo pode ser o *spalling*.

Concretos com agregados reciclados apresentam elevada porosidade, o que pode facilitar a liberação do vapor de água que surge internamente em sua microestrutura e aliviar as tensões de tração no material quando submetidos a elevadas temperaturas. Apesar disso, segundo Robert, Beaucourt e Colina (2015) e Zegardlo, Szelag e Ogrodnik (2018), a grande quantidade de água presente nos agregados reciclados, oriunda da etapa de pré-molhagem, pode ser um motivo para a ocorrência do *spalling*.

Isso pode justificar o fenômeno ocorrido nos concretos C2 e C7, uma vez que essas misturas além de apresentarem uma grande quantidade de água, em função da elevada relação água/cimento, o valor de água adicionada para a pré-molhagem dos AR também foi elevada. Além disso, cabe destacar que a idade do ensaio e a condição de umidade dos corpos de prova podem ter favorecido a ocorrência desse fenômeno, tendo em vista que o ensaio em elevadas temperaturas ocorreu 28 dias após a produção dos concretos, com os corpos de prova na condição saturada superfície seca.

Noumowe, Siddique e Debicki (2008) produziram um concreto leve que apresentou *spalling* em situação de incêndio. Apesar de ter utilizado como agregado a argila expandida, esse concreto possui relação com os CCAR. Ambos utilizam um material poroso e tornam o compósito menos denso. Os autores atribuíram o deslocamento ao elevado gradiente térmico desenvolvido no concreto (redução da condutividade térmica) associado à baixa permeabilidade desse material. Logo, isso pode ajudar a explicar os resultados e observações feitas no presente estudo.

Com relação ao aspecto visual dos protótipos CP3 (revestido com agregados graúdos do tipo ARM) e CP4 (revestido com 100% de ARM), ilustrados nas Figuras 5.20 e 5.21, respectivamente, o concreto apresentou um leve deslocamento, o que tornou aparente os agregados graúdos constituintes da mistura. Pequenas porções de concreto foram perdidas de forma gradual e não-violenta durante o incêndio em função da desidratação da matriz cimentícia, seguida pela perda de ligação entre ela e o agregado. Isso não comprometeu a proteção térmica em função do deslocamento ter sido superficial.

Os protótipos CP1 (referência) e CP6 (revestido com agregados graúdos do tipo ARC) não apresentaram *spalling*, embora seja visível à elevada fissuração superficial do material, conforme pode ser observado nas Figuras 5.18 e 5.23, respectivamente. Isso pode estar associado à retração que o concreto sofreu ao longo das duas horas de exposição ao fogo

juntamente com a degradação de seus constituintes. Em todos os corpos de prova, o concreto ultrapassou os 600°C, de acordo com a Figura 5.17. Nessa temperatura já ocorreu a desidratação e decomposição dos géis de C-S-H e da portlandita (OTHUMAN; WANG, 2011; FERNANAS; BOLINA; TUTIKIAN, 2017).

Ainda com relação ao dano nos corpos de prova mistos, é importante mencionar que em alguns deles o *spalling* não aconteceu nas duas faces expostas. Sobre o CP3 e o CP4, por exemplo, somente em uma face houve o deslocamento, porém ele foi de forma superficial e em uma região pequena, como já mencionado. Apesar disso, no caso do CP5, conforme ilustrado na Figura 5.22b, apenas no lado 01, onde não havia nenhum termopar fixado, houve perda considerável de material, ainda que nenhuma armadura tenha ficado aparente. Em relação ao CP7, o *spalling* foi mais agressivo no lado 02 quando comparado ao lado 01 (Figura 5.24).

Para o desenvolvimento desses ensaios, foi feito o controle das propriedades físicas e mecânicas dos concretos situados nos dois lados do elemento misto. Os valores dessas propriedades foram equivalentes aqueles definidos no capítulo 4, quando da caracterização desses materiais. Logo, o *spalling* não uniforme identificado nos protótipos não está relacionado às características do concreto.

Acredita-se que a justificativa para tal fenômeno pode estar associada ao posicionamento dos corpos de prova dentro do forno. Houve um aquecimento não uniforme no equipamento, como pôde ser visto na Figura 5.12. Os nove termopares que mediam as temperaturas dentro do forno apresentaram temperaturas diferentes, logo, um lado do protótipo pode ter se aquecido mais do que o outro, gerando um elevado gradiente térmico, o que resultou no *spalling*. Além disso, algumas faces dos elementos se encontravam mais próximas aos queimadores, o que pode ter contribuído para esse aquecimento diferencial.

Khalaf e DeVenny (2004) apontam que concretos com agregados reciclados de cerâmica apresentam desempenho superior àqueles produzidos com agregados naturais em situação de incêndio. Isso porque a cerâmica é um material termoestável, ou seja, ela tem alta capacidade de reter calor, não o propagando rapidamente e não sendo inflamável. Portanto, os concretos com cerâmica protegem melhor as armaduras e mantém por mais tempo a integridade de estruturas. As conclusões dos autores justificam os resultados encontrados neste estudo experimental, pois os concretos C3 e C4, que apresentaram maiores teores de cerâmica, promoveram boa proteção para os componentes de aço.

## 5.2 ANÁLISE NUMÉRICA DOS CORPOS DE PROVA MISTOS

Este item apresenta a descrição da modelagem numérica referente ao comportamento térmico dos elementos de aço e mistos de aço e concreto sujeitos à ação do fogo. Nesse sentido, foram desenvolvidos modelos bidimensionais no código computacional ABAQUS versão 6.18 que utiliza o método dos elementos finitos como formulação para fins de análises numéricas.

Essa abordagem buscou avaliar a aplicabilidade das propriedades térmicas (densidade, condutividade térmica e calor específico) recomendadas pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 2 Parte 1-2:2004 para os concretos produzidos com agregados naturais basálticos e com agregados reciclados.

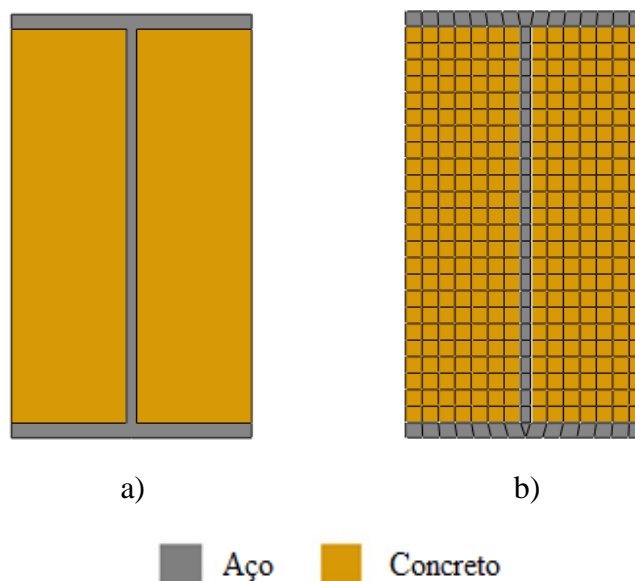
### 5.2.1 Geometria, malha e condições de contorno

O elemento misto foi composto por perfil de aço, concreto e armaduras transversais e longitudinais. Em relação às armaduras, elas apresentam pouco impacto na distribuição de temperatura em seções transversais de concreto armado quando sua taxa resulta inferior a 4% (STEFAN *et al.*, 2020). Nesse sentido, os modelos bidimensionais não contemplaram as armaduras longitudinais e transversais dos protótipos mistos, tendo em vista que sua taxa de armadura foi menor que 2%. A Figura 5.26a traz a representação do modelo numérico bidimensional considerado.

Os demais componentes da seção transversal foram simulados com elementos finitos 2D Planar do tipo *four-node linear heat transfer quadrilateral* (DC2D4). Em outras palavras, o elemento finito DC2D4 possui o formato de um quadrilátero, composto por quatro nós, sendo um em cada extremidade, apresentando grau de liberdade único, isto é, a temperatura.

O contato entre o aço e o concreto foi realizado com o uso da função *tie constraint* do tipo *master-slave surfaces* que une os graus de liberdade dos nós das superfícies em contato, garantindo a igualdade da temperatura na interface dos dois materiais. Com relação à geração da malha (Figura 5.26b), a dimensão do elemento finito igual a 10 x 10 mm<sup>2</sup> garantiu uma melhor precisão computacional associada à velocidade de processamento.

**Figura 5.26** – a) Representação do modelo numérico térmico bidimensional; b) malha



**Fonte:** Próprio autor.

As condições de contorno necessárias para realização de uma análise térmica se referem aos três mecanismos de transferência de calor (convecção, radiação e condução). A condução está associada aos materiais da seção transversal e será discutida no item 5.2.2. Em relação à convecção e à radiação, inserem-se nos modelos numéricos as grandezas coeficiente de convecção ( $\alpha_c$ ) para o primeiro mecanismo, bem como a emissividade do material ( $\epsilon$ ) e a constante Stefan-Boltzmann ( $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ) para o segundo.

Para a superfície aquecida, adotou-se o coeficiente de convecção igual a  $25 \text{ W.m}^2.\text{K}^{-1}$  e a emissividade das superfícies de aço e de concreto igual a 0,7, conforme recomendado pela ABNT NBR 14323:2013, pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 1 Parte 1-2:2002. Entretanto, para a superfície não aquecida, a região foi modelada somente com um coeficiente de convecção igual a  $9 \text{ W.m}^2.\text{K}^{-1}$ , valor que caracteriza os fenômenos de convecção e radiação simultaneamente segundo o código normativo europeu.

## 5.2.2 Propriedades Térmicas dos Materiais

Na análise numérica em contexto térmico, assume-se como de interesse o modelo de transferência de calor do tipo transiente, no qual as propriedades dos materiais variam com a distribuição de temperatura. Nesse sentido, faz-se necessário definir a densidade, a condutividade térmica e o calor específico dos materiais que compõem o elemento misto. Pelo

fato de essas propriedades, em função da temperatura, não terem sido determinadas nos ensaios experimentais, decidiu-se adotar as equações fornecidas pelos códigos normativos e pela literatura para o aço e para o concreto.

### 5.2.2.1 Densidade

De acordo com a ABNT NBR 14323:2013 e o Eurocode 3 Parte 1-2:2005, a densidade do aço é considerada constante com a variação da temperatura e equivale a 7850 kg/m<sup>3</sup>. Com relação ao concreto, a ABNT NBR 15200:2012 e o Eurocode 2 Parte 1-2:2004 descreve a densidade do material segundo a Equação 5.1, onde  $\rho$  é a densidade em uma dada temperatura,  $\rho_0$  é a densidade à temperatura ambiente e  $\theta_c$  é a temperatura no concreto.

A Equação 5.1 é proposta para concretos com agregados graúdos silicosos e calcários. Porém, a variação da densidade do concreto de referência (C1) com a temperatura é diferente daquela recomendada pela norma europeia. Isso porque o basalto, agregado natural utilizado, possui baixa expansão térmica, o que torna a redução da densidade do concreto mais lenta com a temperatura (NAUS, 2010). A relação entre a densidade e a temperatura utilizada para esse concreto está a indicada na Tabela 5.2.

$$\rho = \rho_0 \begin{cases} 1, & \text{para } \theta_c \leq 115^\circ\text{C} \\ \left(1 - 0,02 \frac{\theta_c - 115}{85}\right), & \text{para } 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\ \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta_c - 200}{200}\right), & \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\ \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta_c - 400}{800}\right), & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{Eq.5.1})$$

No que concerne aos concretos com agregados reciclados, há lacunas na literatura a respeito da variação de sua densidade com a temperatura. Logo, para esse tipo de concreto, foi utilizada a Equação 5.1, assim como feito por Stefan *et al.* (2020). Nesse trabalho os autores buscaram simular o comportamento térmico de diferentes tipos de concreto, inclusive CCAR.

**Tabela 5.2** – Propriedades térmicas para o concreto de referência

Temperatura	$P_0/P_\theta$ †		
	Densidade	Condutividade	Calor específico (J.kg <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> )
20	1,000	1,00	1100
50	1,000	1,11	1123
75	1,000	1,06	1136
100	1,000	1,00	1150
200	1,000	0,70	1220
300	1,000	0,62	1273
400	0,990	0,58	1321
500	0,980	0,58	1354
600	0,970	0,58	1367
700	0,960	0,58	1353
800	0,958	0,58	1293
900	0,955	0,58	1198
1000	0,950	0,58	1106
Fonte:	Fib 38 (2007)	Blundell, Diamond e Browne (1976)	Shin <i>et al.</i> (2002)

†Relação entre a propriedade em 20°C ( $P_0$ ) e a propriedade em uma dada temperatura ( $P_\theta$ )

**Fonte:** Próprio autor.

#### 5.2.2.2 Condutividade Térmica

Segundo a ABNT NBR 14323:2013 e o Eurocode 3 Parte 1-2:2005, a condutividade térmica do aço em função da temperatura é definida por meio da Equação 5.2, em que  $\lambda_a$  é a condutividade térmica do aço e  $\theta_a$ , sua respectiva temperatura.

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \\ 27,3 & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{Eq.5.2})$$

Sobre a condutividade térmica do concreto, sua determinação é complexa em função da heterogeneidade desse material. De modo geral, trata-se de uma propriedade que depende principalmente do tipo de agregado utilizado e da umidade do compósito (KODUR; KHALIQ,



2011). Com relação ao tipo de agregado, pelo fato de eles ocuparem grande parte do volume do concreto, a depender da sua origem, eles podem aumentar ou reduzir essa grandeza. No que concerne à umidade, concretos saturados apresentam condutividade térmica superior ao concreto na condição seca, pois a água possui condutividade térmica 25 vezes maior que o ar (BESSENOUCI *et al.*, 2014; ASADIA *et al.*, 2018).

O Eurocode 2 Parte 1-2:2004 apresenta dois limites, um inferior ( $\lambda_{inf}$ ) e outro superior ( $\lambda_{sup}$ ), que modelam a condutividade térmica do concreto. Seus valores estão indicados nas Equações 5.3 e 5.4, respectivamente.

$$\lambda_{inf} = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{Eq.5.3})$$

$$\lambda_{sup} = 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{Eq.5.4})$$

Análises numéricas prévias apontaram que o uso dessas equações na modelagem numérica produziu resultados não satisfatórios, de modo que, em alguns casos, eles foram contra a segurança e, em outros, bastante conservadores quando comparados aos ensaios experimentais. Considerando o exposto, associado às informações disponíveis na literatura, a curva referente à condutividade térmica para todos os concretos utilizados nesse estudo está apresentada na Tabela 5.2, onde constam os fatores de redução ou de aumento dessa propriedade (em temperatura ambiente) com o aquecimento.

De acordo com Al-Sibahy e Edwards (2012) e Asadia *et al.* (2018), a condutividade térmica do concreto aumenta com o crescimento da temperatura a valores menores que 100°C, em função da alta movimentação do vapor d'água presente nos poros desse material. Apesar disso, a partir dessa temperatura, há uma elevada degradação química e física dos constituintes do concreto, o que reduz essa propriedade (WEIDENFELD; AHARON; HOCHBAUM, 2002). Esse comportamento se reflete na curva indicada na Tabela 5.2, o que justifica a sua utilização.

Além disso, admitiu-se como constante a condutividade térmica do concreto a partir de 400°C. Zhao, Liu e Yang (2018) afirmam que a partir dessa temperatura, a redução dessa propriedade é bastante pequena, fundamentando essa simplificação. Os valores de condutividade térmica adotados em temperatura ambiente para os diferentes concretos se encontram na Tabela 5.3.

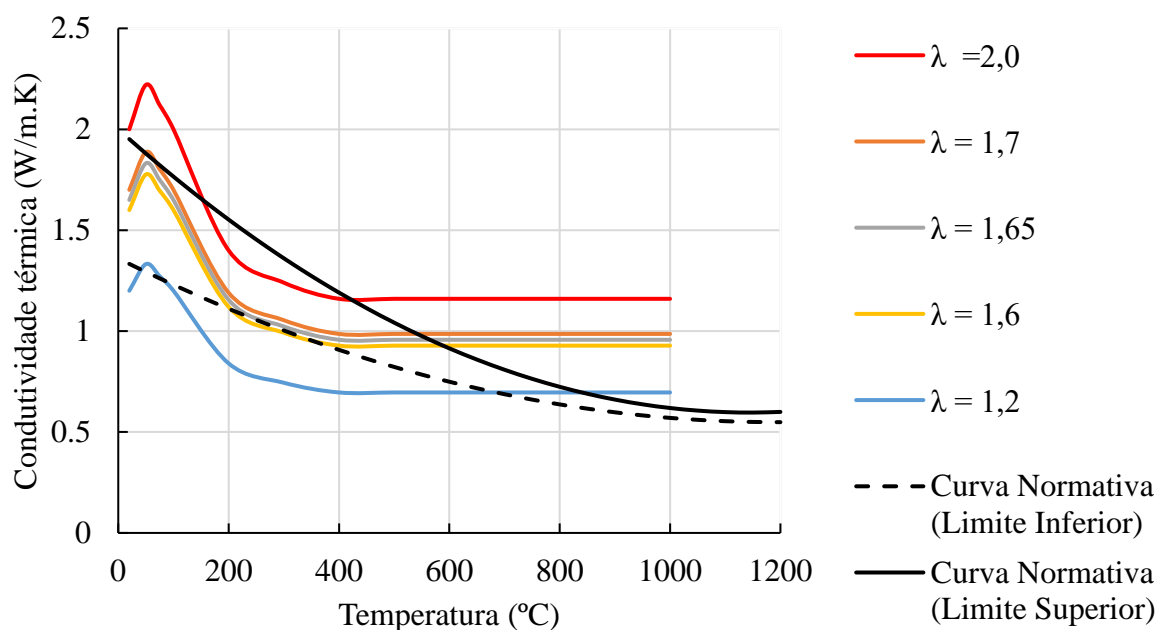
**Tabela 5.3** – Propriedades dos concretos em temperatura ambiente

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
<b>Condutividade (W/m. K)</b>	2,0	-	1,6	1,2	1,65	1,70	-
<b>Umidade (%)</b>	4,83	9,08	8,15	10,87	8,92	7,66	10,55

**Fonte:** Próprio autor.

Com relação ao concreto de referência, constituído por agregado graúdo basáltico, adotou-se uma condutividade térmica em temperatura ambiente igual a 2,0 W/m.K, valor mencionado por Mehta e Monteiro (2014) para esse tipo de concreto. Para os concretos produzidos com agregados reciclados, essa propriedade foi determinada a partir de uma calibração numérica, em função das propriedades físicas das misturas. Menciona-se que os elementos mistos constituídos pelos concretos C2 e C7, por apresentarem *spalling* durante o ensaio em elevadas temperaturas, não foram modelados numericamente.

A comparação entre as curvas normativas referentes à condutividade térmica e aquelas adotadas para modelagem numérica desta tese se encontra na Figura 5.27. Nota-se que com exceção da curva para o concreto de referência ( $\lambda = 2,0$ ) e para o concreto com 100% de ARM ( $\lambda = 1,2$ ), as demais curvas da condutividade térmica para os CCAR se localizaram dentro dos limites superior e inferior normativos.

**Figura 5.27** – Condutividade térmica em função da temperatura

**Fonte:** Próprio autor.

### 5.2.2.3 Calor específico

O calor específico do aço ( $c_a$ ) em função da temperatura é definido pela ABNT NBR 14323:2013 e pelo Eurocode 3 Parte 1-2:2005, por meio da Equação 5.5.

$$c_a = \begin{cases} 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 & 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \\ 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738} & 600^\circ\text{C} < \theta \leq 735^\circ\text{C} \\ 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} & 735^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C} \\ 650 & 900^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{Eq.5.5})$$

Em relação ao concreto, a ABNT NBR 15200:2012 e o Eurocode 2 Parte 1-2:2004 definem a Equação 5.6 para o cálculo do calor específico desse material ( $c_c$ ) com a variação da temperatura, onde  $c_0$  é o valor dessa propriedade em temperatura ambiente e  $c_{top}$  é um valor adicional que depende da umidade do material. De acordo com Stefan *et al.* (2020),  $c_{top}$  permite considerar, numericamente, de forma simplificada, os efeitos de mudança de fase que acontece na água interna ao concreto em temperaturas próximas a  $100^\circ\text{C}$  (*hygral effect*).

$$c_c = c_0 + \begin{cases} 0, & \text{para } \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ c_{top} & \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 115^\circ\text{C} \\ c_{top} - (c_{top} - 100) \frac{\theta_c - 115}{85} & \text{para } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ 100 + \frac{\theta_c - 200}{2} & \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ 200 & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{Eq.5.6})$$

A representação numérica do *hygral effect* se dá a partir da associação entre os modelos de transporte de massa e de calor (ANG; WANG, 2009). Esse fenômeno não pode ser negligenciado, principalmente no caso dos concretos com agregados reciclados, que apresentam um teor de água bastante elevado, em função da sua alta absorção e da etapa de pré-molhagem realizada durante a concretagem (capítulo 4). Apesar disso, a representação ideal do *hygral effect* foge do escopo desta tese. Por essa razão, esse fenômeno será contemplado na modelagem a partir do  $c_{top}$  presente na Equação 5.6, como realizado por Stefan *et al.* (2020).

É importante destacar que a Equação 5.6 foi determinada para concretos com agregados silicosos e calcários, não atendendo ao concreto de referência produzido com agregados basálticos. Nesse sentido, foi utilizada a curva experimental definida por Shin *et al.* (2002), apresentada na Tabela 5.2, específica para esse material.

Segundo Kodur e Khaliq (2011) e em Xing *et al.* (2015), o tipo de agregado usado no concreto pouco influencia o calor específico em temperatura ambiente. Por isso, na modelagem dos concretos com agregados reciclados foi utilizado o  $c_0$  igual  $1100 \text{ J.kg}^{-1}\text{K}^{-1}$  referente ao concreto de referência. Embora haja na literatura algumas poucas equações que descrevem o comportamento do calor específico em função da temperatura para CCAR, optou-se por utilizar a Equação 5.6 pelo fato de ter apresentado bons resultados.

O valor de  $c_{top}$  é determinado em função da umidade do concreto. O Eurocode 2 Parte 1-1:2004 define esse parâmetro para misturas com umidade entre 0 e 10%. Dessa forma,  $c_{top} = 0$ , para concretos com umidade igual a 0%;  $c_{top} = 1120 \text{ J.kg}^{-1}\text{K}^{-1}$  para concretos com umidade igual a 3%; e  $c_{top} = 4700 \text{ J.kg}^{-1}\text{K}^{-1}$  para concretos com umidade igual a 10%. Destaca-se ainda que para valores intermediários,  $c_{top}$  pode ser interpolado, ao passo que para valores acima de 10%, ele pode ser extrapolado, conforme pontuado em Stefan *et al.* (2020). O valor da umidade dos concretos de revestimento se encontra disponível na Tabela 5.3, ao passo que o procedimento de medição desta grandeza está detalhado no capítulo 6.

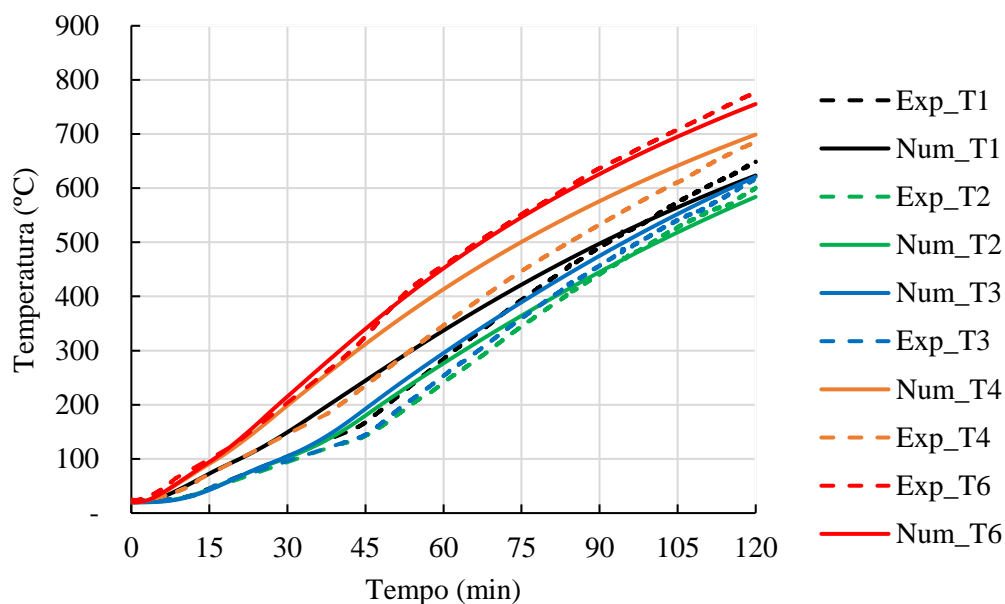
#### 5.2.2.4 Resultados numéricos

Neste subitem comparam-se os resultados obtidos nas simulações numéricas com os dados experimentais, bem como são discutidos os procedimentos e parâmetros térmicos adotados para os diferentes concretos. Pelo fato de o aço ser um material homogêneo, com propriedades térmicas bem definidas, não se faz necessário uma discussão sobre elas.

O concreto de referência foi modelado com as características fornecidas nas Tabelas 5.2 e 5.3, o que difere das propriedades definidas pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 2 Parte 1-2:2004. Empregando as curvas de densidade, condutividade térmica e calor específico em função da temperatura recomendadas por esses códigos normativos, os resultados numéricos se distanciaram dos ensaios experimentais, uma vez que essas curvas foram desenvolvidas para um concreto composto por agregados diferentes dos utilizados no presente estudo.

No entanto, com base na literatura disponível que apresenta a variação da densidade e do calor específico com a temperatura para o concreto produzido com agregado basáltico, associado a calibrações numéricas para definição da condutividade térmica, foi possível obter similaridade entre os resultados numéricos e experimentais, como pode ser visto na Figura 5.28.

**Figura 5.28** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP1

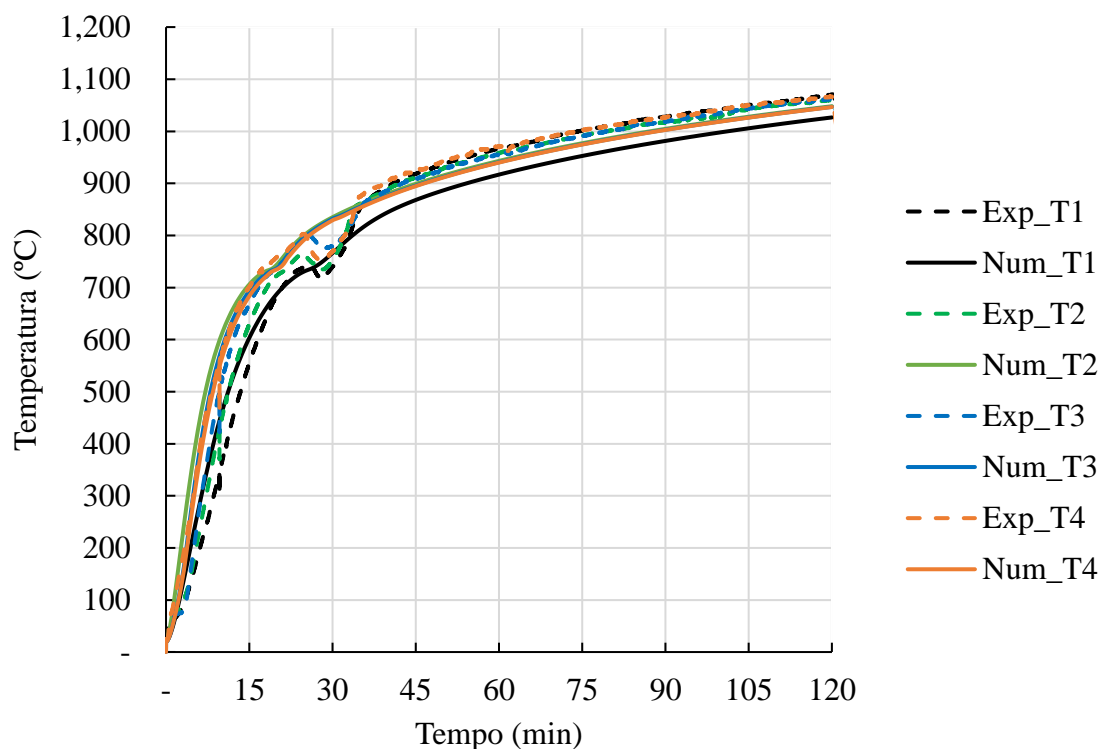


**Fonte:** Próprio autor.

A Figura 5.29 apresenta a comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o elemento CP8. Em virtude de as propriedades térmicas do aço serem bem estabelecidas no meio científico, pelo fato de ser um material homogêneo, a simulação numérica para esse protótipo foi satisfatória utilizando os parâmetros térmicos disponíveis na ABNT NBR 14323:2013 e no Eurocode 3 Parte 1-2:2005.

Em relação aos concretos com agregados reciclados, realizou-se um estudo preliminar baseado nas Figuras 5.14 a 5.17 de modo a identificar as principais diferenças e semelhanças entre os concretos deste estudo. Logo, foi necessário adotar uma condutividade térmica menor para os CCAR em comparação àquela do CC, tendo em vista que os elementos de aço passaram a ser melhor protegidos termicamente com as novas misturas. Além disso, de acordo com Laneyrie *et al.* (2016), a presença de compostos não cimentícios em AR, tais como, cerâmica, plástico e madeira, tende a reduzir a condutividade térmica dos concretos. Por outro lado, pelo fato de a quantidade de água (umidade) nesses compósitos ter sido superior à do concreto de referência, foi necessário contemplar essa característica na determinação do calor específico.

**Figura 5.29** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP8



**Fonte:** Próprio autor.

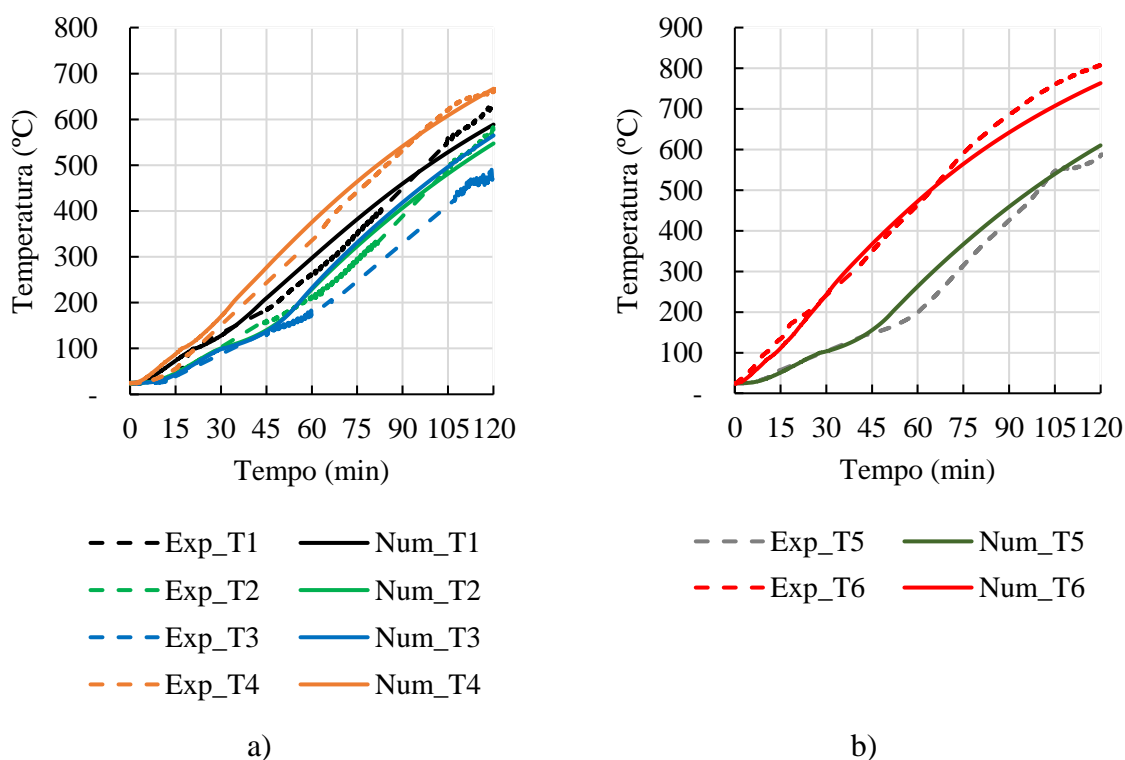
O Eurocode 2 Parte 1-2:2004, conforme discutido no item 5.2.2.2, apresenta duas equações para definir a condutividade térmica do concreto, apresentando um limite inferior e outro superior. Apesar disso, assim como ocorreu para o concreto de referência, elas não foram adequadas para os modelos numéricos dos CCAR. Uma alternativa foi alterar a condutividade térmica em temperatura ambiente, por meio de testes, e utilizar as mesmas equações normativas. Ainda assim, os resultados não foram representativos. Por essa razão, optou-se por considerar a curva da Tabela 5.2.

Com o intuito de definir os valores iniciais para a condutividade térmica dos concretos com agregados reciclados em temperatura ambiente, foi realizada uma calibração numérica dessa propriedade levando em consideração as características físicas dos concretos como densidade, absorção de água e índice de vazios que impactam diretamente nessa grandeza. Com base na Tabela 5.3, de maneira geral, o valor da condutividade térmica não variou muito entre os concretos C3, C5 e C6, isso porque essas misturas foram consideradas semelhantes quanto às propriedades físicas mencionadas, com base no estudo estatístico realizado por meio do Teste de Tukey (Apêndice J).

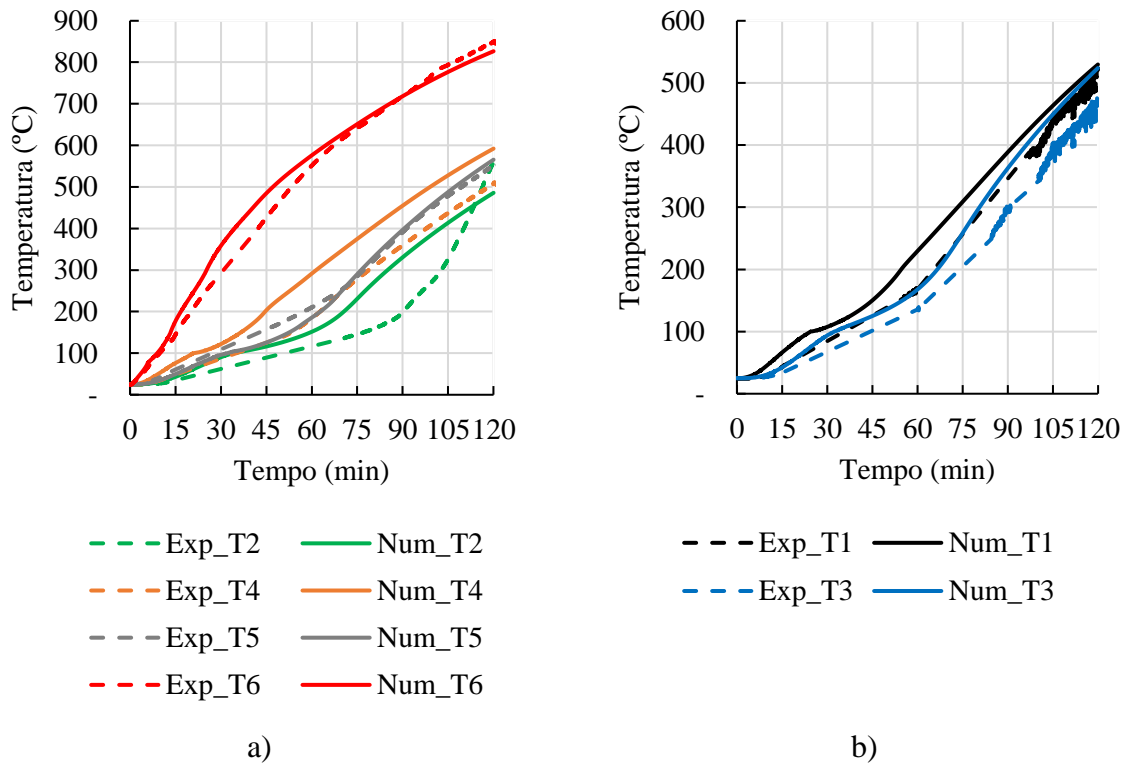
A análise comparativa entre os resultados das temperaturas obtidas nas simulações numéricas e nos ensaios experimentais para os CCAR está apresentada nas Figuras 5.30 a 5.33. É possível observar que a evolução da temperatura simulada numericamente para todos os elementos mistos se mostrou próxima daquela obtida nos ensaios experimentais. Com exceção do termopar T2 do protótipo CP4, a diferença entre as temperaturas numéricas e experimentais não ultrapassou 100°C, de modo que o comportamento da curva numérica foi similar à experimental. No termopar mencionado, acredita-se que houve um erro de leitura durante o ensaio, uma vez que somente esse sensor apresentou um resultado atípico em comparação com os demais.

Além disso, após 75 min de aquecimento, o termopar T6 dos protótipos (CP5 e CP6) exibiu comportamento duvidoso, resultando em uma diferença considerável do resultado numérico. Isso pode ser atribuído a um possível desgaste desses termopares, em função de esse sensor estar mais exposto ao fogo, o que pode ter comprometido sua leitura.

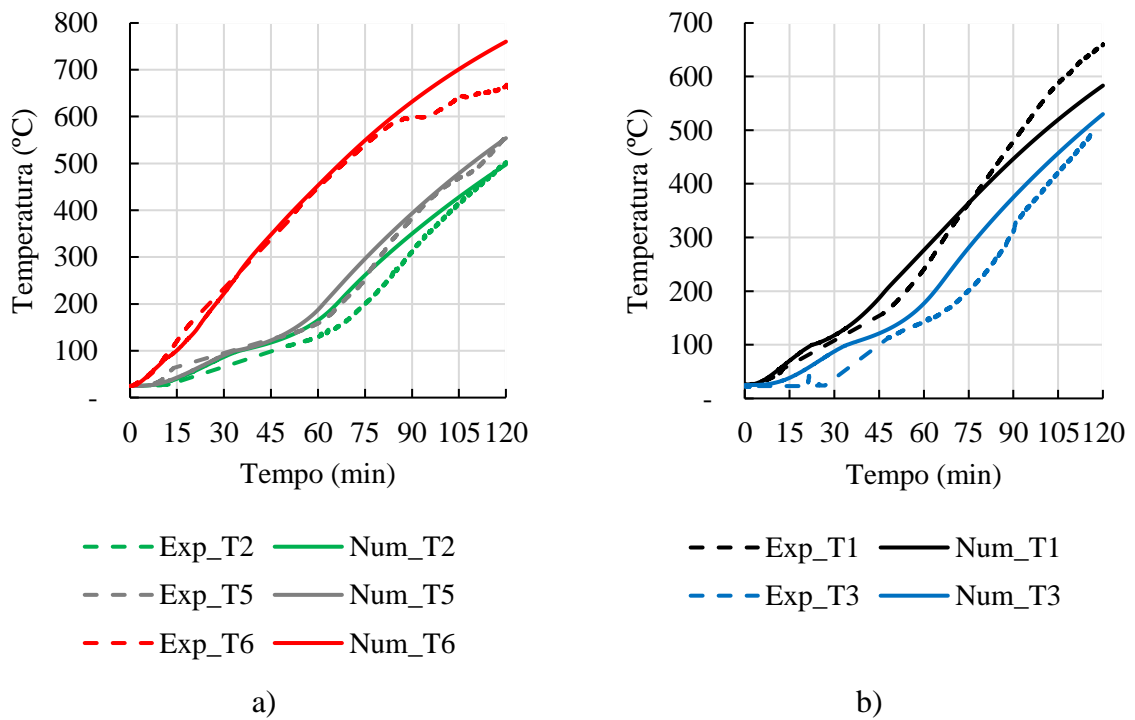
**Figura 5.30** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP3



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 5.31** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP4

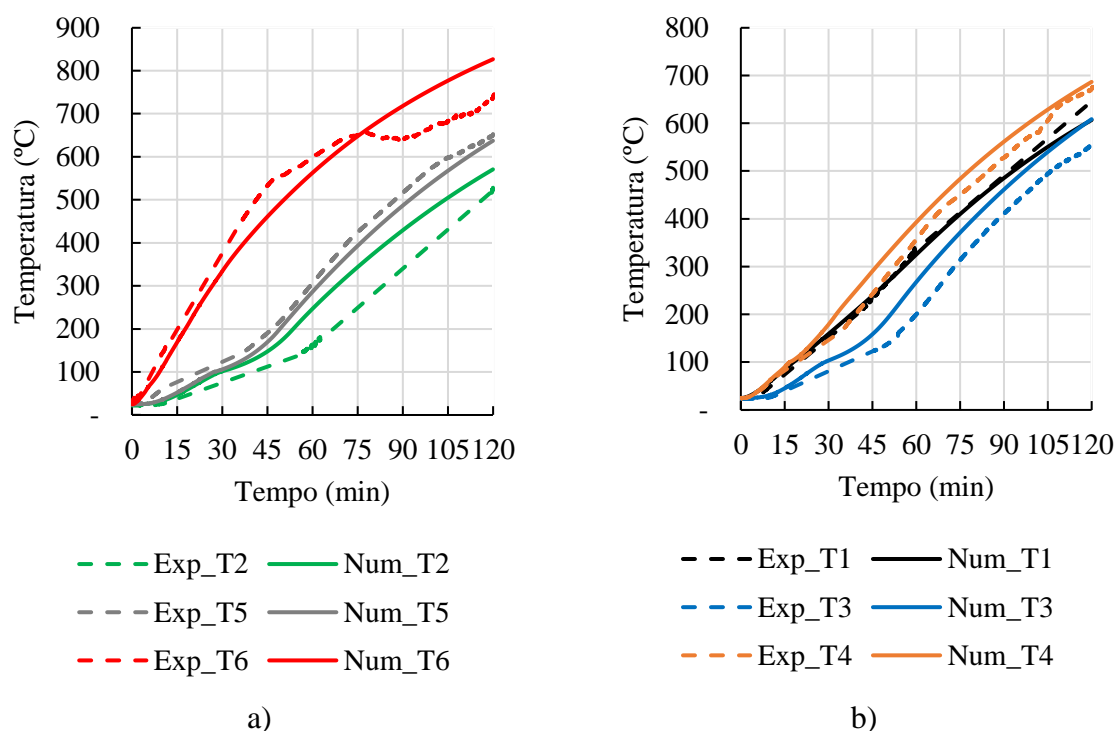
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.32** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP5

Fonte: Próprio autor.



**Figura 5.33** – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o CP6



**Fonte:** Próprio autor.

Por fim, destaca-se, mais uma vez, que os protótipos CP2 e CP7 não foram modelados em função do *spalling* ocorrido nesses concretos. Apesar da possibilidade de reprodução numérica desse fenômeno, a partir da alteração das condições de contorno iniciais, conforme discutido em Zeiml *et al.* (2008) e em Bo (2011), a espessura do deslocamento variou na seção transversal, o que dificultaria a simulação numérica. Esse procedimento fugiria do escopo do presente estudo.

### 5.3 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, elementos mistos de aço e concreto foram submetidos a ensaios em elevadas temperaturas a fim de avaliar o desempenho de diferentes concretos enquanto barreira térmica. Os resultados mostraram que os componentes de aço revestidos com concreto com agregados reciclados apresentaram temperaturas próximas ou abaixo daquele revestido com o concreto de referência. Nesse sentido, foi verificado o grande potencial dos concretos com agregados reciclados em virtude de sua atuação como barreira térmica.

Dois concretos com agregados reciclados apresentaram *spalling* explosivo durante o aquecimento. Embora sejam concretos porosos, em função do uso do agregado reciclado,

acredita-se que a idade do concreto e a elevada quantidade de água utilizada na etapa de pré-molhagem, possa ter contribuído para a ocorrência desse fenômeno não esperado.

Além disso, foi possível observar que o tipo de agregado reciclado utilizado para a produção dos concretos pode influenciar na resposta térmica do material. Os resultados experimentais apontaram que os elementos de aço revestidos com os concretos com agregados reciclados que apresentam cerâmica em sua constituição protegeram melhor termicamente os perfis de aço. Isso porque a cerâmica possui alta capacidade de reter calor e ajuda na redução da propagação do calor.

Com base nos resultados experimentais, desenvolveu-se uma modelagem numérica, via ABAQUS, que buscou simular o comportamento térmico dos elementos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio. Embora no meio científico haja equações que descrevam algumas propriedades térmicas em função da temperatura para concretos com agregados reciclados, seu uso é bastante limitado, uma vez que a composição dos agregados reciclados é diversa e varia com a localidade.

Nesse sentido, a partir das propriedades dos concretos, informações disponíveis na literatura associadas às calibrações numéricas, foi possível determinar as propriedades térmicas dos materiais em função da temperatura. Isso permitiu que os modelos numéricos representassem satisfatoriamente os ensaios experimentais.

## CAPÍTULO 6

### 6 ABORDAGENS ESTRUTURAL, TÉRMICA, TERMOESTRUTURAL E PÓS-FOGO VOLTADAS ÀS VIGAS MISTAS EM ANÁLISE

No capítulo anterior, elementos mistos revestidos com sete diferentes concretos foram aquecidos em um forno para avaliar seu desempenho térmico em temperaturas elevadas. Das sete misturas, uma foi produzida somente com agregados naturais e as outras seis com agregados reciclados, sendo estes de dois tipos, ARC e ARM.

Dessa maneira, com base no campo de temperaturas desenvolvido na seção transversal, da ocorrência ou não de *spalling*, bem como da disponibilidade de material reciclado, foram selecionados quatro corpos de prova para serem reproduzidos em escala real. No Quadro 6.1 são apresentados os traços de concreto empregados como revestimento parcial para produção das vigas mistas, bem como a nomenclatura dos elementos estruturais a ser utilizada ao longo deste capítulo.

**Quadro 6.1** – Nomenclatura das VMPR

Nomenclatura	Característica do concreto
VN-0	Uso somente de agregados naturais (traço C1)
VR-1	100% de areia reciclada do tipo ARC (traço C5)
VR-2	100% de brita reciclada do tipo ARC (traço C6)
VR-3	100% de agregados reciclados do tipo ARC (traço C7)

**Fonte:** Próprio autor.

No que diz respeito à terminologia apresentada no Quadro 6.1, a letra V define a viga mista, as letras N e R caracterizam o uso de agregados naturais ou reciclados, respectivamente, enquanto os números 0, 1, 2,3 estão relacionados ao tipo do concreto aplicado na confecção do componente: traços C1, C5, C6 e C7, nessa ordem. Logo, VN-0 é caracterizada como a viga de referência e VR-1, VR-2 e VR-3 são as vigas constituídas por agregados reciclados.

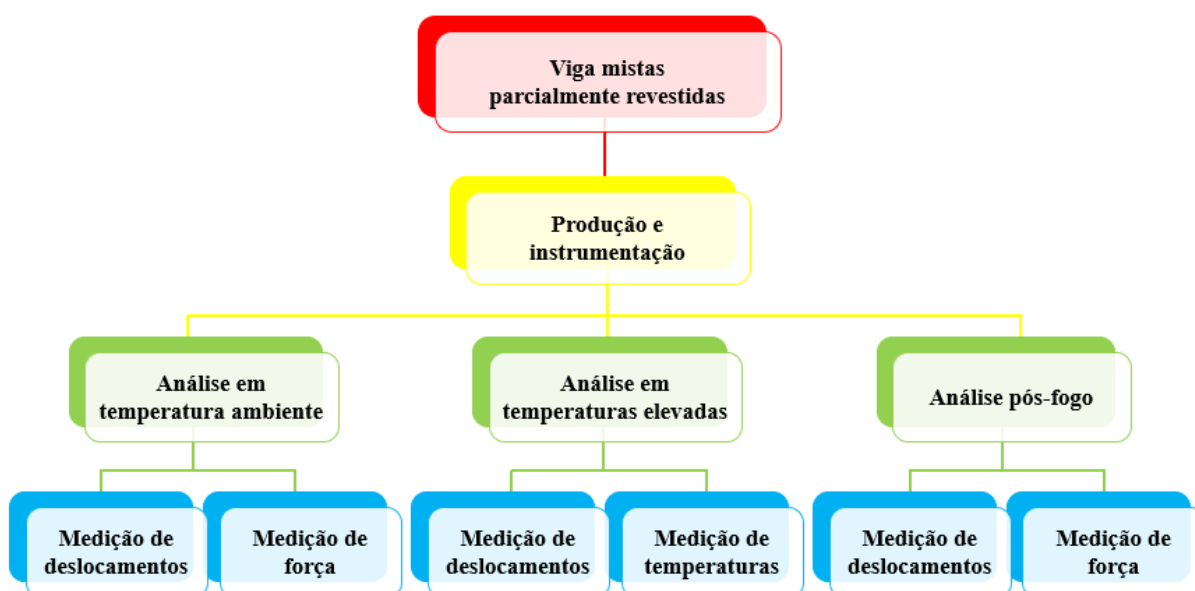
Observa-se que foram escolhidos, além do protótipo produzido com concreto convencional, os protótipos com CCAR do tipo ARC. No capítulo 5, as misturas de revestimento C5 e C6 apresentaram bom desempenho térmico e, em alguns momentos,

exibiram melhor resposta em comparação ao concreto C1. Já o compósito C7 sofreu um alto nível de *spalling*, não atuando de forma adequada como barreira térmica para o perfil de aço.

Por essa razão, optou-se por esses quatro concretos, a fim de verificar se, em escala natural, os fenômenos observados no estudo preliminar iriam permanecer quando as vigas mistas estivessem solicitadas à flexão em temperaturas elevadas. Logo, foi possível avaliar dois aspectos: (1) a presença de agregados reciclados no comportamento do sistema misto em situação de incêndio e (2) o uso de frações miúdas e graúdas recicladas atuando de forma individual ou conjunta no desempenho das vigas mistas.

Nesse contexto, as vigas foram analisadas de três maneiras distintas: uma primeira etapa, em *temperatura ambiente*, com intuito de levar o elemento estrutural a ruptura para se obter sua força máxima, determinada por meio de ensaios de flexão a três pontos. Posteriormente, em uma segunda etapa, as vigas foram ensaiadas em *temperaturas elevadas*, de acordo com a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999, com uma parcela de sua força última avaliada à temperatura ambiente, caracterizando, dessa maneira, uma abordagem termoestrutural. E, por fim, um estudo *pós-fogo* buscando identificar sua força máxima residual. A Figura 6.1 apresenta o fluxograma de atividades aqui desenvolvidas, as quais serão detalhadas ao longo do texto.

**Figura 6.1** – Fluxograma de atividades da seção 6



Fonte: Próprio autor.

## 6.1 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À CONSTRUÇÃO DAS VIGAS

Neste subitem, descreve-se o processo construtivo das vigas mistas, apresentando em detalhes a fase de instrumentação e da concretagem.

### 6.1.1 Dimensões adotadas

Todas as vigas mistas apresentaram 6000 mm de comprimento, cuja seção transversal foi a mesma empregada para a confecção dos protótipos apresentados no capítulo 5. Nesse sentido, foram utilizados o perfil de aço do tipo W 250 x 32,7, armaduras transversais com  $\varnothing$  5,0 mm, a cada 150 mm, e oito armaduras longitudinais com  $\varnothing$  6,3 mm, sendo quatro posicionadas na região tracionada e as outras quatro na região comprimida. Maiores detalhes podem ser encontrados na Figura 5.2 do capítulo anterior.

Os estribos foram soldados na alma do perfil metálico para garantir o trabalho em conjunto entre o aço e concreto, assim como destacado em Nakamura e Narita (2003), Piloto *et al.* (2013), Ahn e Lee (2017) e Piloto *et al.* (2017). Com relação às barras longitudinais, essas foram usadas na composição da viga mista, pois elevam a capacidade resistente à flexão do elemento estrutural (KINDMANN; BERGMANN, 1993). A Figura 6.2 ilustra algumas das vigas mistas, com as armaduras já dispostas ao longo do comprimento das mesmas, porém antes da sua concretagem.

**Figura 6.2** – Posicionamento das armaduras no perfil e aço



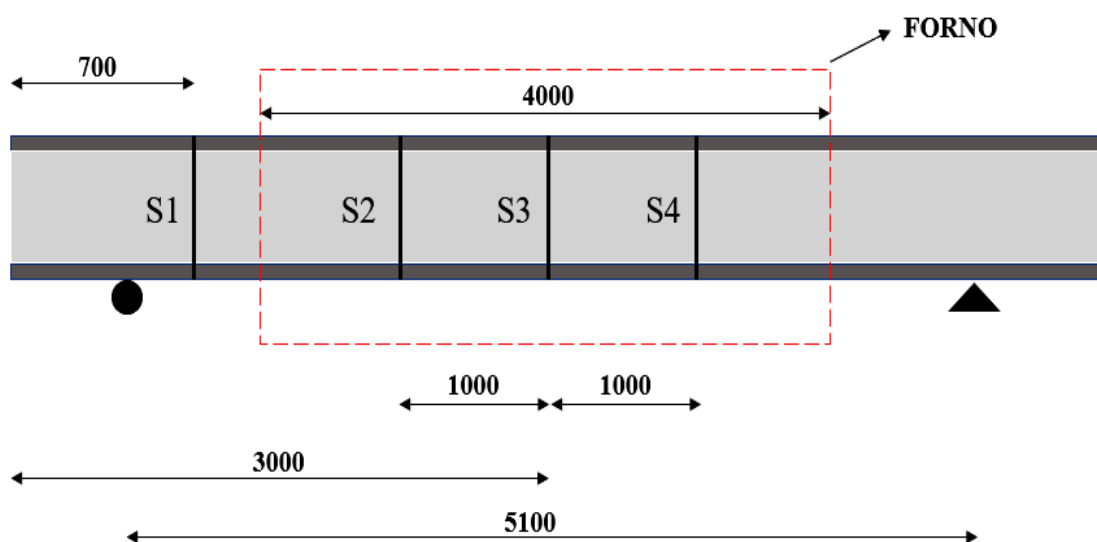
**Fonte:** Próprio autor.

Cabe destacar que os perfis de aço passaram por um ensaio de tração com o intuito de determinar suas propriedades mecânicas. O experimento seguiu as recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1:2013 cuja descrição detalhada se encontra em Felício (2018). A autora também utilizou perfis W 250 x 32,7 do tipo A572 – grau 50 - de mesmo lote desta pesquisa. Os resultados para a resistência ao escoamento e para a resistência última foram iguais a  $386,57 \pm 7,09$  MPa e  $522,27 \pm 1,79$  MPa, respectivamente. Com relação às armaduras, em função do tempo para execução dos experimentos desta tese, elas não foram caracterizadas. Portanto, as propriedades mecânicas das armaduras utilizadas para o emprego dos modelos teóricos foram aquelas recomendadas pelos seus fabricantes.

### 6.1.2 Posicionamento dos termopares

Após a soldagem das armaduras, iniciou-se o processo de instrumentação dos elementos para os ensaios em situação de incêndio. Termopares do tipo K foram posicionados em quatro seções (S1, S2, S3 e S4) ao longo do comprimento dos vigas, como pode ser visto na Figura 6.3.

**Figura 6.3** – Seções de medição de temperatura (dimensões em mm)



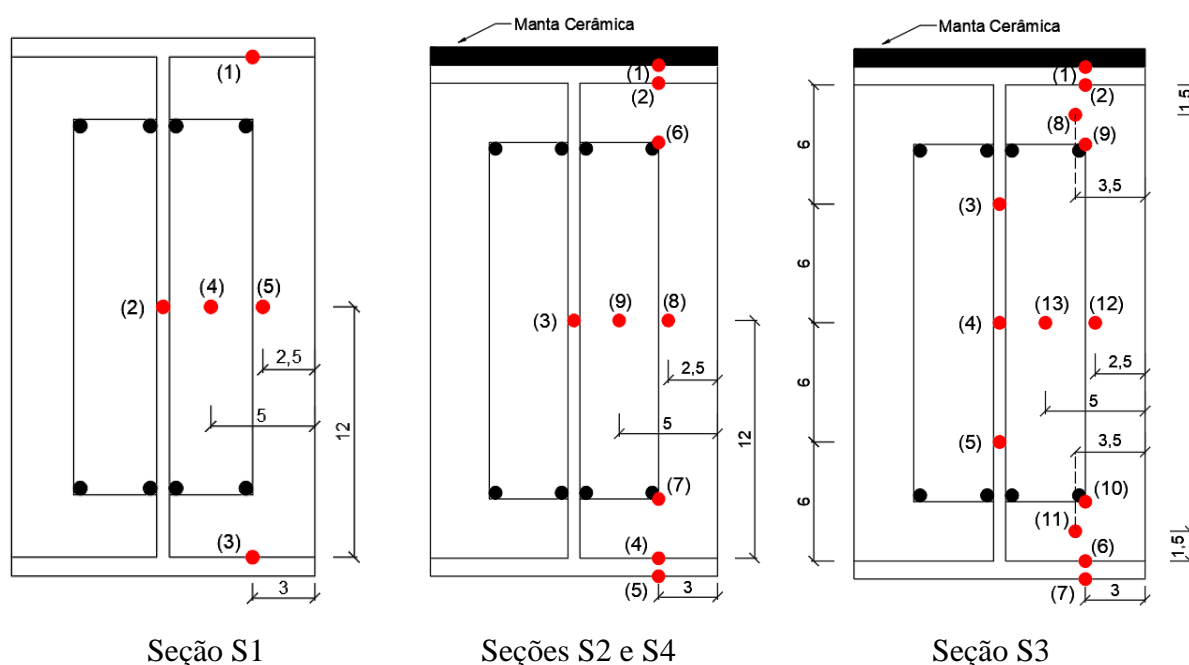
**Fonte:** Próprio autor.

Devido às dimensões do forno e ao pórtico de reação, as vigas apresentaram um vão igual a 5100 mm de comprimento, sendo que somente 4000 mm estavam expostos ao fogo. Nesse sentido, a seção S1 se encontrava fora da região de aquecimento e foi escolhida para

avaliar a condução de calor para as extremidades do elemento estrutural. Já as seções transversais S2, S3 e S4 localizavam-se dentro do forno, sendo a S3 posicionada na região central das vigas mistas.

Em cada seção de análise, houve uma variação na quantidade de termopares, pois o forno apresentava limitação de pontos de leitura. A Figura 6.4 traz a posição dos termopares adotados em cada seção. Como pode ser visualizado, cinco, nove e treze pontos de leitura foram inseridos nas seções transversais S1, S2/S4 e S3, respectivamente. Uma vez que a seção S3 se encontrava na região central da viga, ela foi instrumentada com um maior número de termopares, sendo sete no perfil de aço, dois nas armaduras e quatro no concreto.

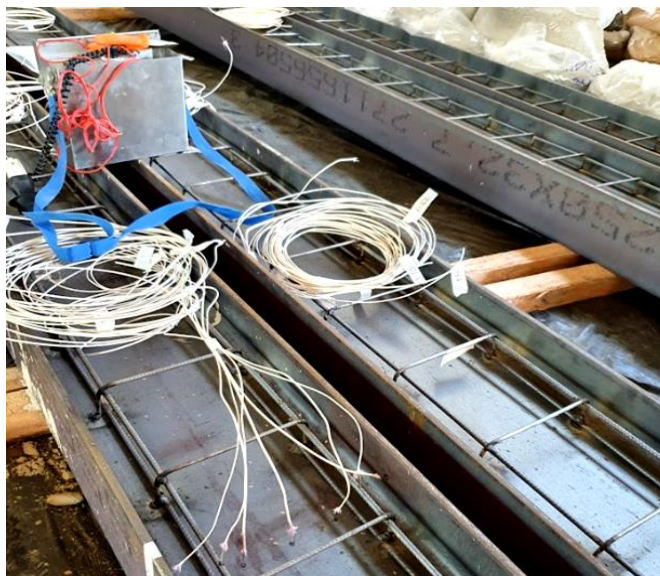
**Figura 6.4** – Localização dos termopares nas seções S1, S2, S3 e S4 (dimensões em cm)



**Fonte:** Próprio autor.

O processo de fixação dos cabos termopares, tanto nos componentes de aço (perfil e armaduras) quanto no concreto, foi o mesmo descrito no capítulo 5. Para uma melhor visualização dos termopares nos elementos, a Figura 6.5 ilustra os sensores da seção S3, posicionados no perfil de aço e nas armaduras. Destaca-se que os termopares situados na parte externa da mesa (T1 e T7) foram inseridos somente após a concretagem das vigas, para evitar que fossem arrancados durante este procedimento.

**Figura 6.5** – Termopares fixados nos componentes de aço da seção S3



**Fonte:** Próprio autor.

### **6.1.3 Execução da concretagem entre as mesas**

Ao todo, oito vigas foram concretadas, sendo quatro para utilização nos ensaios em temperatura ambiente, bem como outras quatro em situação de incêndio. Esse processo foi feito em duas etapas, uma para cada região entre as mesas, assim como discutido no subitem 5.1.3, com diferença de três dias entre cada concretagem. Além disso, foram moldados corpos de prova cilíndricos das misturas de concreto para controle das propriedades físicas e mecânicas desses materiais. A Figura 6.6 é composta por quatro imagens que ilustram as técnicas de concretagem e de regularização das superfícies de concreto, bem como apresenta o acabamento de algumas vigas.

Os elementos e os corpos de prova foram curados durante 28 dias por meio da molhagem de suas superfícies para que ambos apresentassem a mesma condição de umidade e as propriedades dos corpos de prova cilíndricos fossem representativas para os concretos das vigas. Após o processo diário de molhagem, tanto as vigas quanto os corpos de prova eram cobertos por uma manta geotêxtil (bidim) e uma lona, cuja função se voltava a desacelerar a evaporação da água na ação de cura do concreto, como mostrado na Figura 6.7.



**Figura 6.6 – Concretagem das vigas mistas**

a) Concretagem



b) Acabamento da superfície



c) Vigas com superfície acabada



d) Vigas mistas

Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.7 – Processo de cura das vigas mistas**

a)



b)

Fonte: Próprio autor.

## 6.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS DE REVESTIMENTO

Nos ensaios dos elementos mistos descritos no capítulo 5, após o processo de cura que durou 28 dias, todos os protótipos foram inseridos no forno e aquecidos durante duas horas. Naqueles experimentos, observou-se uma alta taxa de *spalling* em alguns CCAR, a qual foi justificada por alguns fatores, dentre os quais destacam-se a idade do ensaio e a grande quantidade de água livre presente em sua constituição oriunda da etapa de pré-molhagem dos reciclados.

Por essa razão, no caso das vigas mistas, os ensaios em temperatura ambiente e em situação de incêndio não foram realizados imediatamente após a cura dos concretos. Finalizado o processo de molhagem aos 28 dias, a manta geotêxtil e a lona foram retiradas e as vigas e os corpos de prova cilíndricos foram expostos ao ambiente de laboratório, em contato com o ar, para que sofressem uma diminuição da sua água livre interna.

Nesse sentido, foi feito um estudo sobre a umidade dos concretos, por meio do acompanhamento da perda de água dos protótipos cilíndricos ao longo do tempo. O procedimento foi interrompido quando não havia mais redução significativa de água nos corpos prova, indicando constância de massa, quando então se definiu a idade dos próximos ensaios. A umidade foi calculada, em termos de porcentagem, com base na Equação 6.1, em que  $m_i$  é a massa do concreto seco ao ar em uma determinada idade, enquanto  $m_s$  é a massa seca em estufa.

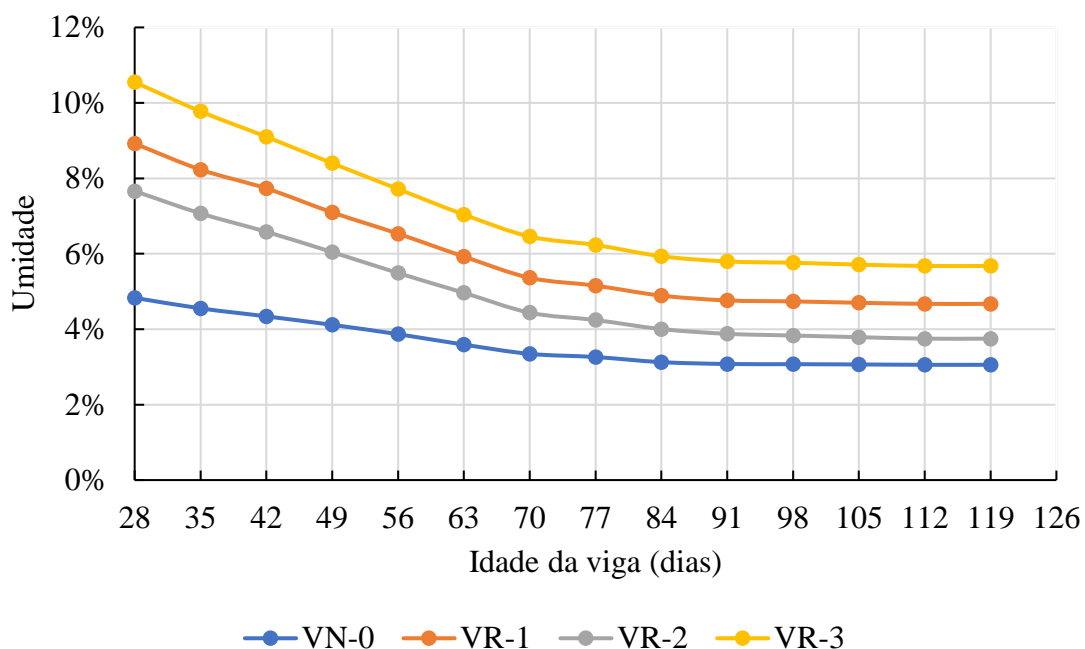
$$Umidade (U) = \frac{m_i - m_s}{m_s} \times 100 \% \quad \text{Eq. 6.1}$$

A Figura 6.8 apresenta a perda de água de cada concreto em função da sua idade. Aos 28 dias, as vigas com maior teor de água foi a VR-3 (100% de agregados reciclados), seguida da VR-1 (100% de areia reciclada). Esse comportamento é justificado com base nas características dos concretos discutidas no capítulo 4. Ambos os elementos, VR-3 e VR-1, foram produzidos com uma quantidade expressiva de fração fina reciclada, a qual exigiu um valor de água considerável na etapa de pré-molhagem, elevando a água livre nessas misturas.

A viga VR-2 teve a terceira maior umidade entre os concretos. Seu valor não foi tão elevado em comparação aos demais elementos com agregados reciclados, pois seu concreto de revestimento foi formado por brita reciclada que possuiu uma absorção mais baixa em relação à areia e ao pedrisco, exigindo menos água na etapa de pré-molhagem. Com relação a VN-0,

essa apresentou a menor umidade dentre todas as vigas, tendo em vista que ela era constituída somente por agregados naturais.

**Figura 6.8** – Umidade dos concretos das vigas mistas



**Fonte:** Próprio autor.

A partir da análise gráfica da Figura 6.8, observa-se que o valor da umidade se tornou constante quando atingiu 105 dias, logo, definiu-se que esta seria a idade de todos os ensaios posteriores. A Tabela 6.1 mostra a umidade das vigas mistas nas idades referentes a 28 dias e a 105 dias. Notoriamente, houve uma redução significativa de água em todos os elementos, sobretudo naqueles formados por CCAR, os quais apresentaram redução de umidade em torno de 50%.

**Tabela 6.1** – Umidade dos concretos das vigas mistas aos 28 dias e aos 105 dias

	Umidade (%)		Redução
	28 dias	105 dias	
<b>VN-0</b>	4,83	3,06	↓ 37%
<b>VR-1</b>	8,92	4,70	↓ 47%
<b>VR-2</b>	7,66	3,79	↓ 50%
<b>VR-3</b>	10,55	5,71	↓ 46%

**Fonte:** Próprio autor.

Definida a idade dos ensaios, todos os concretos foram avaliados quanto às suas propriedades mecânicas: resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade estático e módulo de elasticidade dinâmico, cujos valores concordaram com a caracterização desenvolvida no capítulo 4.

Outro ensaio de grande importância no estudo de concretos em situação de incêndio é a porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM), a qual identifica o volume (porosidade total) e a distribuição do diâmetro médio dos poros. Quando da realização dos ensaios preliminares nos protótipos das vigas mistas apresentados no capítulo 5, o ensaio de PIM não foi desenvolvido e, portanto, não foi possível explicar completamente alguns fenômenos que aconteceram nos corpos de prova durante os experimentos em temperaturas elevadas. Por essa razão, para o ensaio das vigas mistas, a PIM foi realizada.

Essa técnica se baseia no princípio de que a intrusão de mercúrio sob pressão controlada é função do diâmetro dos poros, o qual é definido por meio da Equação 6.2, que se fundamenta na Lei de Young-Laplace.

$$d = - \frac{4 \gamma \cos \theta}{p} \quad \text{Eq. 6.2}$$

Na Equação 6.2,  $d$  é o diâmetro do poro,  $\gamma$  representa a tensão interfacial entre o mercúrio e o ar ( $0,48 \text{ N.m}^{-1}$ ),  $\theta$  indica o ângulo de contato ( $130^\circ$ ) e  $p$  representa a pressão aplicada ( $2 - 5000 \text{ PSI}$ ). Com relação à porosidade total ( $P$ ), esta foi calculada conforme a Equação 6.3, na qual  $VMP$  é o volume de mercúrio penetrado,  $M_a$  indica a massa da amostra e  $\rho$  representa a densidade da amostra.

$$P = \frac{VMP}{VMP + \frac{M_a}{\rho}} \quad \text{Eq. 6.3}$$

As análises de PIM costumam ser feitas em pastas de cimento, e não em concreto, para evitar que a presença de agregados graúdos e da zona de interface pasta-agregado interfira nos resultados. Nesta pesquisa, uma vez que a diferença entre os concretos está pautada no uso ou não de agregados reciclados, durante a concretagem das quatro vigas, foram moldados corpos de prova com o material passante na peneira com abertura de  $4,75 \text{ mm}$ . Logo, eles foram preparados com a argamassa de cada concreto, e esses mesmos foram utilizados na PIM.

Os experimentos foram realizados no Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais da Universidade Federal de São Carlos (CCDM/UFSCAR), utilizando o equipamento AMINCO (*American Instrument Company*) Modelo 5-7118. No processo de amostragem, foram retiradas cinco amostras dos corpos de prova, com o intuito de aumentar a representatividade e confiabilidade dos resultados. A porosidade total, as dimensões máxima e mínima dos poros, bem como o valor médio do seu diâmetro, para cada concreto aos 105 dias, são apresentados na Tabela 6.2.

**Tabela 6.2** – Resultados da porosimetria por intrusão de mercúrio dos concretos de revestimento

	<b>VN-0</b>	<b>VR-1</b>	<b>VR-2</b>	<b>VR-3</b>
<b>P (%)</b>	4,49	11,15	11,22	8,64
<b>Dimensão dos poros<sup>1</sup> (µm)</b>	0,046 a 1,25	0,044 a 0,97	0,045 a 3,50	0,058 a 3,88
<b>Diâmetro médio dos poros (µm)</b>	0,07	0,087	0,092	0,12

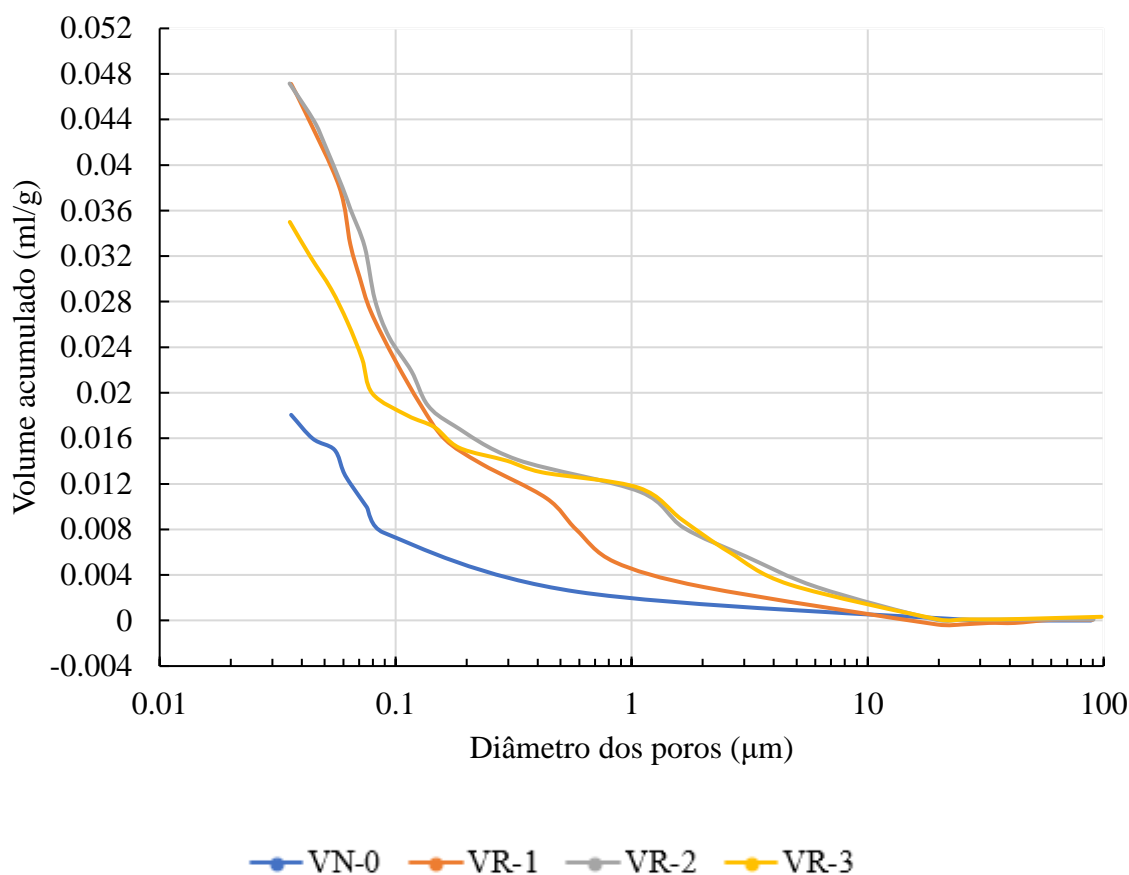
<sup>1</sup>80% dos poros apresentaram essa faixa de tamanho

**Fonte:** Próprio autor.

A Figura 6.9 ilustra a curva representativa da penetração do volume acumulado de mercúrio em função da distribuição do diâmetro dos poros das misturas analisadas. Vale ressaltar que o ensaio foi conduzido até uma pressão de 5000 PSI (limite do equipamento). Logo, um aumento na pressão levaria a descoberta de poros ainda menores.

Com base nos resultados da Tabela 6.2, observa-se uma modificação na microestrutura dos concretos quando os agregados reciclados foram utilizados, seja na atuação individual ou conjunta das frações miúdas e graúdas recicladas. Primeiramente, menciona-se que o concreto de revestimento da viga VN-0, por ser formado somente por agregados naturais, apresentou a menor porosidade total e o menor diâmetro médio, em relação aos outros compósitos. Pela distribuição dos poros (Figura 6.9), essa mistura teve a penetração por intrusão de mercúrio (volume acumulado) mais baixa, reforçando sua menor porosidade em relação aos CCAR.

**Figura 6.9** – Relação entre o diâmetro dos poros e o volume acumulado obtido por PIM para os concretos de revestimento das vigas mistas



**Fonte:** Próprio autor.

Para os concretos das vigas VR-1 e VR-2, produzidos com areia e brita recicladas, respectivamente, os valores da porosidade total e do diâmetro médio foram semelhantes. No entanto, em relação à dimensão máxima de poros, o concreto da viga VR-2 apresentou um valor de 3,50 μm, ao passo que para o concreto da viga VR-1, esse valor foi igual a 0,097. Com relação ao concreto da viga VR-3, produzido exclusivamente com agregados reciclados, esse apresentou a menor porosidade total dos CCAR. Apesar disso, em sua microestrutura, foram encontrados poros com diâmetro máximo de 3,88 μm e o valor médio do diâmetro dos poros foi o maior dentre as quatro misturas, ou seja, 0,12 μm, indicando uma maior quantidade de poros grandes. Ressalta-se ainda que os concretos das vigas VR-2 e VR-3 possuíam valores mais expressivos, em relação às demais misturas, no que diz respeito à quantidade de poros com diâmetro maiores que 0,2 μm (Figura 6.9).

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), em pastas de cimento com elevada relação água/cimento, os vazios capilares formados podem ser grandes (macroporos), com diâmetro

entre 3 e 5  $\mu\text{m}$ , influenciando negativamente a resistência à compressão e a permeabilidade do concreto. Os autores ainda sugerem que o melhor critério para avaliar as características da pasta de cimento hidratada é a distribuição do tamanho de poros e não a porosidade total. Isso pode justificar as menores propriedades mecânicas do concreto da viga VR-3 em relação aos outros concretos, e o melhor comportamento físico e mecânico do concreto da viga VR-1 dentre todos os CCAR, de acordo com os resultados discutidos no capítulo 4.

Cabe aqui destacar que a PIM apresentada neste subitem não pode ser utilizada para justificar os resultados encontrados no capítulo 5, pois a diferença de idade entre os concretos é alta, além de que os compósitos das vigas passaram por um processo de secagem natural (ao ar), diferentemente das misturas utilizadas como revestimento dos protótipos mistos, os quais foram ensaiados na condição saturada superfície seca.

### 6.3 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE

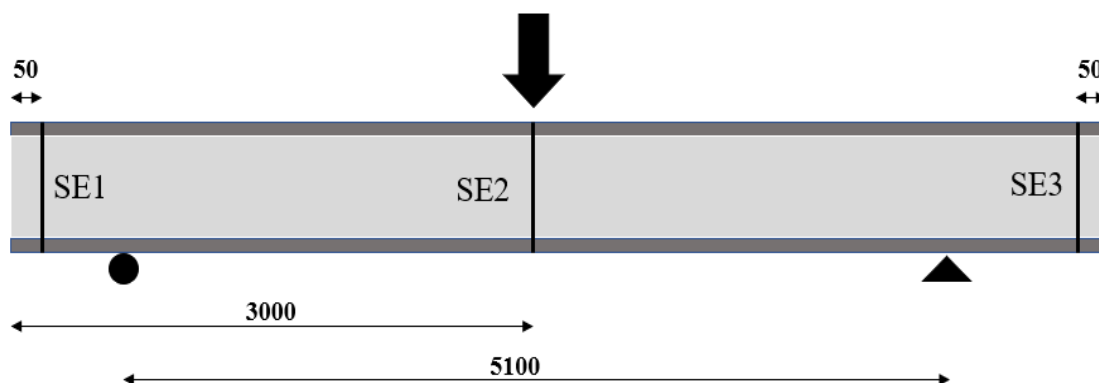
O ensaio em *temperatura ambiente* se faz necessário para a determinação do carregamento mecânico a ser aplicado no ensaio em temperaturas elevadas, sendo adotados usualmente valores de carregamentos estáticos entre 30 e 70% da carga de ruptura. Para isso, a capacidade resistente das vigas foi obtida a partir de ensaios de flexão “a três pontos”, nos quais a carga foi aplicada no meio do vão. Este ensaio procurou reproduzir as condições dos experimentos a serem realizados em situação de incêndio no que se refere às dimensões dos elementos, aplicação do carregamento e condições de vinculação.

Em relação à instrumentação, além da célula de carga para a obtenção do valor do carregamento aplicado, empregaram-se transdutores para registrar os deslocamentos do elemento estrutural. Nesse sentido, foram instrumentadas três seções transversais ao longo do comprimento da viga, SE1, SE2 e SE3, como mostrado na Figura 6.10. As seções SE1 e SE3 localizaram-se próximas aos apoios e tiveram como função avaliar o deslocamento do balanço, ao passo que a seção SE2 foi posicionada no meio do vão.

Essa instrumentação foi a mesma utilizada nos experimentos de VMPR realizados em Felício (2018), os quais também foram desenvolvidos no Laboratório de Estruturas do SET da ESSC/USP. O deslocamento no meio do vão foi mensurado por ser o mais crítico do ensaio. Já os deslocamentos próximos das extremidades também foram medidos, pois na pesquisa de 2018, houve perda de leitura do deslocamento central durante os ensaios em incêndio. Por essa razão, decidiu-se inserir transdutores próximos as extremidades, pois era possível estimar a deflexão no meio do vão a partir daqueles deslocamentos. Dessa forma, como os ensaios em

temperaturas elevadas apresentam instrumentação similar aos ensaios em temperatura ambiente, transdutores foram posicionados nas seções SE1 e SE3 conforme mostrado na Figura 6.10.

**Figura 6.10** – Seções instrumentadas com transdutor de deslocamento



Medidas em mm.

**Fonte:** Próprio autor.

Com relação à vinculação, os apoios foram dispostos de modo a garantir a condição de simplesmente apoiada para a viga. Vale destacar que como o objetivo dos ensaios em temperatura ambiente foi determinar somente a capacidade de carga da viga à flexão, nenhum extensômetro para medição de deformações foi utilizado.

Além das quatro vigas mistas apresentadas no Quadro 6.1, uma viga puramente de aço foi ensaiada à flexão para fins de comparação da capacidade resistente. Esta viga foi confeccionada com o mesmo perfil de aço do elemento misto, W 250 x 32,7, e com o mesmo comprimento. Nas análises que seguem, a nomenclatura adotada para esse elemento estrutural se apresenta como "VAço". Com o intuito de evitar um possível deslocamento fora do plano das vigas por consequência de instabilidades, foram previstas contenções laterais em seus terços centrais.

A Figura 6.11 apresenta o esquema geral do ensaio de flexão a três pontos para a VAço, bem como o posicionamento dos transdutores de deslocamento, o tipo de vinculação e o atuador hidráulico utilizado para aplicação da carga. Todos esses dispositivos se mantiveram nos ensaios das vigas mistas em temperatura ambiente, conforme Figura 6.12.

A única diferença consistiu no não uso das contenções laterais nos experimentos das vigas constituídas por CCAR, VR-1, VR-2 e VR-3. Essa medida foi adotada, sem qualquer receio, pois no ensaio da viga mista VN-0, observou-se que presença do concreto entre as mesas



evitou a ocorrência de qualquer fenômeno de instabilidade lateral, assim como identificado nos estudos de Nakamura e Narita (2003) e Kvočáka e Drab (2012).

**Figura 6.11** – Ensaio de flexão da Vação



a) Esquema geral do ensaio



b) Transdutor a 50 mm da extremidade

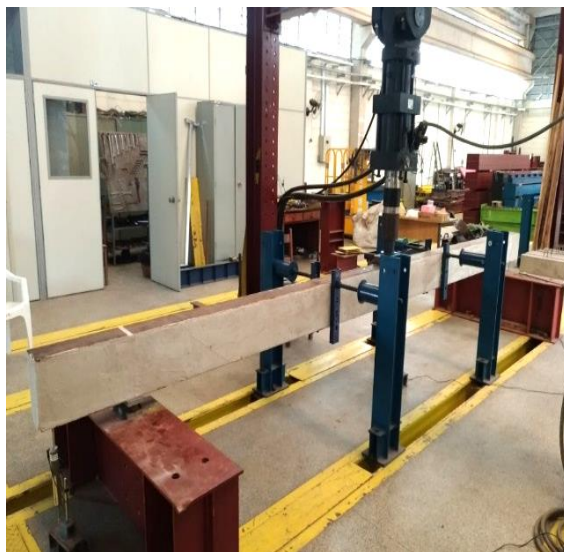


c) Apoio



d) Servo hidráulica

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.12** – Ensaio de flexão a três pontos das VMPR

a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



d) VR-3

**Fonte:** Próprio autor.

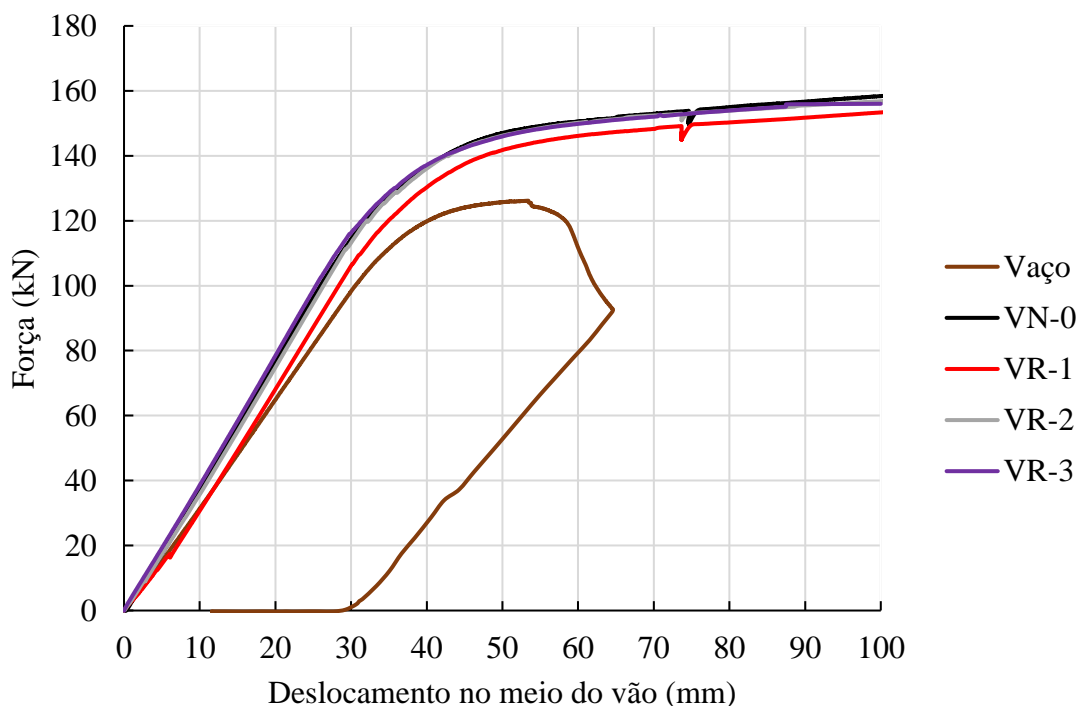
### 6.3.1 Análise da curva Força *versus* Deslocamento

A Figura 6.13 apresenta a mudança do deslocamento central das vigas com o aumento da força aplicada. Iniciando a análise da viga VAço, notam-se três diferentes estágios de comportamento, os quais são caracterizados a seguir:

- (1) Fase elástica: a força e o deslocamento apresentam uma relação linear;
- (2) Fase plástica: a relação entre as grandezas deixa de ser uma reta, de modo que para pequenos avanços da carga, há um crescimento considerável do deslocamento;

- (3) Fase de deslocamento excessivo: após o carregamento atingir o valor máximo, a viga continua a se deformar com reduções da carga aplicada.

**Figura 6.13** – Curva de força *versus* deslocamento no meio do vão



**Fonte:** Próprio autor.

A partir da análise da Figura 6.13, nota-se que, independentemente do concreto usado enquanto revestimento, a curva “força *versus* deslocamento central” resultou semelhante para as quatro VMPR. Esse mesmo comportamento foi apontado por Qin, Chen e Chen (2012), os quais mencionam que a viga mista apresenta três estágios durante a fase de carregamento: o elástico, o elastoplástico e o de deslocamento excessivo, similar ao que acontece com uma viga de aço.

O estágio (regime) elástico é dado pela relação linear entre a força e o deslocamento e é caracterizado pelo trabalho em conjunto do perfil de aço, do concreto e das armaduras, antes da fissuração do concreto. Já a fase elastoplástica está associada com a intensa fissuração do concreto na zona tracionada e o início da plastificação de parte do perfil de aço. Isso faz com que a relação entre a carga aplicada e a deflexão deixe de ser representada por uma reta, de modo que o deslocamento cresce de forma expressiva com pequenos incrementos de carga. Por fim, o estágio de deslocamento excessivo é atingido quando a viga mista não suporta mais o avanço do carregamento.

Os ensaios de todas as vigas mistas foram interrompidos quando o transdutor central alcançou 100 mm devido à sua limitação quanto ao deslocamento. Embora o ensaio pudesse continuar caso não houvesse essa condição, as vigas provavelmente não apresentariam ganho significativo de carga, pois o concreto já se encontrava bastante fissurado, com as fissuras se espalhando progressivamente para os apoios, o que caracteriza a falha do elemento estrutural, conforme apontado por De Nardin e El Debs (2009) e Oliveira (2022). Por essa razão, nesta tese, a carga máxima das vigas foi aquela correspondente a um deslocamento central de 100 mm.

### 6.3.2 Momentos de fissuração e resistente

A Tabela 6.3 mostra os valores para as forças máxima e de fissuração e os momentos resistente e de fissuração para cada viga ensaiada à flexão. Sobre a VAço, o valor máximo de força suportada por esse elemento resultou igual a 126,36 kN, o que corresponde a um momento resistente igual a 161,11 kN.m. Após atingir a sua máxima capacidade de carga, essa viga apresentou flambagem lateral com torção (FLT), isto é, houve um deslocamento de 5 cm para fora do plano vertical da viga, como pode ser visto na Figura 6.14. Ao alcançar o deslocamento central igual a 6,4 cm, conforme Figura 6.15, a força foi retirada e a viga exibiu um valor residual igual a 3 cm.

**Tabela 6.3** – Força máxima, momento resistente, força de fissuração e momento de fissuração das vigas

	<b>Força máxima (kN)</b>	<b>Momento resistente (kN.m)</b>	<b>Força de fissuração (kN)</b>	<b>Momento de fissuração (kN.m)</b>
<b>VAço</b>	126,36	161,11	-	-
<b>VN-0</b>	158,34	201,88	114,65	146,18
<b>VR-1</b>	153,32	195,48	108,69	138,58
<b>VR-2</b>	156,80	199,92	111,11	141,67
<b>VR-3</b>	155,99	198,89	116,38	148,38

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.14** – Modo de ruptura da VAço: FLT



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.15** – VAço deformada com 6,4 cm de deslocamento central



**Fonte:** Próprio autor.

Em relação às vigas mistas, todas apresentaram maior capacidade resistente que a viga de aço, fato este também mencionado por Assi, Abed e Hunaiti (2002), Kvočáka e Drab (2012) e Piloto *et al.* (2017). Esse aumento variou entre 21% e 25% a depender do elemento misto. Uma vez que a variação entre as capacidades resistentes das VMPR foi pequena, conforme

Tabela 6.3, conclui-se que o tipo de concreto de revestimento não apresenta influência significativa na resistência mecânica das vigas mistas.

Logo, foram produzidas misturas com 100% de agregados graúdos e/ou miúdos reciclados, a partir do emprego do empacotamento de partículas, com resistência e rigidez bem inferiores ao concreto convencional (capítulo 4) e, ainda sim, foi possível construir vigas mistas com capacidades resistentes praticamente iguais. De acordo com Yang e Han (2006) e Qin, Chen e Chen (2012), a resistência final do conjunto misto não depende diretamente das características dos constituintes do concreto, e nem mesmo de suas propriedades mecânicas. Dessa forma, dentre as vigas revestidas com CCAR, aquela com o menor momento resistente foi a viga VR-1, a qual foi produzida com 100% de areia reciclada. Em termos de resistência, a diferença entre a VR-1 e a VN-0 (mais resistente) foi menor que 4%.

Sobre o momento de fissuração, esta grandeza indica o momento fletor que gera a primeira fissura no concreto tracionado. A partir da Tabela 6.3, observa-se que a viga constituída somente por agregados reciclados, VR-3, apresentou o maior momento de fissuração em relação aos outros elementos, igual a 148,38 kN.m, sendo apenas 7% maior que o momento de fissuração da viga VR-1, a qual teve o menor índice para essa grandeza. Além disso, observa-se também que o valor da força de fissuração que definiu o momento de fissuração praticamente coincidiu com o carregamento que o elemento estrutural deixou de estar em regime elástico, ratificando as características definidas para os estágios de carregamento que a viga mista pode estar sujeita, como apresentado no subitem 6.3.1.

Em síntese, admite-se que o momento resistente e o momento de fissuração das VMPR foram semelhantes. Como foi ensaiado somente um exemplar para cada viga, a pequena diferença encontrada entre os valores dessas grandezas se deve possivelmente à dispersão dos dados caso fosse realizada uma amostragem maior.

### **6.3.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez**

As Tabelas 6.4 e 6.5 mostram os deslocamentos verticais medidos nos três transdutores posicionados ao longo do comprimento da viga para algumas faixas de carregamento específicas. Notoriamente, os deslocamentos das vigas mistas para qualquer carga aplicada resultaram menores que os deslocamentos da viga de aço, o que implica em uma maior rigidez desse sistema.

**Tabela 6.4** – Deslocamentos verticais (em mm) das vigas para algumas faixas de carregamento (Parte 1)

	F = 30 kN			F = 60 kN			F = 90 kN		
	$\delta_E^1$	$\delta_C^2$	$\delta_D^3$	$\delta_E^1$	$\delta_C^2$	$\delta_D^3$	$\delta_E^1$	$\delta_C^2$	$\delta_D^3$
<b>VAço</b>	1,7	9,6	0,9	3,7	18,5	2,8	5,8	27,5	4,8
<b>VN-0</b>	1,3	8,3	1,2	2,8	15,9	2,7	4,2	23,4	4,2
<b>VR-1</b>	0,9	9,8	0,2	2,4	17,9	1,6	4,0	25,7	3,2
<b>VR-2</b>	0,5	8,7	1,5	1,8	16,3	3,1	3,3	23,8	4,7
<b>VR-3</b>	2,0	7,8	1,3	4,3	15,4	2,9	6,7	22,9	4,6

<sup>1</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda (seção SE1).

<sup>2</sup> Deslocamento vertical no meio do vão (seção SE2).

<sup>3</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade direita (seção SE3).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 6.5** – Deslocamentos verticais (em mm) das vigas para algumas faixas de carregamento (Parte 2)

	F = 120 kN			Ruptura		
	$\delta_E^1$	$\delta_C^2$	$\delta_D^3$	$\delta_E^1$	$\delta_C^2$	$\delta_D^3$
<b>VAço</b>	8,4	40,2	7,4	10,7	53,4	9,9
<b>VN-0</b>	5,9	31,9	5,9	17,1	100	17,7
<b>VR-1</b>	5,8	34,9	5,0	17,0	100	15,9
<b>VR-2</b>	4,9	32,1	6,5	17,0	100	18,5
<b>VR-3</b>	9,3	31,5	6,3	17,9	100	19,0

<sup>1</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda (seção SE1).

<sup>2</sup> Deslocamento vertical no meio do vão (seção SE2).

<sup>3</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade direita (seção SE3).

**Fonte:** Próprio autor.

Comparando somente as VMPR, pode-se afirmar que a VR-3 apresentou os menores deslocamentos centrais em qualquer faixa de carregamento, indicando sua maior rigidez. Apesar disso, o concreto de revestimento dessa viga era composto integralmente por agregados reciclados e, durante os ensaios de caracterização, apresentou o menor módulo de elasticidade dentre todas as misturas, como ilustrado no capítulo 4. Logo, é possível dizer que essa propriedade não influenciou de forma significativa na resposta do conjunto misto. Isso difere dos resultados apresentados em Ajdukiewicz e Kliszczewicz (2007), uma vez que os autores

pontuaram que misturas produzidas somente com AR reduzem a rigidez da viga, tendo em vista o menor módulo de elasticidade desses concretos em comparação ao concreto convencional.

Em ordem decrescente quanto à essa propriedade, destacam-se as vigas VR-3, VN-0, VR-2, VR-1 e Vaço. Apesar dos resultados apresentados, assim como discutido para a capacidade resistente, a diferença entre as rigidezes das vigas mistas não foi significativa, tendo em vista que a variabilidade dos seus deslocamentos no meio do vão foi pequena, sobretudo para uma força igual a 120 kN.

Em relação aos deslocamentos próximos às extremidades, houve uma certa diferença entre os valores encontrados na seção SE1 e na seção SE3, porém aceitável em função dos erros inerentes ao próprio ensaio de flexão. No que diz respeito aos valores, curiosamente a viga VR-3 foi aquela que teve o maior deslocamento nos balanços, seguida da viga Vaço.

#### **6.3.4 Panorama de fissuração**

As VMPR apresentaram um comportamento semelhante no que diz respeito à formação de fissuras. Elas se iniciaram no meio do vão, pois era o local de momento fletor máximo, e foram se propagando em direção aos apoios. Embora todas as vigas tenham falhado à flexão, quando o deslocamento no meio do vão atingiu 100 mm e a força de ruptura tenha sido praticamente a mesma para todas as vigas, a quantidade e distribuição de fissuras nas vigas resultaram diferentes. A Figura 6.16 traz o panorama de fissuração para as quatro vigas mistas.

A viga composta por somente agregados naturais, VN-0, apresentou poucas fissuras, as quais se concentraram no meio do vão. Em contrapartida, as vigas com CCAR exibiram um maior número de fissuras ao longo do seu comprimento. De acordo com Choi e Yun (2013) e Arezoumandi *et al.* (2015), uma vez que os concretos reciclados são menos rígidos, por conta da maior fragilidade dos AR, isso facilita a maior geração de fissuras nos ensaios de flexão.



**Figura 6.16** – Panorama de fissuração das VMPR pós ensaio à flexão



a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



d) VR3

**Fonte:** Próprio autor.

### 6.3.5 Comparação da capacidade resistente das vigas com métodos analíticos

Este subitem compara os resultados experimentais das vigas à flexão com as formulações teóricas apresentadas no capítulo 3. Iniciando a análise com a viga puramente

metálica, VAço, a Tabela 6.6 mostra os resultados para o momento fletor resistente encontrado no experimento e quando aplicado o modelo analítico disponível na ABNT NBR 8800:2008.

**Tabela 6.6** – Previsão da ABNT NBR 8800:2008 para capacidade resistente da VAço

Momento resistente do ensaio (kN.m)	$M_{Rd}$ : Momento fletor resistente de cálculo teórico (kN.m)			
	FLT <sup>1</sup>	FLA <sup>2</sup>	FLM <sup>2</sup>	Valor adotado
161,11	158,07	165,64	165,64	158,07

<sup>1</sup> Durante o equacionamento, adotou-se um comprimento destravado,  $L_b$ , igual a 1700 mm (um terço do vão), em virtude das contenções laterais utilizadas.

<sup>2</sup> Para o cálculo do momento de plastificação,  $M_{pl} = Z f_y$ , adotou-se o valor de Z igual a 428,5 cm<sup>3</sup> para o perfil de aço W 250 x 32,7, valor este encontrado em tabelas comerciais e  $f_y$  igual ao valor encontrado no ensaio de tração do perfil.

**Fonte:** Próprio autor.

Seguindo o procedimento normativo, calculou-se o momento fletor resistente de cálculo para os três estados-limites últimos que a viga de aço poderia estar sujeita, FLT, FLA e FLM, sendo adotado o menor valor dentre todos os calculados para representar a capacidade resistente do elemento estrutural. Com isso, de acordo com a norma brasileira, o momento resistente da viga metálica é igual a 158,07 kN.m com falha devida à flambagem lateral por torção. Entretanto, o ensaio experimental mostrou um valor igual a 161,11 kN.m para o momento resistente de VAço, ou seja, um valor de aproximadamente 2% maior que o previsto pelo código normativo. Dessa forma, como visto na Figura 6.16, de fato, a falha da viga foi por causa da FLT.

Em relação às vigas mistas, foram testados três modelos teóricos: Kindmann e Bergmann (1993), Assi, Abed e Hunaiti (2002) e o Eurocode 4 Parte 1-1:2004. A análise comparativa quanto à capacidade resistente das VMPR se encontra na Tabela 6.7. É possível observar que todos os modelos analíticos se mostraram conservadores em relação aos resultados dos ensaios. Em alguns casos, o momento resistente experimental resultou 13% maior em comparação com os momentos teóricos.

**Tabela 6.7** – Momentos resistentes das VMPR (kN.m) para os modelos analíticos

	<b>Kindmann e Bergmann (1993)</b>	<b>Assi, Abed e Hunaiti (2002)</b>	<b>Eurocode 4 Parte 1-1:2004</b>	<b>Experimental</b>
VN-0	186,47	180,70	188,39	201,88
VR-1	182,66	176,85	183,68	195,48
VR-2	182,00	176,18	182,87	199,92
VR-3	181,83	176,00	182,66	198,89

**Fonte:** Próprio autor.

Analisando somente os modelos analíticos, aquele proposto por Assi, Abed e Hunaiti (2002) forneceu o menor valor para a resistência das VMPR. Isso pode ser justificado pela não consideração do concreto no cálculo do momento resistente do sistema misto, sendo esse material incluso somente na determinação da linha neutra plástica. Em relação aos modelos de Kindmann e Bergmann (1993) e do Eurocode 4 Parte 1-1:2004, os resultados foram próximos entre eles. Como discutido no subitem 3.1.3, a formulação desses dois métodos é a mesma. A única diferença é que o  $f_{cd}$  deve ser multiplicado por 0,85 no equacionamento da norma europeia. Entretanto, o uso desse fator não gerou um impacto significativo nos resultados.

Cabe mencionar que nenhum dos procedimentos teóricos considerou a parcela da armadura de compressão no cálculo do momento resistente das vigas mistas. Caso isso fosse realizado, haveria um aumento em torno de 2% desta grandeza quando aplicadas as formulações do Eurocode 4 Parte 1-1:2004, por exemplo. Ou seja, um valor pouco significativo.

Intensidades mais baixas encontradas para a capacidade resistente das VMPR em todos os modelos teóricos são perfeitamente aceitáveis, uma vez que as hipóteses adotadas para simplificação dos cálculos nem sempre acontecem na realidade.

#### 6.4 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nos *ensaios em elevadas temperaturas*, as vigas mistas descritas no Quadro 6.1 foram posicionadas em um forno horizontal de modo que fossem consideradas simplesmente apoiadas, assim como no ensaio à flexão em temperatura ambiente. Depois de inseridas no forno, elas receberam 30% de sua força última no meio do vão e, a partir disso, o forno foi acionado para o aquecimento do elemento estrutural em três faces, de acordo com a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. Vale destacar que diferentemente da etapa anterior, não foi

realizado um ensaio em situação de incêndio para a viga puramente de aço. Apesar disso, de modo comparativo, utilizaram-se os resultados apresentados em Felício (2018).

#### 6.4.1 Etapas consideradas na preparação dos ensaios

A aplicação do carregamento se deu a partir do uso de um cilindro hidráulico com capacidade de carga de 100 kN e um curso de 304 mm (Figura 6.17a). Ao cilindro foi conectado um prolongador com 500 mm de comprimento, responsável por transmitir o carregamento para a viga (Figura 6.17b). Uma vez que parte desse dispositivo permanecia dentro do forno, houve necessidade de protegê-lo termicamente. Portanto, foram aplicadas a tinta intumescente e a manta cerâmica.

**Figura 6.17** – Dispositivos de aplicação de carga



a) Cilindro hidráulico

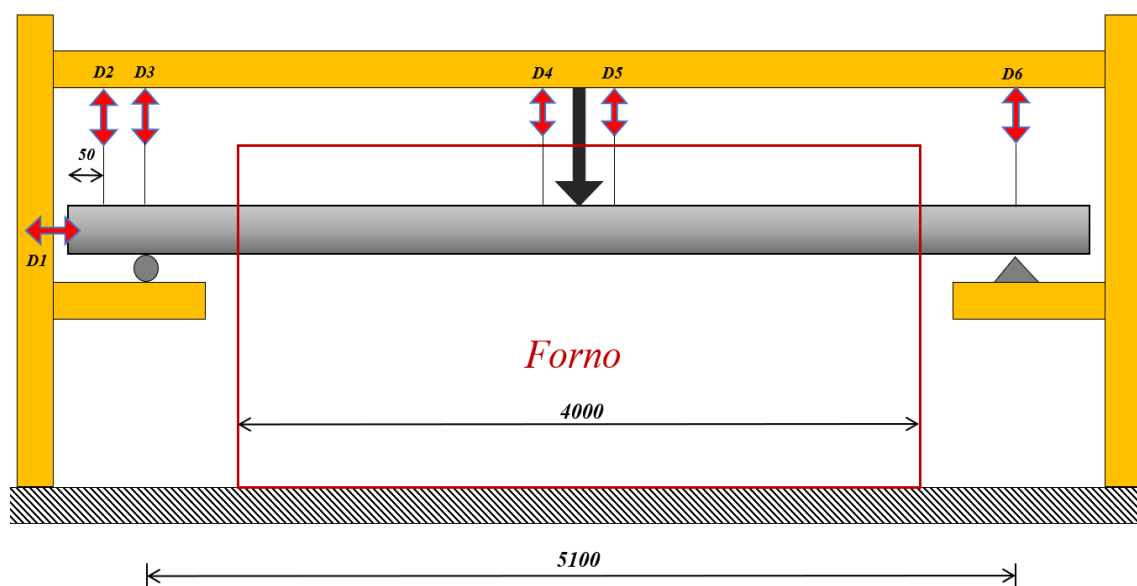


b) Prolongador

**Fonte:** Próprio autor.

Como parâmetros avaliados nos ensaios foram medidas a carga aplicada, as temperaturas e os deslocamentos das vigas. Para o controle do carregamento, instaurou-se uma célula de carga no cilindro hidráulico para registrar as leituras durante o processo de aquecimento do elemento estrutural. No que diz respeito às temperaturas, elas foram mensuradas em quatro seções ao longo do comprimento da viga, cujos pontos de medição foram apresentados na Figura 6.4. No caso dos deslocamentos, selecionaram-se seis pontos de controle, os quais estão indicados por setas na Figura 6.18.

**Figura 6.18** – Esquema geral do ensaio em situação de incêndio com a indicação dos transdutores de deslocamento



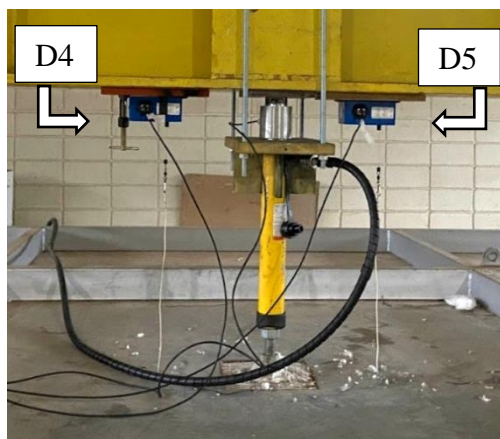
**Fonte:** Próprio autor.

Em virtude da impossibilidade de medição do deslocamento no meio do vão, por causa da presença do cilindro hidráulico, foram fixados no pódio de reação dois transdutores (D4 e D5), os quais estiveram afastados de 200 mm do meio do vão, como pode ser visto Figura 6.19a. Para efetuar a leitura destes deslocamentos, um cabo termopar foi conectado em cada transdutor, sendo este cabo preso à viga mista por meio de um gancho soldado na mesa do perfil de aço (Figura 6.19b). A média dos valores encontrados em cada dispositivo passou a ser considerada como a deflexão no meio do vão.

Além desses dois transdutores, outros quatro foram utilizados durante os experimentos. De acordo com a Figura 6.19c e a Figura 6.19d, D1 foi responsável por medir o deslocamento axial da viga, oriundo da dilatação dos materiais, enquanto D2 acompanhou o deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda da viga, como feito nos ensaios em temperatura ambiente, e os transdutores D3 e D6 mediram possíveis deflexões nos apoios.

Com relação aos dispositivos de vinculação, foram empregados um apoio móvel (Figura 6.20a) e um apoio fixo (Figura 6.20b), de modo que a viga mista fosse considerada simplesmente apoiada e mantivesse o mesmo esquema estático dos ensaios em temperatura ambiente.

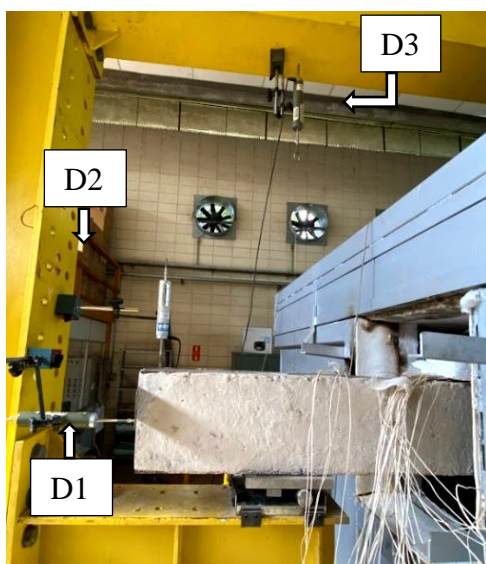
**Figura 6.19** – Representação do modo de medição dos deslocamentos verticais centrais



a) Transdutores D4 e D5



b) Indicação dos ganchos



c) Transdutores D1, D2 e D3



d) Transdutor D6

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.20** – Dispositivos de vinculação



a) Apoio Móvel

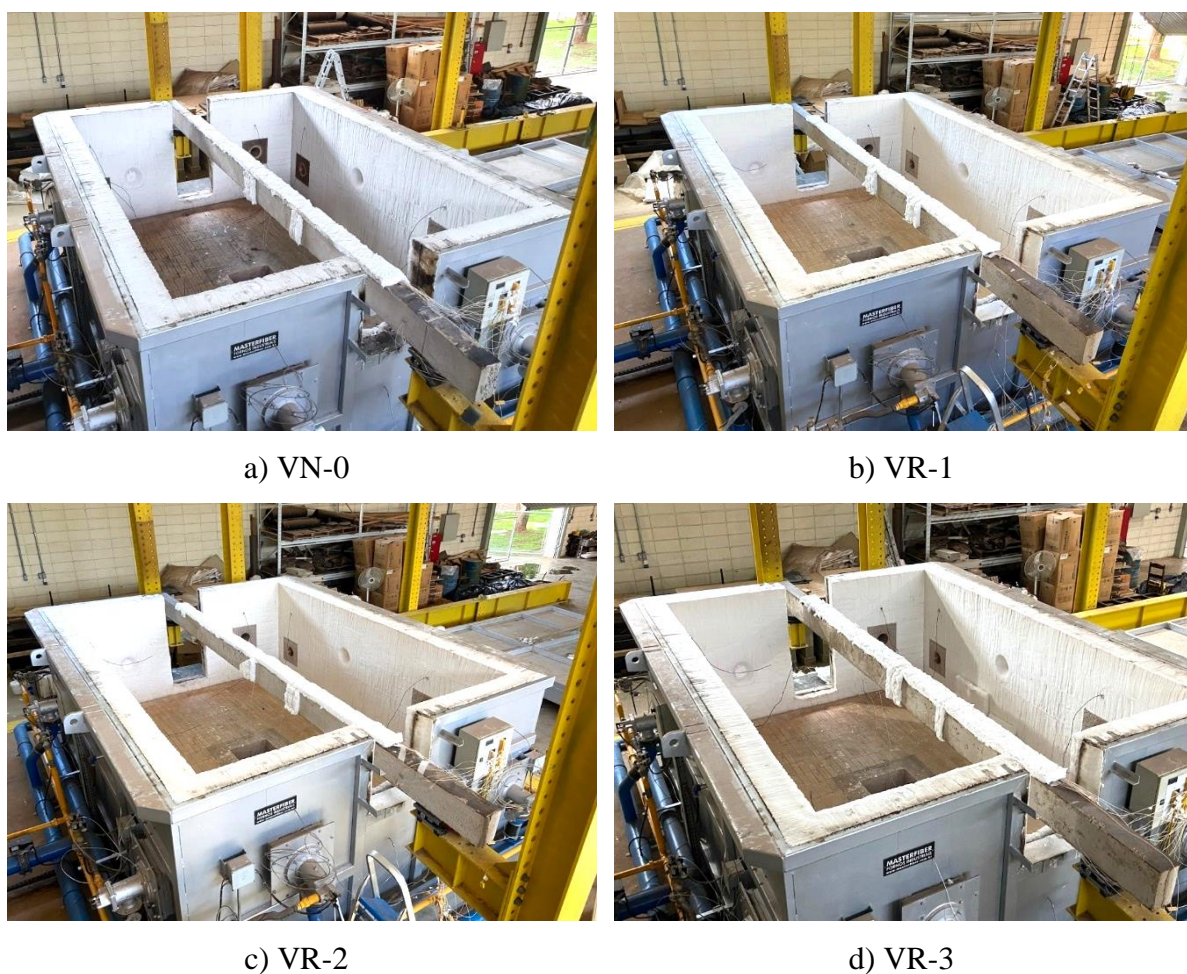


b) Apoio Fixo

**Fonte:** Próprio autor.

A Figura 6.21 ilustra as quatro vigas mistas posicionadas dentro do forno antes do início dos ensaios em temperaturas elevadas. Nota-se que, em todas elas, a face superior do elemento foi revestida por manta cerâmica com função de isolamento térmico e de proteção dos termopares, os quais caminharam até o sistema de leitura por essa região. Semelhante ao discutido no capítulo 5, o objetivo dessa manta foi simular a ação térmica em apenas três faces do elemento, como ocorre em uma viga, em situação real, que tem sua parte superior protegida por uma laje.

**Figura 6.21** – VMPR posicionadas dentro do forno



**Fonte:** Próprio autor.

Após o processo de instrumentação das vigas, o forno foi fechado de modo que o aspecto final antes do acionamento das chamas está indicado na Figura 6.22. Vale destacar a necessidade de realizar vedação eficiente nas laterais do forno, uma vez que elas se encontravam abertas para o posicionamento das vigas nos apoios (Figura 6.21). Após a colocação da manta cerâmica ao redor do elementos, as laterais foram fechadas com peças de

madeira compensada com uma camada de gesso *Standard*, cujas dimensões foram estabelecidas com base na seção transversal do elemento em estudo. As Figuras 6.23a e 6.23b apresentam o sistema de vedação empregado nas laterais esquerda e direita do forno.

**Figura 6.22** – Visão geral dos ensaios em temperaturas elevadas



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.23** – Sistema de vedação nas laterais do forno



a) Lateral esquerda



b) Lateral direita

**Fonte:** Próprio autor.



Após o fechamento do forno e realizado o sistema de vedação lateral, as vigas foram carregadas e, a partir disso, as chamas foram acionadas de modo que o aquecimento coincidissem com a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. Essa mesma norma traz algumas recomendações a respeito dos critérios de parada dos ensaios que devem ser considerados para avaliar a resistência ao fogo de elementos estruturais expostos ao incêndio-padrão. Como as vigas foram inseridas completamente dentro do forno, essa norma recomenda utilizar para finalização dos ensaios, o critério de capacidade resistente que, para peças fletidas, se baseia no deslocamento limite e na taxa de deslocamento limite, dados pelas Equações 6.5 e 6.6, respectivamente.

**Deslocamento limite ( $D$ ):**

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot d} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

**Taxa de deslocamento limite ( $dD/dt$ ):**

$$\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \quad (\text{Eq. 6.6})$$

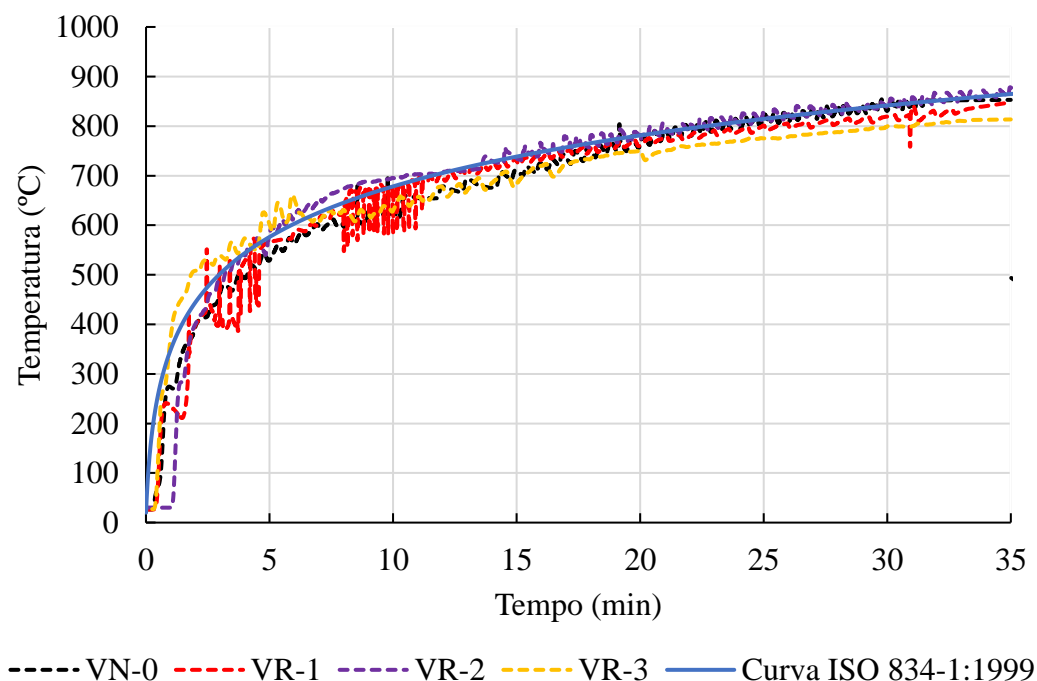
Nas Equações 6.5 e 6.6,  $d$  representa a distância entre as fibras extremas comprimida e tracionada da seção transversal, enquanto  $L$  define o vão da viga. Vale ressaltar que o critério da taxa de deslocamento só pode ser aplicado quando o deslocamento do meio do vão for maior que  $L/30$ . Com base nas dimensões das seções transversais das VMPR deste estudo, os valores de  $D$  e da relação  $dD/dt$  resultaram iguais a 251,8 mm e 11,2 mm/min, respectivamente. Apesar disso, em virtude das limitações do forno, o máximo valor de deslocamento vertical que a viga pode apresentar no meio do vão de modo a manter a segurança e efetividade dos ensaios é 100 mm. Por essa razão, decidiu-se finalizar todos os ensaios em um instante próximo aos 35 min, para fins comparativos, que foi o tempo de ensaio da primeira viga incendiada, isto é, VN-0.

#### **6.4.2 Determinação e análise do campo térmico**

As vigas mistas foram aquecidas em três faces segundo a curva de aquecimento de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999. A temperatura interna do forno foi medida por meio de

nove termopares distribuídos por sua estrutura. Os resultados da temperatura média desses sensores nos quatro ensaios, bem como a curva teórica da ISO 834-1:1999 se encontram na Figura 6.24.

**Figura 6.24** – Evolução da temperatura dentro do forno nos ensaios das VMPR

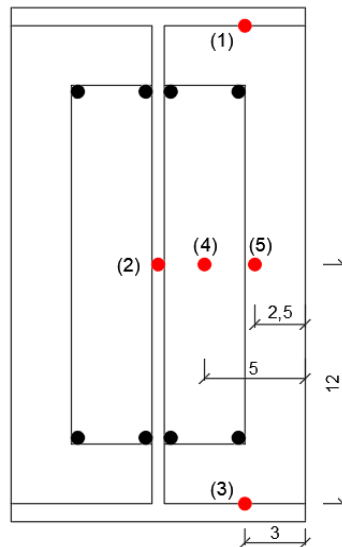
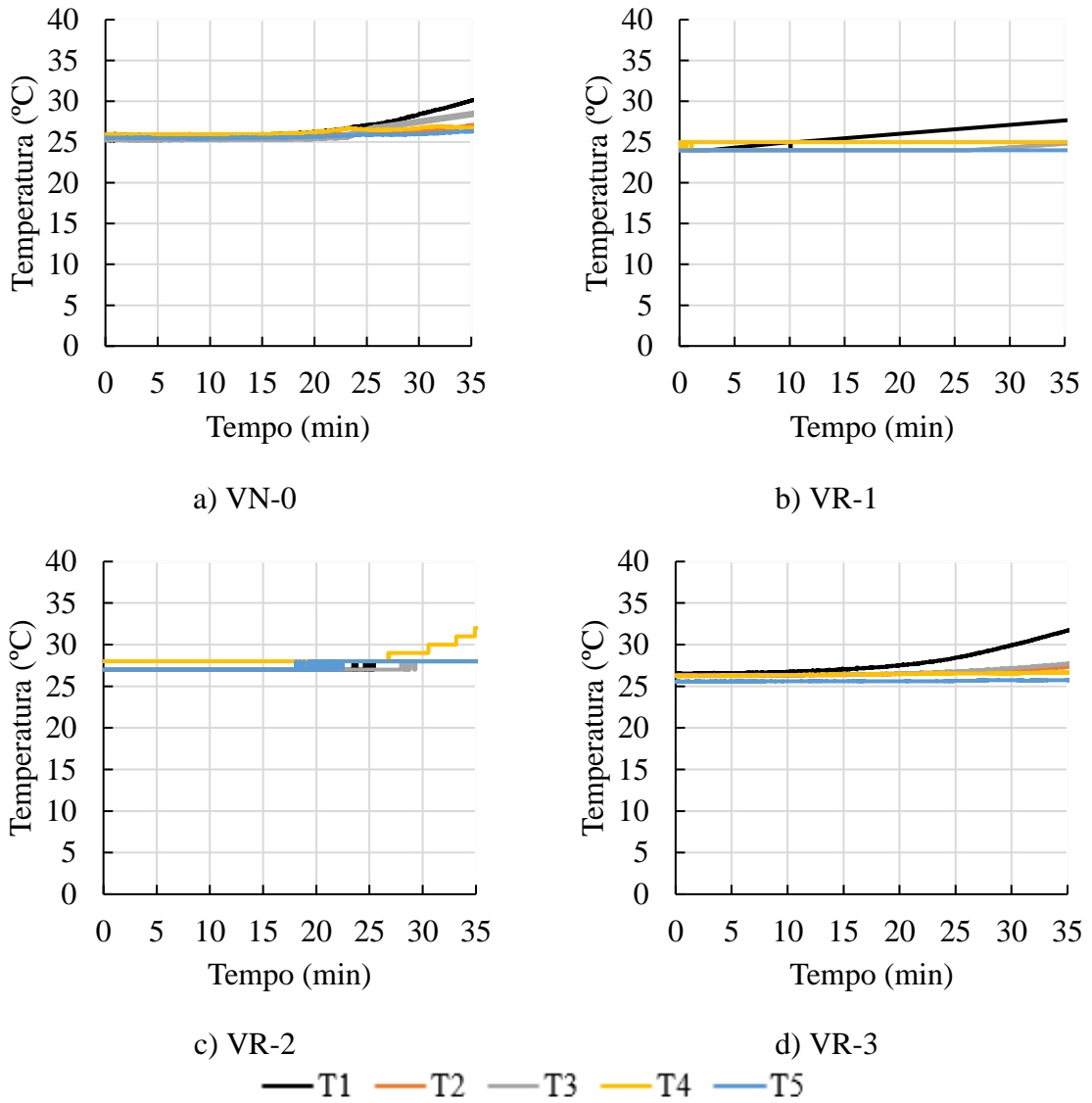


**Fonte:** Próprio autor.

De maneira geral, até os 10 primeiros minutos houve uma certa diferença entre curva interna do forno e aquela fornecida pelo código normativo. A partir desse instante, todas elas praticamente coincidiram. Cabe destacar que a curva média do ensaio da VR-1 apresentou uma leve instabilidade em alguns momentos. Isso aconteceu em resposta à perda de leitura de alguns termopares ao longo do processo de aquecimento. De todo o modo, a única limitação da ISO 834-1:1999, conforme mencionado no item 5.1.5, é que não haja uma diferença superior a 100°C entre as curvas de aquecimento e de incêndio-padrão após 10 min de exposição, o que não ocorreu nesta pesquisa.

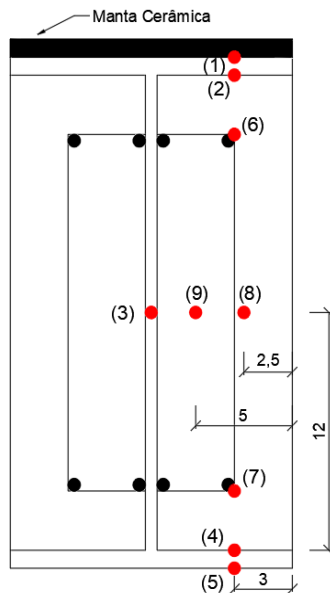
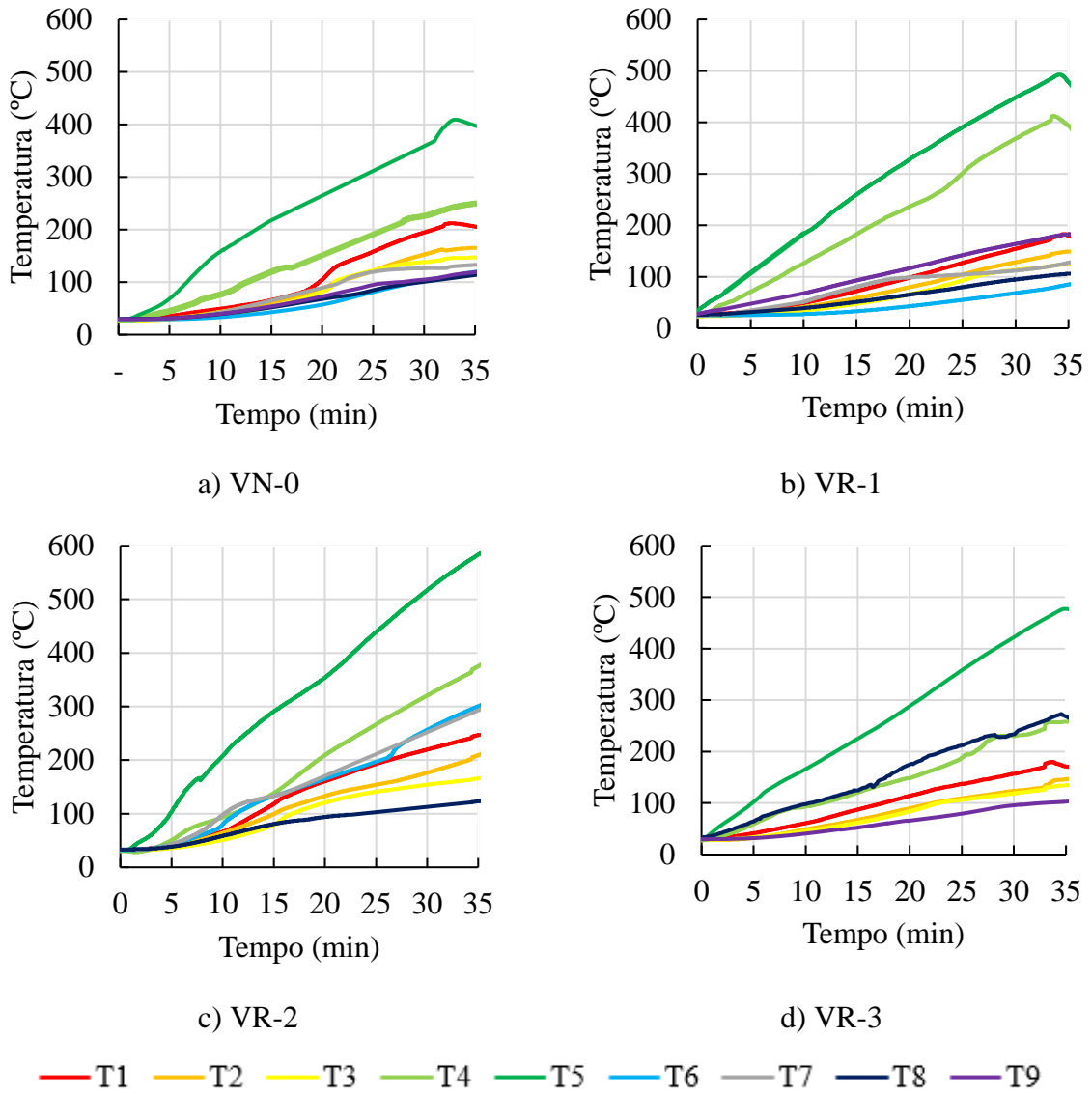
As temperaturas foram registradas em quatro seções distribuídas ao longo do comprimento da viga, conforme já apresentado na Figura 6.3, com a finalidade de verificar a homogeneidade do seu aquecimento. As Figuras 6.25 a 6.29 apresentam a evolução da temperatura nos pontos instrumentados de cada seção. Aqueles sensores não mostrados nos gráficos foram danificados durante o aquecimento.

**Figura 6.25** – Evolução da temperatura em pontos da seção S1



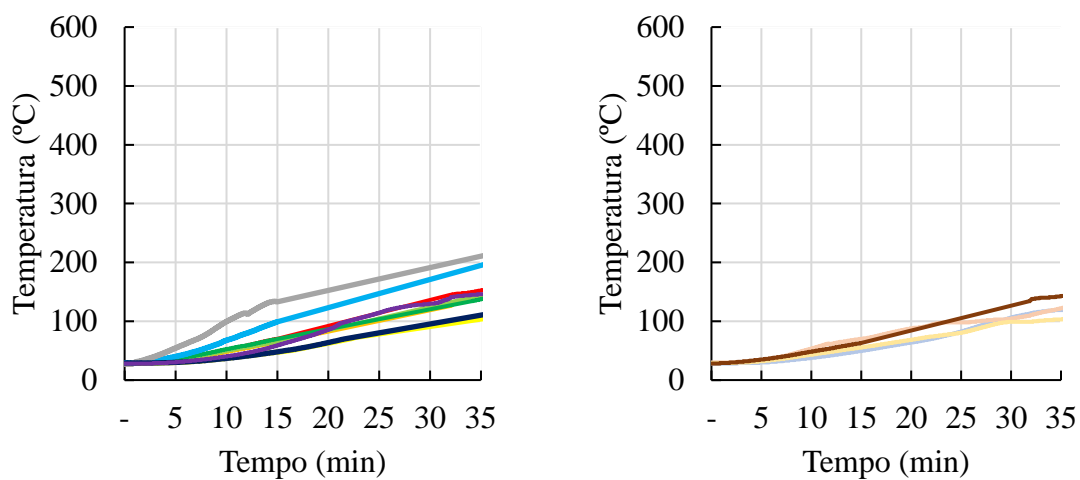
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.26** – Evolução da temperatura em pontos da seção S2

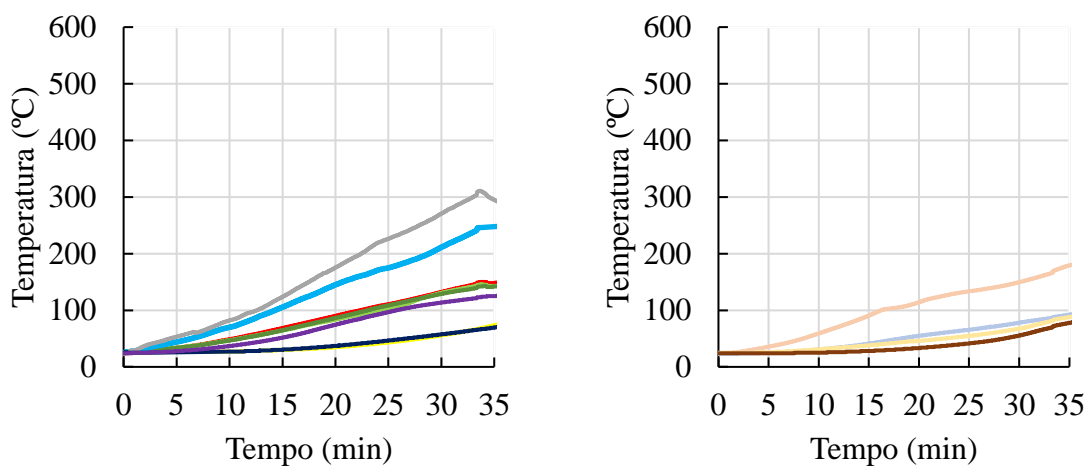


**Fonte:** Próprio autor.

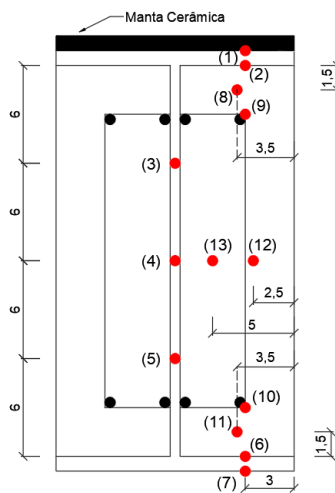
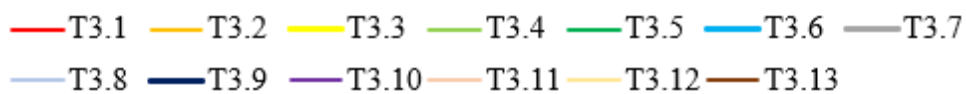
**Figura 6.27** – Evolução da temperatura em pontos da seção S3 – Parte 1



a) VN-0

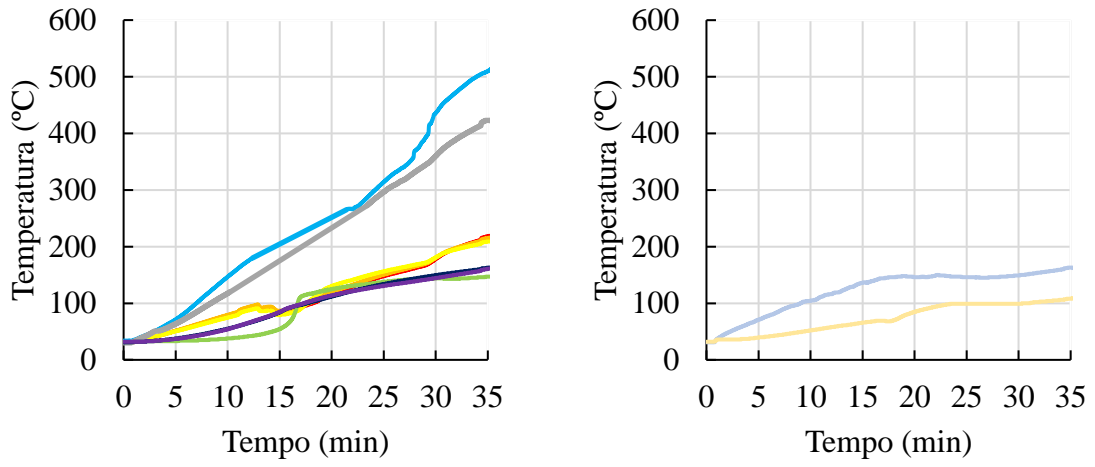


b) VR-1

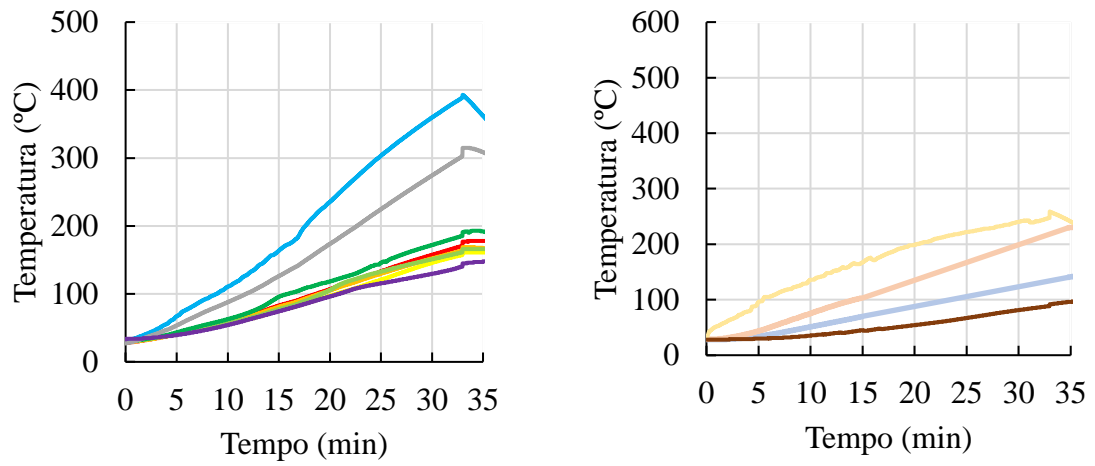


Fonte: Próprio autor.

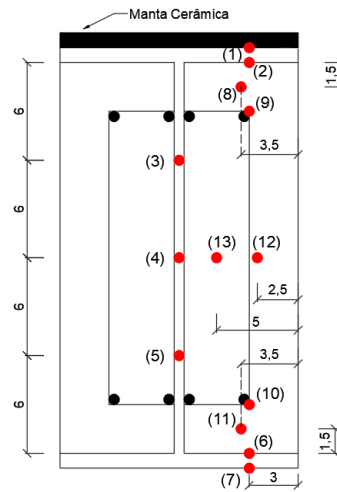
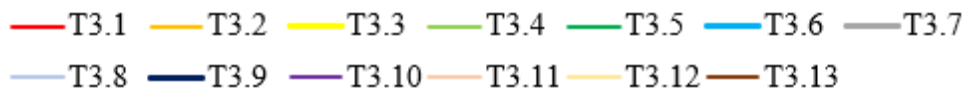
**Figura 6.28** – Evolução da temperatura em pontos da seção S3 – Parte 2



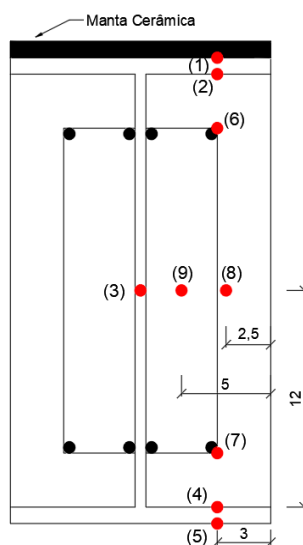
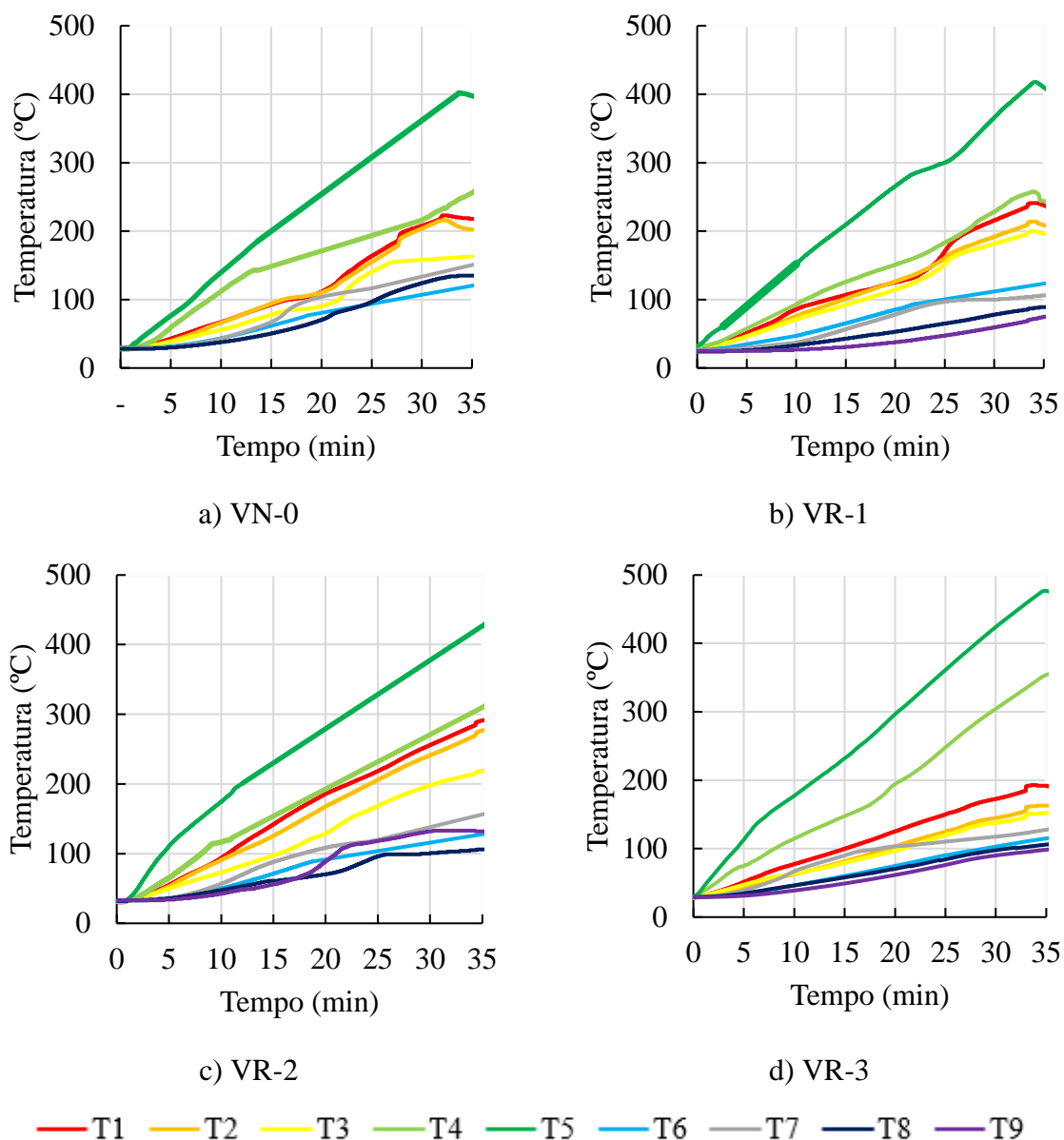
a) VR-2



b) VR-3



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.29** – Evolução da temperatura em pontos da seção S4

**Fonte:** Próprio autor.

Primeiramente, sobre a seção S1, que se encontrava fora da região de aquecimento das vigas, as temperaturas praticamente não sofreram alteração, tendo em vista que seus valores máximos foram da ordem de 30°C. Logo, em um incêndio de 35 min, a transferência de calor da região central aquecida para as extremidades não foi suficiente para causar uma grande elevação das temperaturas nessas regiões.

Cabe destacar que as temperaturas das seções S2, S3 e S4, as quais se localizavam dentro da região em contato com o fogo, tiveram valores diferentes. Em ensaios em temperaturas elevadas, esse fenômeno normalmente acontece como descrito em Piloto *et al.* (2013) e em Piloto *et al.* (2017). Isso decorre do aquecimento não homogêneo do forno, associado a possíveis perdas de calor pelas laterais do equipamento. Além disso, ressalta-se que, de maneira geral, a seção S3 foi aquela com o menor campo de temperaturas. Isso pode ser justificado pelo posicionamento dos queimadores no forno horizontal. Como pôde ser visto na Figura 5.9 do capítulo 5, a região central do forno não possui queimadores, somente em locais próximos as extremidades, o que pode ter afetado a distribuição de temperaturas em S3.

Com relação ao campo térmico, a temperatura não foi uniforme na seção transversal. Em alguns casos, o gradiente térmico entre os pontos mais e menos aquecidos foi superior a 400°C, devido à exposição direta da mesa inferior do perfil de aço ao fogo. Felício (2018) ensaiou uma viga metálica em situação de incêndio com o mesmo perfil de aço empregado nas vigas mistas desta tese. A duração do experimento foi de somente 7 minutos, em resposta a uma rotação excessiva dos apoios. Nesse instante, as temperaturas em vários pontos da seção transversal ultrapassaram 500°C.

Dessa forma, a partir dos resultados térmicos desta pesquisa, observa-se que os concretos utilizados como revestimento, independentemente do tipo, protegeram termicamente o perfil de aço, reduzindo expressivamente suas temperaturas. Somente ao final dos ensaios das VMPR que alguns pontos de leitura alcançaram temperaturas maiores que 500°C.

No que diz respeito às armaduras, tanto as mais próximas quanto aquelas distantes da ação do fogo, apresentaram temperaturas menores que 200 °C, com ressalva apenas para a seção S2 da VR-2, na qual as armaduras atingiram 300 °C. Sobre os pontos de leitura no concreto, em algumas vigas, as temperaturas do termopar T9 das seções S2 e S4 resultaram maiores que o termopar T8, sendo que aquele termopar teoricamente se localizava em um ponto mais interno do concreto. Acredita-se que, durante o processo de instalação desses sensores, houve uma mudança da sua posição de origem ou por falha de execução ou pela própria dificuldade de fixação de termopares em concreto. O mesmo aconteceu com os termopares T13 e T12 da seção S3 da VN-0.

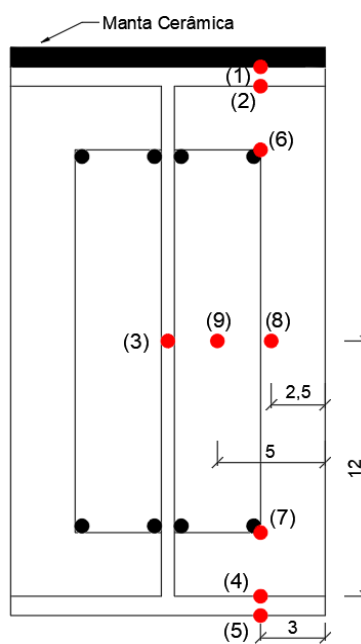
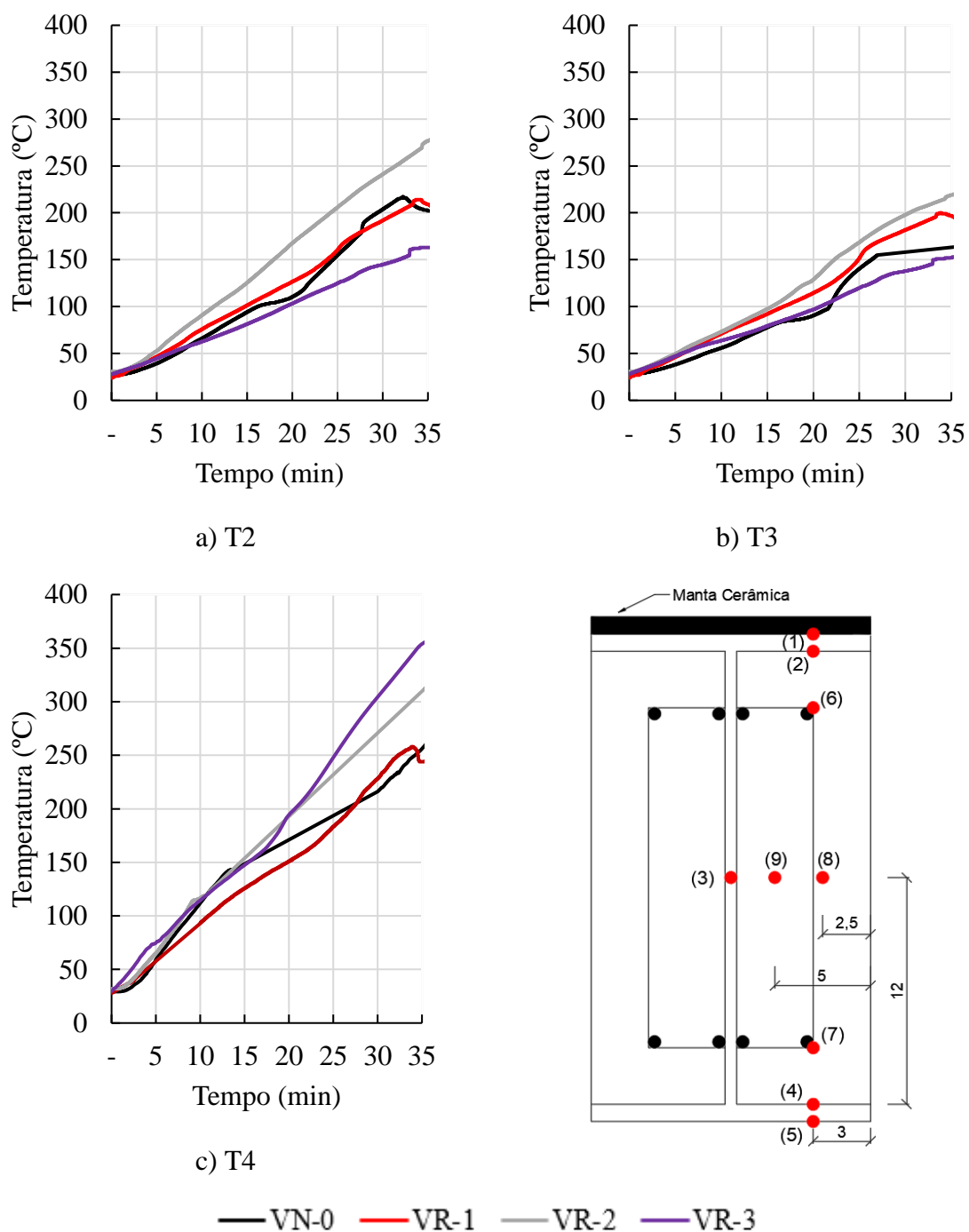


Após o estudo das temperaturas na seção transversal das vigas mistas, desenvolveu-se uma análise comparativa de modo a avaliar o comportamento dos concretos de revestimento como barreira térmica dos perfis de aço. Abordagem similar foi realizada nos protótipos mistos conforme apresentado no capítulo 5 desta tese. Apesar disso, a presente verificação se faz relevante, tendo em vista que os concretos das VMPR tinham idade mais avançada (105 dias) e teor de umidade muito menor comparados aos concretos dos elementos ensaiados do capítulo 5 (ver Tabela 6.1).

Para isso, foram escolhidos os termopares T2 (mesa superior protegida), T3 (alma), T4 (mesa inferior), T6 e T7 (armadura) e T8 (concreto) presentes na seção S4, com o intuito de avaliar as temperaturas medidas por esses sensores. Destaca-se que essa seção foi a selecionada por ter menos termopares danificados durante o aquecimento das vigas. As Figuras 6.30 e 6.31 trazem a evolução da temperatura para cada sensor.

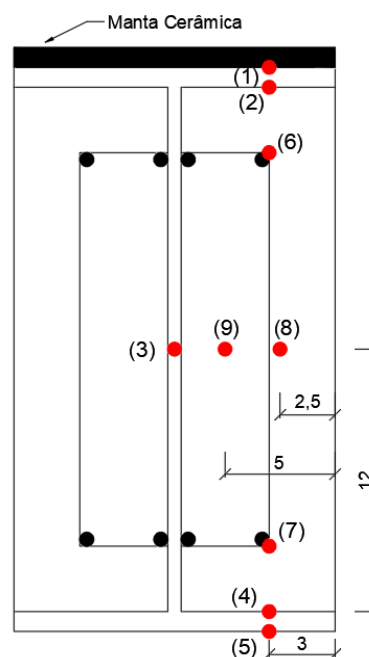
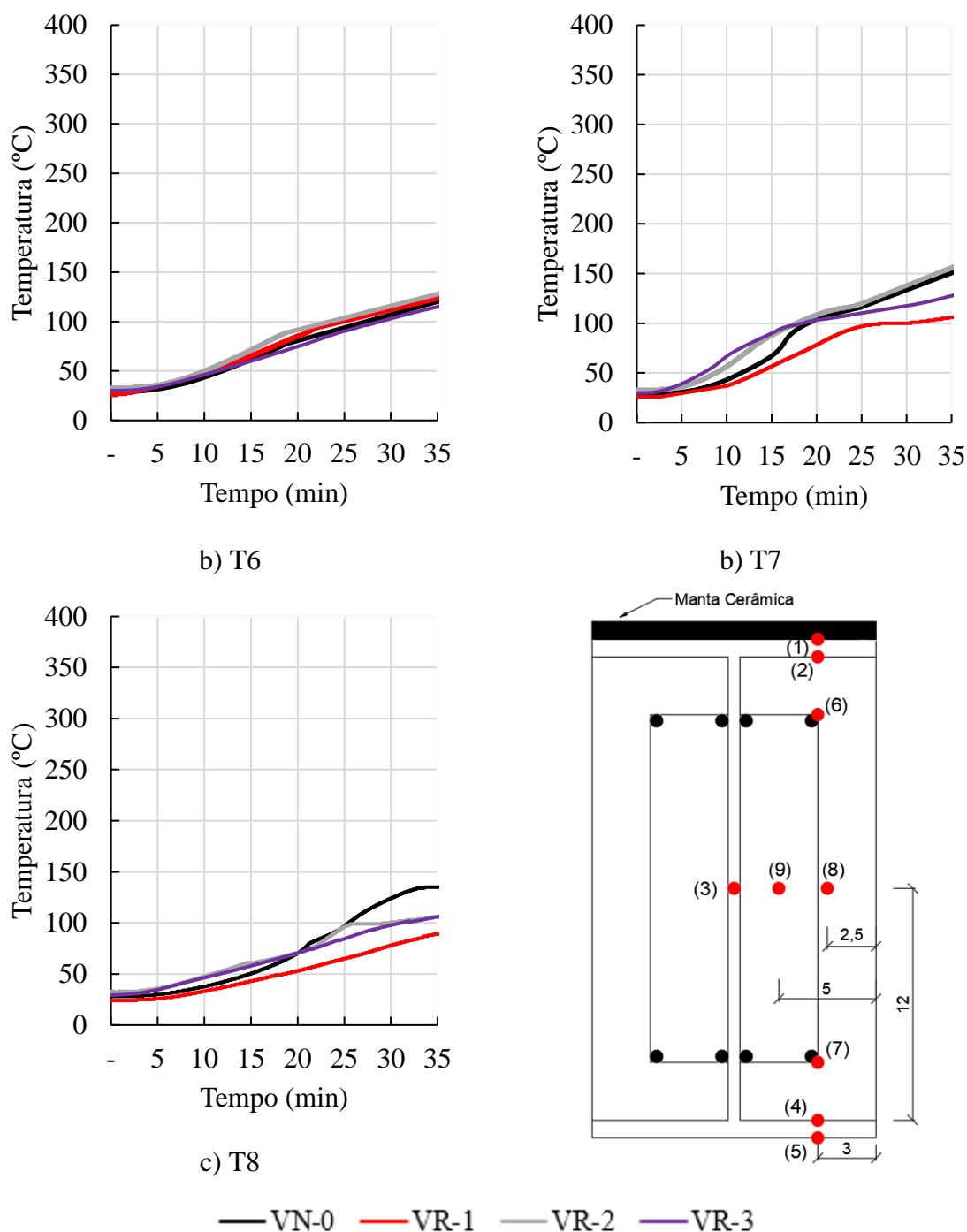
De maneira geral, nota-se que o concreto de revestimento da viga VR-2, o qual foi constituído por 100% da fração graúda reciclada, forneceu a menor proteção térmica dentre os demais compósitos, devido às maiores temperaturas nos componentes de aço (sensores T2, T3, T6 e T7) dessa viga. Apesar disso, a diferença de temperaturas entre VN-0, viga de referência, e VR-2 foi menor que 100 °C na seção S4. Em relação às vigas VR-1, produzida com areia reciclada, e VR-3, formada exclusivamente por agregados reciclados, os resultados do campo térmico foram semelhantes aos obtidos para a VN-0, sendo que em alguns pontos de leitura os CCAR promoveram as menores temperaturas.

**Figura 6.30** – Evolução da temperatura em termopares (T2, T3 e T4) situados na seção S4 para todas as VMPR



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.31** – Evolução da temperatura em termopares (T6, T7 e T8) situados na seção S4 para todas as VMPR



**Fonte:** Próprio autor.

A análise comparativa foi realizada a partir da seção de leitura S4. Embora as temperaturas tenham variado ao longo das seções, o comportamento padrão foi esse pontuado anteriormente. É importante mencionar que, no geral, os resultados coincidiram com aqueles apresentados no capítulo 5 desta tese, quando foi analisado o campo térmico em protótipos

mistos. Ou seja, as temperaturas dos elementos com agregados reciclados apresentaram valores semelhantes ou inferiores ao elemento de referência constituído por agregados naturais.

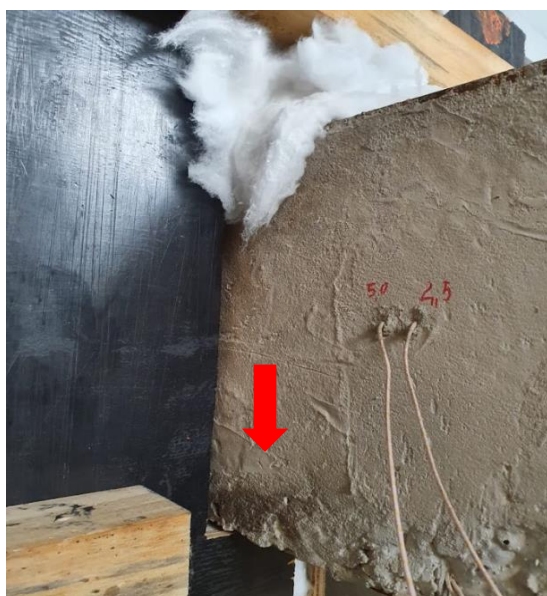
Esse comportamento indica uma redução da condutividade térmica dos CCAR em relação ao CC, assim como observado no capítulo anterior, tendo em vista a menor propagação de calor para a região interna da VMPPR. Outro ponto importante é que mesmo com a secagem ao ar dos concretos previamente aos ensaios, o teor de umidade daqueles reciclados foi superior ao concreto de referência (Tabela 6.1). De acordo com Dong *et al.* (2014), uma maior umidade no concreto exige um maior consumo de calor para a evaporação da água, o que retarda o aquecimento do material.

A única diferença entre os ensaios dos protótipos mistos e das vigas mistas, refere-se aos resultados obtidos para VR-3. Durante os experimentos com os modelos de tamanho menor, o concreto produzido somente com agregados reciclados do tipo ARC sofreu um alto nível de *spalling*, o que acarretou temperaturas bastante elevadas no perfil de aço que ele estava revestindo. No estudo em escala real, isso não ocorreu, de modo que o comportamento da viga VR-3 do ponto de vista térmico foi similar e, por vezes, melhor, em comparação à viga de referência, VN-0.

Tal aspecto pode ser justificado pela condição de umidade do concreto de revestimento da viga VR-3, que se encontrava com um teor de água bastante inferior ao protótipo misto; além de apresentar uma idade mais avançada (105 dias). Robert, Beaucourt e Colina (2015) e Zegardlo, Szelag e Ogrodnik (2018) apontam que a alta umidade de CCAR pode ocasionar o *spalling*. Portanto, uma vez que o teor de água desse concreto reduziu em torno de 46% na idade de 105 dias comparado a 28 dias (Tabela 6.1), esse problema pode ter sido resolvido. Reafirma-se, portanto, que termicamente o uso de agregados reciclados na produção de concretos pode ser uma estratégia promissora para proteção de estruturas de aço em situação de incêndio.

Por fim, cabe destacar que durante os ensaios em temperaturas elevadas, houve a ascensão da umidade interna do concreto para a superfície, com diferentes intensidades em cada viga mista, como pode ser vista na Figura 6.32. O mesmo fenômeno foi observado em Rocha (2016) durante seus experimentos em pilares mistos de aço e concreto. Embora tenha sido realizada a secagem ao ar das VMPPR, ainda havia uma umidade considerável nos concretos de revestimento.

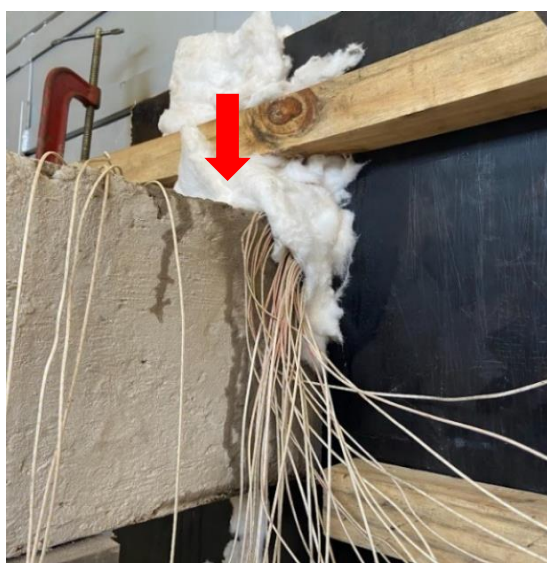
**Figura 6.32** – Ascensão da umidade interna do concreto para a superfície durante o ensaio em temperaturas elevadas



a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



d) VR-3

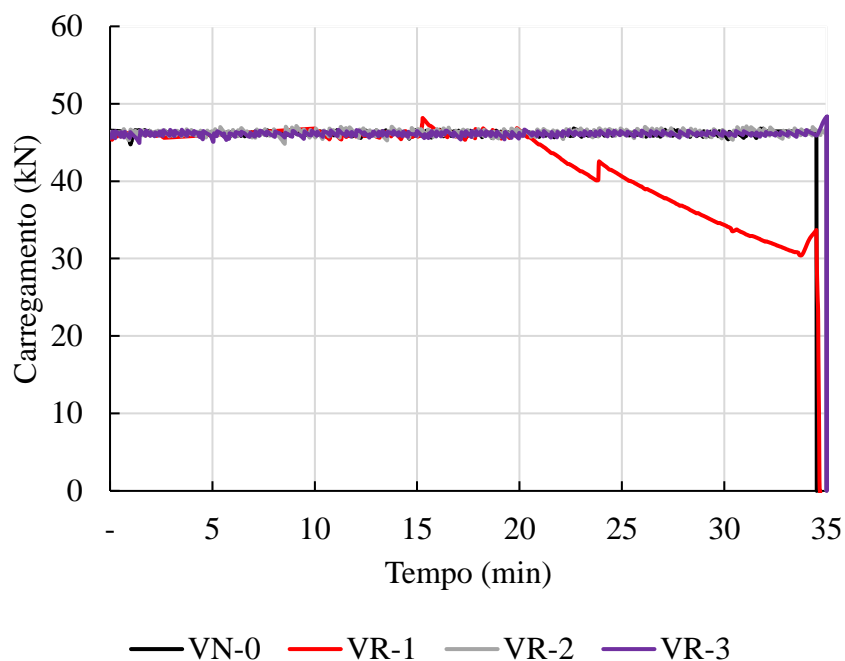
**Fonte:** Próprio autor.

### 6.4.3 Análise dos deslocamentos verticais centrais

Este subitem analisa o deslocamento vertical no meio do vão das VMPR, o qual foi mensurado durante todo o ensaio em temperaturas elevadas. Inicialmente a viga foi carregada com 30% de sua capacidade resistente em temperatura ambiente e, somente após a estabilização do carregamento, as chamas foram acionadas. A Figura 6.33 traz a variação da carga aplicada

com o tempo de aquecimento. Observa-se que, com exceção do ensaio da viga VR-1, o macaco hidráulico foi capaz de sustentar a carga no decorrer do incêndio. Em alguns instantes, devido ao deslocamento vertical da viga, houve um pequeno alívio no carregamento, porém rapidamente ele foi reestabelecido.

**Figura 6.33** – Evolução da carga em função do tempo de aquecimento



**Fonte:** Próprio autor.

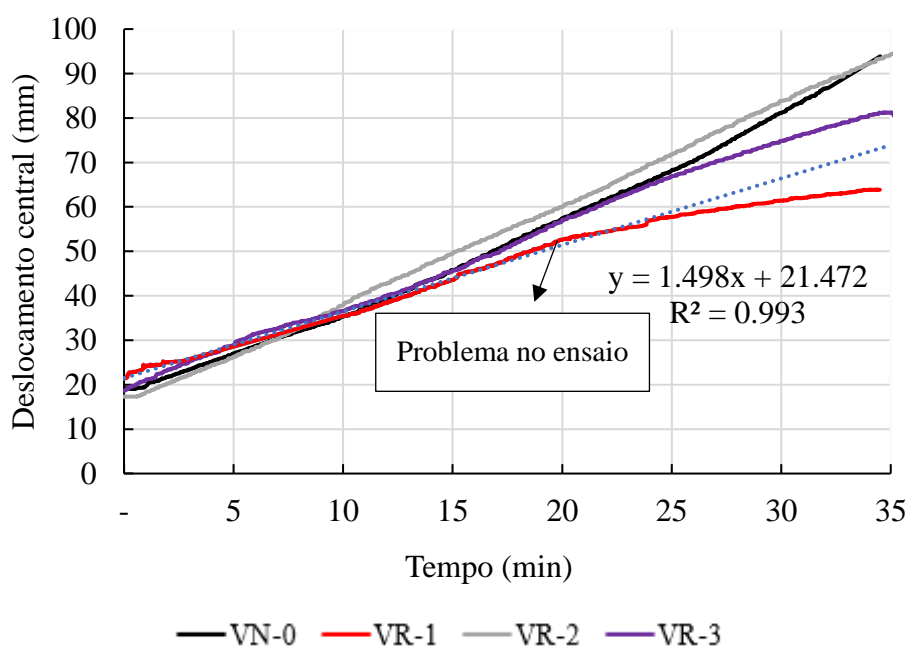
No que diz respeito ao ensaio da viga VR-1, em 20 min de incêndio, a mangueira do macaco hidráulico apresentou um vazamento de óleo que impossibilitou a manutenção da carga aplicada. Diante dessa situação, ao invés de paralisar o ensaio no momento do problema relatado, as chamas permaneceram acionadas para fins comparativos com as demais vigas. Até os 25 min, a redução da carga foi de 10%, porém a partir desse instante, essa grandeza decaiu bruscamente, sendo que ao final dos 35 min de exposição ao fogo, esse valor já havia sofrido uma diminuição próxima aos 30%.

O deslocamento final no meio do vão das vigas mistas se encontra na Tabela 6.8, ao passo que a evolução dessa grandeza ao longo do tempo está apresentada na Figura 6.34. Primeiramente, nota-se que o deslocamento inicial das vigas foi não nulo (para o tempo igual a zero), tendo em vista que os elementos receberam a parcela da força última antes da inserção da carga térmica.

**Tabela 6.8** – Deslocamento no meio do vão ao final do ensaio

Elemento estrutural	Deslocamento (mm)
VN-0	93,8
VR-1	63,8
VR-2	94,4
VR-3	81,2

Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.34** – Evolução do deslocamento no meio do vão em função do tempo de aquecimento

Fonte: Próprio autor.

Além disso, a relação entre a deflexão e o tempo foi praticamente linear até o término do ensaio das vigas, o que concorda com os experimentos das VMPR discutidos em Piloto *et al.* (2013) e Piloto *et al.* (2017). A única exceção foi VR-1, pois a partir de 20 min, a curva mudou de inclinação. Entretanto, sabe-se que foi exatamente nesse instante que houve o problema no macaco hidráulico. De modo complementar, na Figura 6.34, foi inserida uma linha de tendência linear para a curva da viga VR-1 entre 0 e 20 min, de modo a identificar o possível deslocamento final desse elemento, caso o ensaio não tivesse apresentado essa adversidade.

Em relação ao desempenho das VMPR, aquela produzida somente com brita reciclada, VR-2, apresentou os maiores deslocamentos em boa parte do tempo de exposição ao fogo. Isso

está associado às temperaturas mais elevadas nas seções transversais deste elemento, conforme discutido no subitem 6.4.2. Apesar disso, ao final dos ensaios, as vigas VN-0 (produzida somente com agregados naturais) e VR-2 apresentaram praticamente o mesmo valor para essa grandeza, isto é, 93,8 mm e 94,4 mm, nessa ordem.

Com relação à viga VR-3, constituída somente por agregados reciclados, ela exibiu um comportamento semelhante à viga VN-0 até os 25 min. A partir desse instante, a deflexão no meio do vão da viga de referência foi mais expressiva, de tal forma que ao final dos ensaios em incêndio, VN-0 e VR-3 apresentaram deslocamentos centrais iguais a 93,8 e 81,2 mm, respectivamente, ou seja, VN-0 se deformou 15% a mais que VR-3.

Sobre a viga VR-1, seu comportamento foi similar ao da viga VN-0 até os 15 minutos de ação térmica. A partir desse instante, o elemento estrutural constituído somente por areia reciclada se deformou bem menos que a viga VN-0, sendo considerada a viga menos deformável dentre as quatro analisadas. Cabe aqui destacar que os resultados desse protótipo precisam ser avaliados com atenção. A partir dos 20 min de exposição ao fogo, a viga recebeu um alívio da carga aplicada, conforme já discutido, o que interferiu na evolução do seu deslocamento.

De todo o modo, com base na Figura 6.34, entre 15 e 20 min de aquecimento, essa viga já apresentava os menores deslocamentos em comparação com todos os protótipos. Ao aplicar a linha de tendência linear, ao final dos 35 min, VR-1 teria um deslocamento central igual a 73,90 mm. Logo, ela continuaria sendo a viga com menor deflexão dentre as demais.

Isso quer dizer que o uso de agregados reciclados na produção de concretos de revestimento para vigas de aço gerou um sistema misto ou com menor deslocamento central ou com deslocamento similar em relação a uma viga mista constituída com agregados naturais, em situação de incêndio.

Embora tenha sido realizado ensaios com um exemplar apenas para cada tipo de viga, os resultados apontam que a VMPR com 100% de areia reciclada apresentou melhor desempenho em incêndio. À medida que se inseriu a brita reciclada ao conjunto, os resultados se tornaram menos interessantes. No caso da viga mista somente com agregados reciclados, essa apresentou um comportamento intermediário dentre aquelas revestidas com CCAR, ao passo que a viga produzida com 100% de brita reciclada o desempenho foi o menos satisfatório.

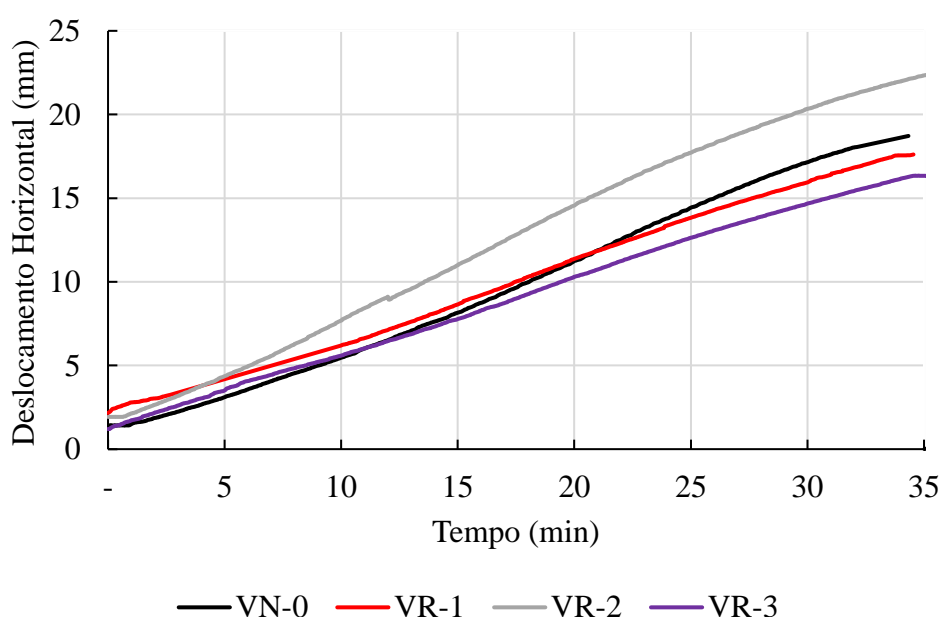
Por fim, ao comparar os resultados dessas VMPR com a viga puramente de aço ensaiada em Felício (2018), observa-se que o deslocamento central dos quatro elementos apresentados nesta tese, aos 35 min, foi inferior ao encontrado pela autora em seu ensaio que durou 7 min. Dessa forma, mais uma vez, destaca-se a influência positiva do revestimento de concreto.



#### 6.4.4 Outros deslocamentos analisados

Além do deslocamento vertical no meio do vão, outros três deslocamentos foram avaliados durante o aquecimento das VMPR, sendo eles: deslocamento axial; deslocamento vertical em cada apoio e deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda do sistema misto. Iniciando a análise pelo deslocamento axial, a Figura 6.35 traz a evolução dessa grandeza com o tempo.

**Figura 6.35** – Deslocamentos axiais das VMPR com o avanço do tempo



**Fonte:** Próprio autor.

Observa-se que a viga que sofreu maior dilatação térmica foi a VR-2, de modo que aos 35 minutos, houve um aumento de 2,2 cm no seu comprimento. Isso ocorreu por conta de as temperaturas nessa viga terem sido as mais elevadas dentre os quatro elementos avaliados, conforme subitem 6.4.2. Em relação às outras vigas, a curva de dilatação ao longo do aquecimento foi similar. Porém, ao final do ensaio, a viga de referência, VN-0, exibiu maior alongamento em comparação com a VR-1 e a VR-3.

As Tabelas 6.9 e 6.10 trazem os deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para determinadas faixas de instantes de tempo. Em relação ao deslocamento próximo à extremidade esquerda, transdutor D2, o desempenho das vigas foi semelhante ao já apresentado, isto é, os maiores valores dessa grandeza foram encontrados para a VR-2, ao passo que VN-0 e VR-3 tiveram deslocamentos similares e a viga VR-1 exibiu os menores deslocamentos.

**Tabela 6.9** – Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 1) – medidas em mm

	5 min			10 min			15 min		
	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>
<b>VN-0</b>	4,10	3,69	7,06	6,15	3,79	7,18	8,66	3,87	7,36
<b>VR-1</b>	3,25	5,52	5,08	5,98	5,58	5,14	7,88	5,60	5,16
<b>VR-2</b>	3,92	4,67	2,46	6,81	4,68	2,47	9,69	4,65	2,54
<b>VR-3</b>	5,65	2,44	5,65	6,90	2,61	5,47	8,94	2,77	5,25

*D2* – Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda;

*D3* – Deslocamento no apoio esquerdo;

*D6* – Deslocamento no apoio direito.

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 6.10** – Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 2) – medidas em mm

	20 min			25 min			Final do ensaio		
	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>	<i>D2</i>	<i>D3</i>	<i>D6</i>
<b>VN-0</b>	11,45	3,95	7,52	13,78	4,01	7,67	17,32	4,07	7,96
<b>VR-1</b>	9,92	5,54	5,11	11,18	5,36	4,90	12,36	5,11	4,55
<b>VR-2</b>	12,18	4,60	2,58	14,56	4,53	2,63	18,83	4,41	2,81
<b>VR-3</b>	11,44	2,92	4,98	13,56	3,04	4,78	16,23	3,27	4,53

*D2* – Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda;

*D3* – Deslocamento no apoio esquerdo;

*D6* – Deslocamento no apoio direito.

**Fonte:** Próprio autor.

Em relação aos deslocamentos nos apoios, os valores encontrados no suporte à esquerda (transdutor D3) não coincidiram com os valores da direita (transdutor D6). Teoricamente, não deveria haver deslocamentos nos apoios, por serem considerados indeslocáveis, porém isso é uma simplificação do conhecimento, tendo em vista que não existem suportes ideais na prática.

## 6.5 ANÁLISE GERAL DAS VIGAS MISTAS APÓS AQUECIMENTO

Após o término dos ensaios em temperaturas elevadas, o carregamento das vigas foi retirado e o forno desligado. 24 horas depois, o equipamento foi aberto de modo a permitir a avaliação dos elementos estruturais.

### 6.5.1 Aspectos identificados

As Figuras 6.36 a 6.39 mostram as duas faces dos concretos de cada VMPR pós-fogo. Primeiramente, é possível observar que durante os 35 min de aquecimento, não houve qualquer tipo de *spalling* em suas superfícies, embora o dano no material tenha acontecido. Acredita-se que a redução da umidade do compósito oriunda da secagem ao ar tenha contribuído para tal resultado positivo.

**Figura 6.36** – Viga VN-0 pós-fogo



Lado 01



Lado 02

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 6.37 – Viga VR-1 pós-fogo**

Lado 01



Lado 02

**Fonte: Próprio autor.****Figura 6.38 – Viga VR-2 pós-fogo**

Lado 01



Lado 02

**Fonte: Próprio autor.**

**Figura 6.39** – Viga VR-3 pós-fogo

Lado 01

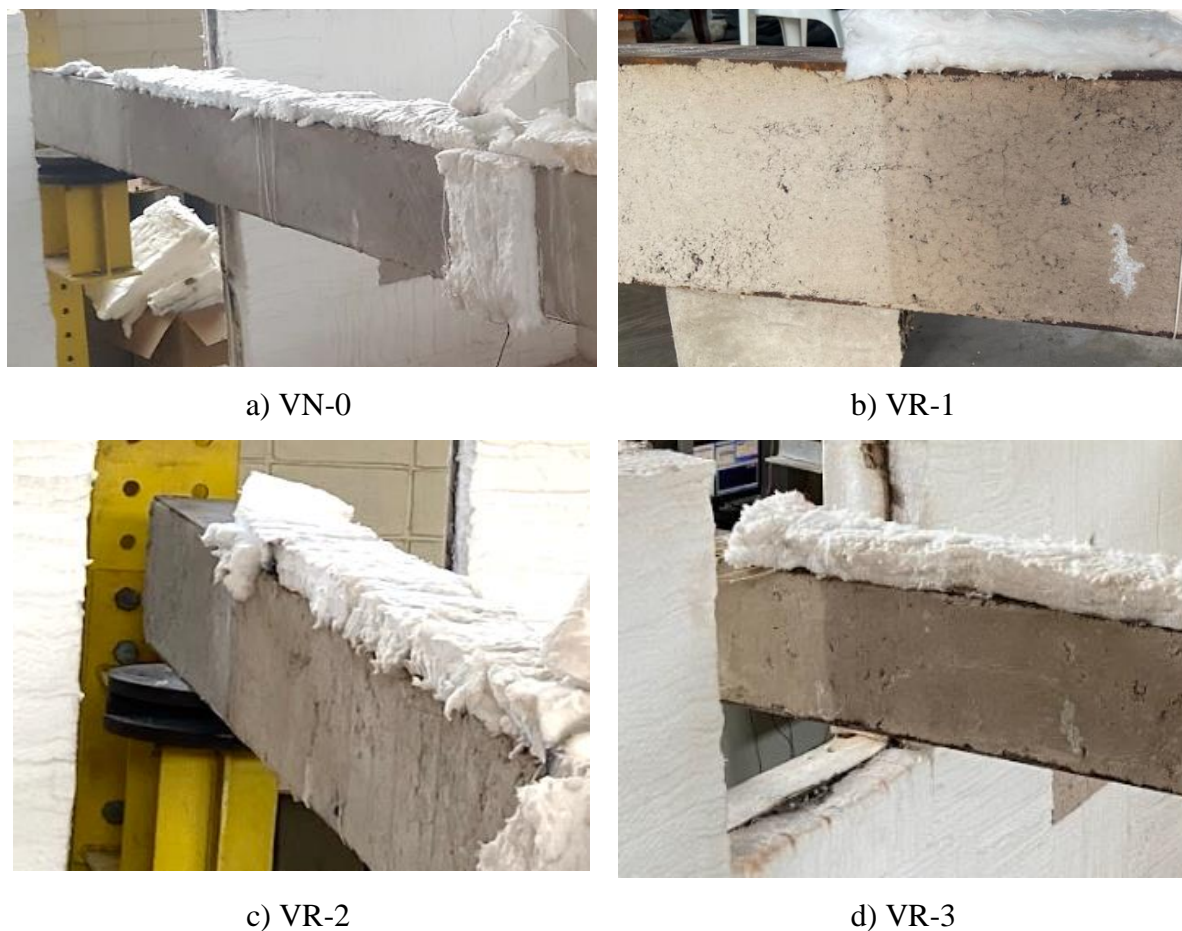


Lado 02

**Fonte:** Próprio autor.

Além disso, assim como observado em Zheng *et al.* (2021) e em Pan *et al.* (2022), o aumento das temperaturas alterou a coloração dos concretos de revestimento, conforme visualizado na Figura 6.40. Ao comparar a extremidade da viga que não recebeu a carga térmica com a região de aquecimento, essa mudança foi perceptível, de modo que a cor do concreto passou de cinza ou cinza-amarelado (a depender do tipo do material) para cinza-avermelhado.

**Figura 6.40** – Mudança de coloração das vigas pós-fogo



**Fonte:** Próprio autor.

Essa tonalidade variou de acordo com campo de temperaturas desenvolvido no elemento estrutural. Apesar disso, o uso de agregados reciclados na produção do concreto não teve influência na ocorrência desse fenômeno. De acordo com Hager (2013) e Wang *et al.* (2019), a mudança na coloração do concreto se deve a alterações químicas e físicas associadas à oxidação do ferro presente nos constituintes desse material e à decomposição da portlandita na pasta de cimento hidratada. Em Zheng *et al.* (2021) se pontua que o concreto apresenta coloração avermelhada quando submetido a uma temperatura constante de 600°C. Nos ensaios aqui realizados, a temperatura interna do forno resultou superior a 800°C (Figura 6.24) aos 35 min, razão pela qual o concreto mais exposto ao fogo, possivelmente, teve temperaturas próximas a esse valor, o que justifica a coloração observada.

Outro fenômeno visualizado nas vigas pós-fogo, conforme Figura 6.41, foi o aparecimento de uma grande quantidade de fissuras ao longo do seu comprimento. Segundo Meng *et al.* (2017), essas fissuras estão relacionadas com a desidratação da pasta de cimento e aumentam com a intensidade da carga térmica. Até uma temperatura de 300°C, os autores não

detectaram fissuras no concreto. Somente a partir de 400°C o material começou a apresentar um dano visível. Conforme discutido no parágrafo anterior, uma vez que a curva de aquecimento durante os ensaios ultrapassou os 800°C, era esperado que as VMPR estivessem bastante fissuradas.

**Figura 6.41** – Panorama de fissuração pós-fogo na região central das vigas VMPR



a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



d) VR-3

**Fonte:** Próprio autor.

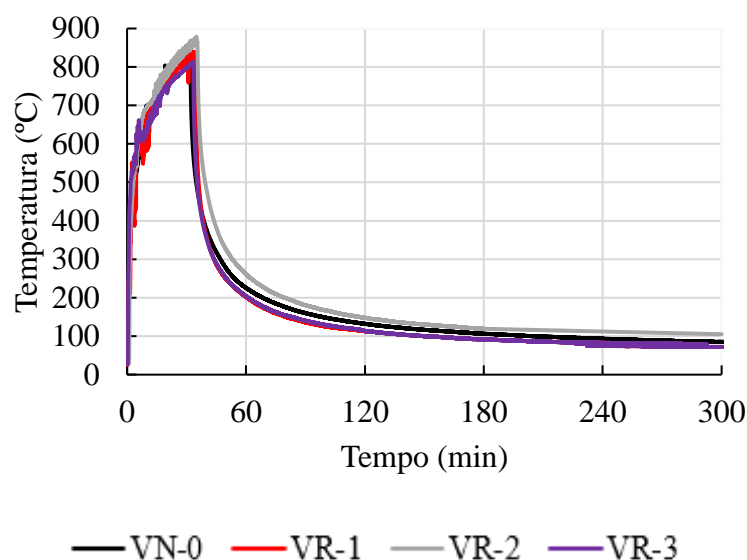
É possível notar que, em todos os casos, as fissuras se iniciaram de cima para baixo diferentemente das fissuras de flexão identificadas nos ensaios em temperatura ambiente (Figura 6.16). Dentre todos os elementos ensaiados, o panorama de fissuração da viga VR-2

chama atenção, em virtude do maior número de fissuras, o que pode estar relacionado ao campo de temperaturas ter sido mais elevado nessa viga. Por outro lado, o protótipo constituído somente por agregados naturais, VN-0, exibiu o menor número de fissuras pós-fogo, possivelmente porque ele não possui AR em sua constituição, o que tende a causar expansões térmicas diferenciais e um maior número de fissuras, como mencionado em Wang *et al.* (2019).

### 6.5.2 Resfriamento das vigas: análise das temperaturas e dos deslocamentos

Assim como já mencionado, após os ensaios em incêndio, o forno permaneceu fechado por 24 horas. Devido às limitações quanto ao horário de funcionamento do laboratório, foi possível acompanhar as temperaturas e os deslocamentos das vigas pós-fogo por, aproximadamente, 4,5 horas, o que resultou em 5 horas de monitoramento do ensaio completo (aquecimento e resfriamento). Primeiramente, foi analisado o comportamento da temperatura interna do forno ao longo do tempo, o qual pode ser visto na Figura 6.42. É possível perceber que nos quatro experimentos, após a remoção da ação do fogo, a temperatura decaiu rapidamente de maneira semelhante, de modo que após cinco horas, sua intensidade variou entre 70 °C e 105 °C, conforme o ensaio.

**Figura 6.42** – Evolução da temperatura interna do forno em cinco horas de ensaio



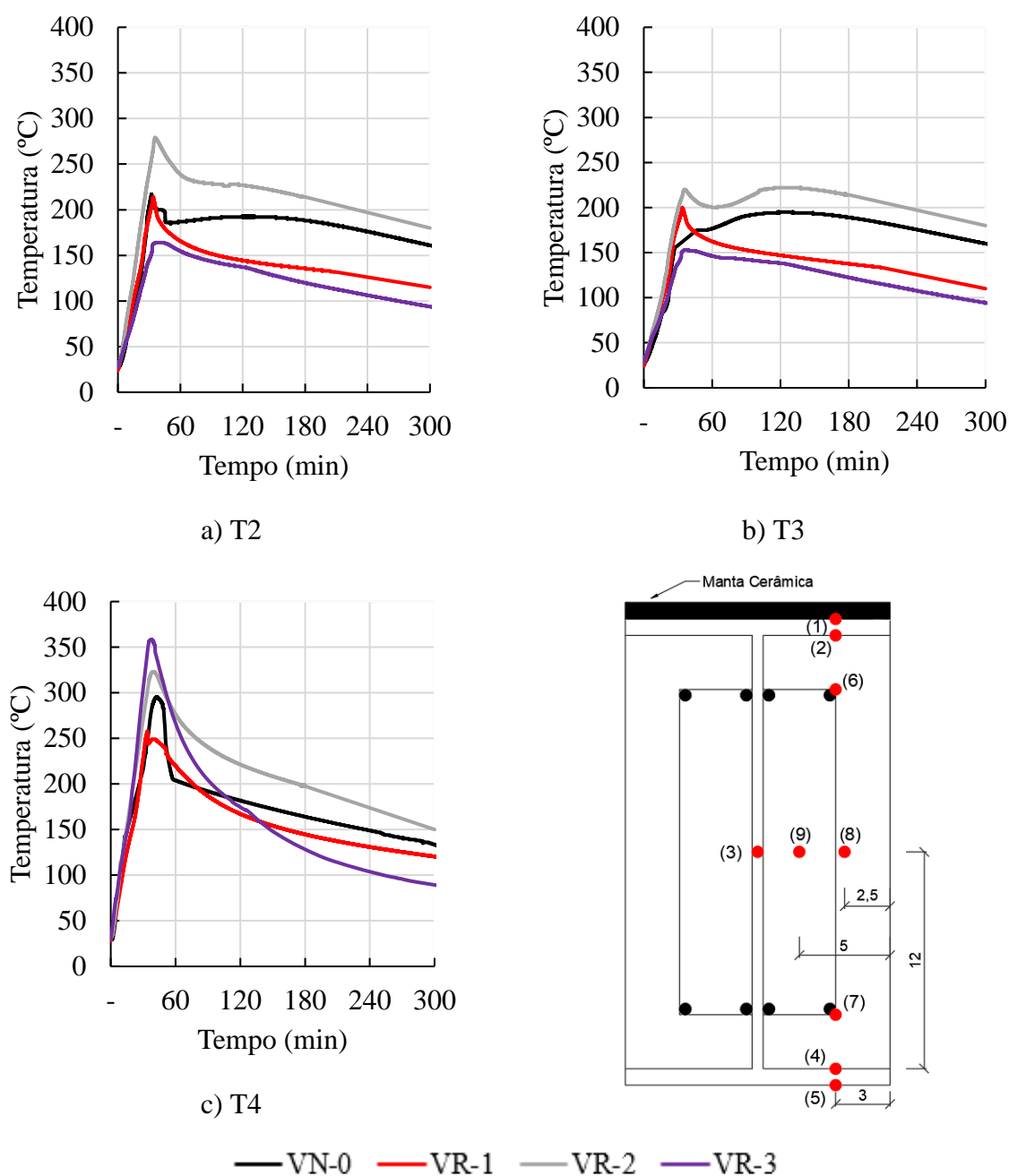
**Fonte:** Próprio autor.

Para avaliar como se deu o processo de resfriamento das vigas mistas, foram escolhidos os termopares T2 (mesa superior protegida), T3 (alma), T4 (mesa inferior), T6 e T7 (armadura)



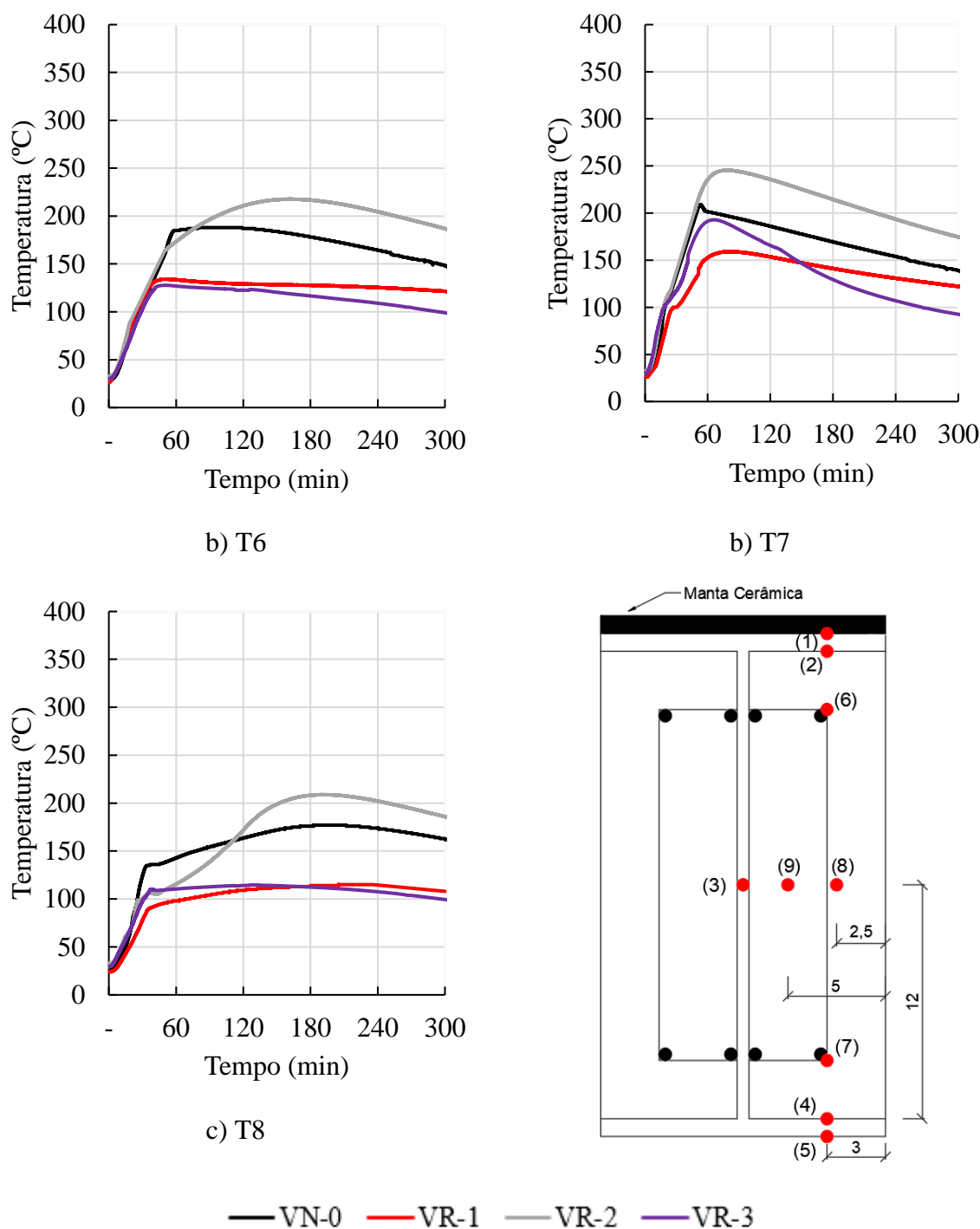
e T8 (concreto) presentes na seção S4. Esses mesmos sensores foram utilizados no subitem 6.4.2 quando realizada a análise comparativa do campo térmico das quatro vigas mistas. As Figuras 6.43 e 6.44 trazem o comportamento das temperaturas em cada protótipo durante as cinco horas de ensaio.

**Figura 6.43** – Comportamento das temperaturas nos termopares (T2, T3 e T4) situados na seção S4, ao longo de cinco horas, para todas as VMPR



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.44** – Comportamento das temperaturas nos termopares (T6, T7 e T8) situados na seção S4, ao longo de cinco horas, para todas as VMPR



Fonte: Próprio autor.

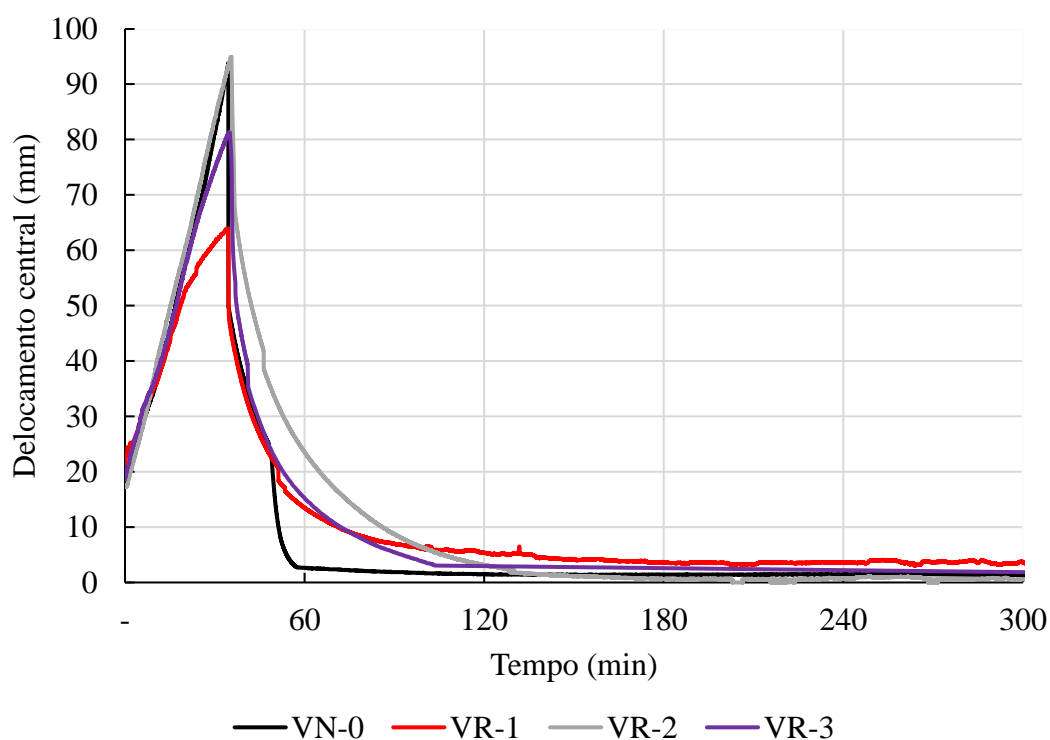
Observa-se que, em alguns termopares, as temperaturas continuaram a se elevar até um certo tempo, mesmo com a redução da temperatura interna do forno a partir da retirada da carga térmica aos 35 minutos. Isso aconteceu porque as temperaturas do equipamento, ainda que

reduzidas, continuaram maiores que alguns pontos da seção transversal durante um tempo. Isso fez com que permanecesse a transmissão de calor para seção transversal e, por consequência, a elevação da temperatura.

Além disso, é possível realizar uma análise do processo de resfriamento das quatro VMPR. Em todos os pontos de leitura, ao final das cinco horas, as maiores temperaturas foram encontradas na viga VR-2, seguida da VN-0, VR-1 e VR-3, nessa ordem, sendo que as temperaturas entre essas duas últimas vigas foram muito próximas. Logo, assim como observado em Zheng *et al.* (2021), a composição do concreto, produzido com ou sem agregados reciclados, influenciou no processo de resfriamento do elemento estrutural.

Com relação aos deslocamentos, a Figura 6.45 apresenta a curva da deflexão central em função do tempo, enquanto a Tabela 6.11 traz o valor final dessa grandeza para cada viga, após o desligamento do sistema de aquisição de dados. A partir da análise gráfica, percebe-se que depois de 25 min da remoção das chamas, isto é, 60 min de duração do experimento, os deslocamentos reduziram mais de 70% em todas as vigas, com destaque para a VN-0, cuja deflexão decaiu bruscamente após o incêndio, sendo que naquele instante, seu valor foi próximo de 4 mm.

**Figura 6.45** – Evolução do deslocamento central ao longo de cinco horas



**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 6.11**– Deslocamento no meio do vão após 5 horas de ensaio

<b>Elemento estrutural</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
VN-0	0,99
VR-1	4,06
VR-2	1,22
VR-3	1,49

**Fonte:** Próprio autor.

Acredita-se que isso possa estar associado a algum erro de leitura dos transdutores D4 e D5, tendo em vista que o processo de resfriamento dessa viga foi semelhante ao das outras três, conforme Figuras 6.43 e 6.44, não havendo nenhuma redução rápida da temperatura que justifique a queda brusca de deslocamento a partir de 57 minutos.

De acordo com a Tabela 6.11, aos 300 min, o valor do deslocamento central foi cerca de 1 mm para todas as vigas mistas com exceção da VR-1, cuja deflexão foi igual a 4,06 mm. Cabe aqui mencionar que após o desligamento do sistema de aquisição de dados, possivelmente, os protótipos continuaram apresentando uma diminuição do deslocamento no meio do vão, o que se permite inferir que com a abertura do forno, depois de 24 horas do ensaio, as quatro vigas mistas não tiveram deslocamento central residual ou, caso tenham apresentado, esse valor foi ínfimo.

Dessa forma, mesmo as vigas sendo carregadas com 30% da sua capacidade resistente, associado a uma ação térmica de 35 minutos respeitando a curva de incêndio-padrão, ambos os aspectos não foram suficientes para manifestar resposta elastoplástica (não linearidade) em virtude do não aparecimento de deflexões residuais.

Com relação aos outros deslocamentos - axial, nos apoios e a 50 mm da extremidade à esquerda -, não foi possível realizar o acompanhamento dessas grandezas durante o processo de resfriamento das vigas mistas. Porém, acredita-se que devido ao retorno praticamente integral da deflexão no meio do vão após o incêndio, os demais deslocamentos seguiram o mesmo comportamento.

Por fim, na análise das vigas mistas pós-fogo, detectou-se um deslocamento lateral residual de 1,5 cm nos elementos VR-2 e VR-3. Uma vez que não foi possível visualizar o comportamento das vigas dentro do forno e nem acompanhar seu deslocamento lateral, não se pode dizer se esse valor foi maior durante o aquecimento. A Figura 6.46 ilustra o fenômeno descrito.

**Figura 6.46** – Deslocamento lateral das VMPR pós-fogo



a) Indicação da linha de referência

b) Deslocamento vertical

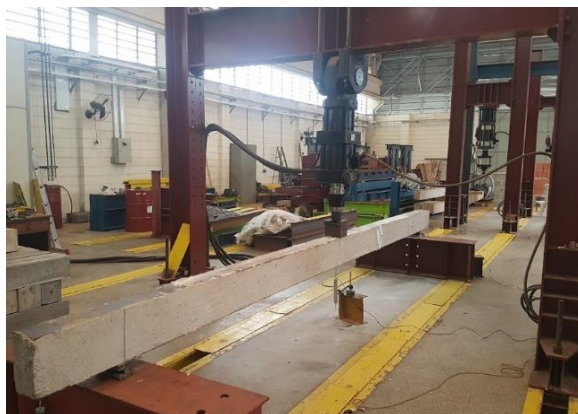
**Fonte:** Próprio autor.

## 6.6 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS MISTAS PÓS-FOGO

Após 24 horas dos ensaios em incêndio, as VMPR foram retiradas do forno e, em seguida, avaliadas quanto ao seu aspecto visual, conforme discutido no subitem 6.5.1. Posteriormente, elas foram submetidas ao ensaio de flexão a três pontos com o intuito de verificar sua capacidade resistente residual. A instrumentação empregada foi a mesma dos ensaios à flexão em temperatura ambiente, conforme foi visto na Figura 6.10.

Dessa forma, utilizaram-se três transdutores de deslocamentos, sendo um no meio do vão e os outros dois a 50 mm das extremidades das vigas. Com relação aos apoios, eles foram dispostos de modo que a viga pudesse ser considerada como simplesmente apoiada. A Figura 6.47 apresenta o esquema geral desse ensaio para cada elemento estrutural.

**Figura 6.47** – Ensaio de flexão das VMPR pós-fogo



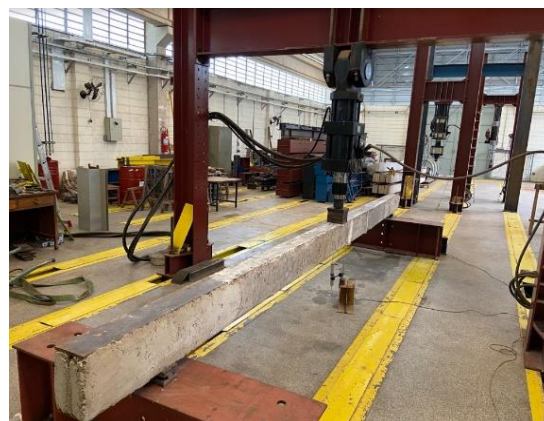
a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



d) VR-3

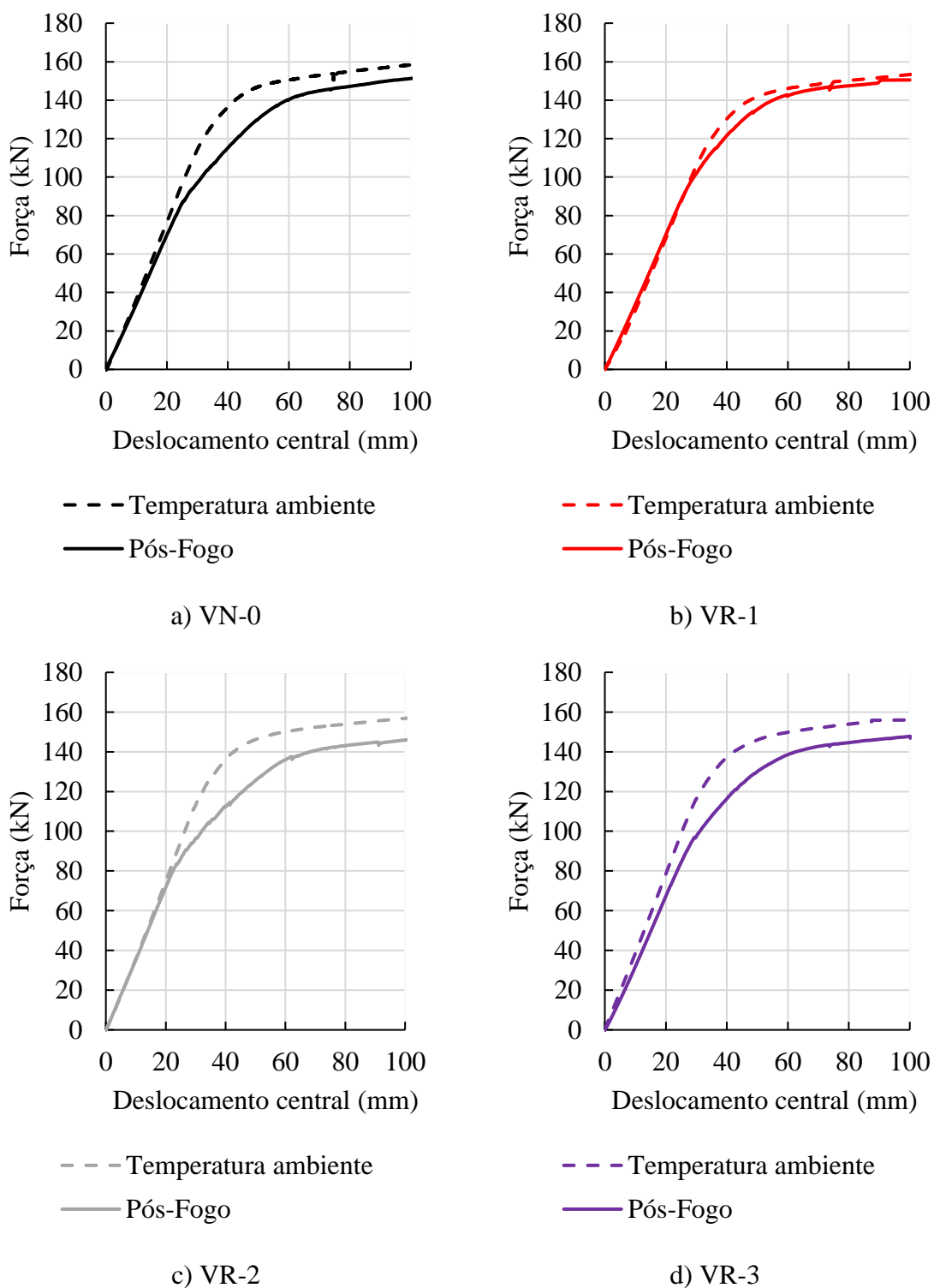
**Fonte:** Próprio autor.

### 6.6.1 Análise da curva força *versus* deslocamento

A Figura 6.48 apresenta as curvas força *versus* deslocamento dos ensaios de flexão pós-fogo e em temperatura ambiente de cada VMPR para fins comparativos. De maneira geral, nota-se que o comportamento de ambas as curvas foi semelhante, o que permite dizer que as vigas pós-fogo também apresentaram três estágios de carregamento, isto é: o elástico, o elastoplástico e o de deformações excessivas.

Notoriamente, a fase elástica das vigas pós-fogo coincidiu com a fase elástica dos elementos em temperatura ambiente até um certo nível de carga. Aquelas elementos, por conta da degradação de suas propriedades mecânicas em função do aquecimento, deixaram de apresentar relação linear entre a força e o deslocamento a um carregamento menor. Nesse sentido, a fase elastoplástica se iniciou mais cedo, de modo a se tornar mais significativa para essas vigas.

**Figura 6.48** – Curva força *versus* deslocamento das VMPR pós-fogo



**Fonte:** Próprio autor.

Com relação ao estágio de deformações excessivas, a viga foi considerada rompida quando o transdutor central atingiu 100 mm, conforme discutido no item 6.3, tendo em vista o fato de as fissuras já estarem se espalhando progressivamente para os apoios, o que caracteriza

a falha do elemento estrutural, conforme apontado em De Nardin e El Debs (2009) e em Oliveira (2022).

### 6.6.2 Momentos de fissuração e resistente

A Tabela 6.12 apresenta os valores dos momentos resistente e de fissuração para as VMPR após exposição ao fogo. Primeiramente, observa-se que todas elas apresentaram uma redução de sua capacidade resistente, sendo a viga VR-2, a mais afetada. Com base nos resultados obtidos para o campo térmico e para os deslocamentos centrais, era esperado que essa viga sofresse a maior degradação mecânica.

**Tabela 6.12** – Momentos de fissuração resistente das vigas pós-fogo

	Momento resistente (kN.m)			Momento de fissuração (kN.m)		
	Ambiente	Pós-fogo	Redução	Ambiente	Pós-fogo	Redução
<b>VN-0</b>	201,88	194,71	↓3,55%	146,18	105,83	↓27,61%
<b>VR-1</b>	195,48	191,92	↓1,92%	138,58	128,78	↓7,08%
<b>VR-2</b>	199,92	186,01	↓6,96%	141,67	104,55	↓26,20%
<b>VR-3</b>	198,89	188,41	↓5,76%	148,38	118,58	↓20,09%

**Fonte:** Próprio autor.

A viga VR-1, constituída por 100% de areia reciclada, teve a menor perda de resistência, 1,92%. Isso pode ser justificado pelos menores deslocamentos centrais durante o aquecimento e pelas temperaturas não terem sido tão altas a ponto de reduzir de forma efetiva suas propriedades mecânicas. De todo o modo, dentre as vigas analisadas, a maior perda de resistência foi inferior a 7%, o que permite dizer que um incêndio-padrão de 35 min não afetou de forma significativa a capacidade resistente das VMPR sejam elas produzidas com ou sem agregados reciclados.

Nesse sentido, observou-se que a resistência das vigas mistas foi praticamente a mesma após o ensaio de flexão pós-fogo. Entretanto, assim como discutido no subitem 6.4.3, comparando as VMPR com CCAR, aquela com 100% de areia reciclada teve o melhor desempenho nesses ensaios, exibindo a menor perda da capacidade resistente. À medida que se inseriu a brita reciclada ao conjunto, houve um aumento da redução do momento resistente,



conforme Tabela 6.12, sendo que o pior comportamento foi encontrado no experimentos da VR-2, elemento com 100% de brita reciclada.

A ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 15200:2012 pontuam que o aço e o concreto começam a perder resistência a partir de 400 °C e 200 °C, respectivamente. Com base no campo térmico ilustrado nas Figuras 6.26 a 6.29, poucos pontos de leitura alcançaram tais temperaturas nesses materiais, o que justifica a pequena perda mecânica das vigas mistas e ratifica a proteção térmica do perfil de aço proporcionada pelo concreto.

A partir dos resultados apresentados, é possível compará-los com aqueles obtidos em Pan *et al.* (2022), cujo trabalho possui certa aproximação com os experimentos dessa tese. Conforme discutido no capítulo 3, os autores desenvolveram ensaios experimentais de vigas mistas totalmente revestidas com CCAR em situação de incêndio. A metodologia consistiu em elevar a temperatura das vigas até um dado valor. Após alcançá-lo, os protótipos ficaram sob essa carga térmica durante uma hora. Depois de 24 horas de resfriamento, foi realizado o ensaio de flexão para verificar sua capacidade resistente residual.

Pan *et al.* (2022) pontuaram uma redução de 10%, 20% e 40% da capacidade resistente das vigas para os níveis de temperatura iguais a 200 °C, 400 °C e 600 °C, respectivamente. Cabe destacar que a taxa de aquecimento dos ensaios desta tese foi muito maior, tendo em vista que todos eles seguiram a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999, além do elemento estrutural permanecer carregado durante 35 minutos de exposição ao fogo. Ademais, a temperatura do forno superou os 800 °C ao final dos experimentos e, ainda assim, a degradação das vigas mistas foi muito menor no presente estudo (inferior a 7%).

Sobre o momento de fissuração, a primeira fissura de flexão nas vigas pós-fogo aconteceu sob uma força (ou momento) inferior ao encontrado em temperatura ambiente. Isso já era esperado a partir da análise das curvas força *versus* deslocamento. Com a redução das propriedades mecânicas (resistência à tração, por exemplo) dos materiais com o avanço da temperatura, as fissuras ocorreram mais cedo nesses ensaios. No caso da viga VR-2, mais afetada em termos de capacidade resistente, o momento de fissuração resultou 26,20% menor. Porém, a viga VN-0 apresentou a maior redução dessa grandeza, isto é, 27,61%, e a viga VR-1, a menor diminuição, 7,08%.

### **6.6.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez**

A Tabela 6.13 traz os deslocamentos centrais para algumas faixas de carregamento. É possível perceber que após a exposição ao fogo, as vigas aquecidas apresentaram maiores

deflexões quando comparadas com as vigas fletidas em temperatura ambiente. Com exceção da viga VR-1, que apresentou os menores deslocamentos dentre os quatro protótipos, as demais vigas tiveram um aumento na deflexão em mais de 30% nos ensaios pós-fogo para a carga de 120 kN. Isso quer dizer que o incêndio reduziu a rigidez do elemento estrutural.

**Tabela 6.13** – Deslocamentos centrais (em mm) das vigas pós-fogo para algumas faixas de carregamento

	F = 30 kN		F = 60 kN		F = 90 kN		F = 120 kN <sup>3</sup>	
	Amb <sup>1</sup>	PF <sup>2</sup>	Amb <sup>1</sup>	PF <sup>2</sup>	Amb <sup>1</sup>	PF <sup>2</sup>	Amb <sup>1</sup>	PF <sup>2</sup>
<b>VN-0</b>	8,3	8,8	15,9	17,2	23,4	26,6	31,9	43,0
<b>VR-1</b>	9,8	8,9	17,9	17,2	25,7	25,7	34,9	39,2
<b>VR-2</b>	8,7	8,6	16,3	16,8	23,8	26,5	32,1	45,8
<b>VR-3</b>	7,8	9,5	15,4	18,0	22,9	26,9	31,5	42,2

<sup>1</sup> Deslocamento vertical em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical pós-fogo.

<sup>3</sup> O deslocamento para a força de ruptura não foi mostrado pois todas as vigas falharam quando atingiu 100 mm no meio do vão.

**Fonte:** Próprio autor.

De acordo com a ABNT NBR 14323:2013, a partir de 200°C, o módulo de elasticidade dos componentes de aço começa a diminuir. Uma vez que em diversos pontos das seções transversais das vigas tais componentes atingiram essa temperatura, era de se esperar a alta redução da rigidez dos elementos. Logo, essa propriedade foi mais afetada que a capacidade resistente das vigas.

As Tabelas 6.14 e 6.15 mostram os deslocamentos a 50 mm das extremidades das vigas. Diante dos resultados apresentados para a deflexão no meio do vão, uma vez que as vigas pós-fogo se mostraram mais flexíveis, era de se esperar que os deslocamentos verticais apresentados nessas tabelas também fossem maiores que aqueles encontrados nos ensaios em temperatura ambiente.

**Tabela 6.14** – Deslocamentos próximos às extremidades (em mm) das vigas para algumas faixas de carregamento (Parte 1)

	F = 30 kN				F = 60 kN			
	Amb <sup>1</sup>		PF <sup>2</sup>		Amb <sup>1</sup>		PF <sup>2</sup>	
	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$
<b>VN-0</b>	1,3	1,2	1,3	1,4	2,8	2,8	2,8	2,9
<b>VR-1</b>	0,9	0,2	1,5	1,5	2,4	2,7	3,1	3,0
<b>VR-2</b>	0,5	1,5	1,4	1,3	1,8	1,6	3,0	2,8
<b>VR-3</b>	2,0	1,3	1,6	1,3	4,3	3,1	3,3	2,8

<sup>1</sup> Deslocamento vertical em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical pós-fogo.

<sup>3</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda (seção SE1).

<sup>4</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade direita (seção SE3).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela 6.15** – Deslocamentos próximos às extremidades (em mm) das vigas para algumas faixas de carregamento (Parte 2)

	F = 90 kN				F = 120 kN			
	Amb <sup>1</sup>		PF <sup>2</sup>		Amb <sup>1</sup>		PF <sup>2</sup>	
	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$	$\delta_E^3$	$\delta_D^4$
<b>VN-0</b>	4,2	4,2	4,6	4,6	5,9	5,9	7,8	7,7
<b>VR-1</b>	4,0	3,2	4,8	4,7	5,8	5,0	7,3	7,4
<b>VR-2</b>	3,3	4,7	4,8	4,5	4,9	6,5	8,4	8,0
<b>VR-3</b>	6,7	4,6	5,0	4,5	9,3	6,3	7,8	7,3

<sup>1</sup> Deslocamento vertical em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical pós-fogo.

<sup>3</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda (seção SE1).

<sup>4</sup> Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade direita (seção SE3).

**Fonte:** Próprio autor.

#### 6.6.4 Panorama de fissuração

Diferentemente das fissuras oriundas da ação térmica (indicadas em azul), as fissuras de flexão (representadas em preto) exibiram um comportamento semelhante nas quatro vigas mistas, conforme mostrado na Figura 6.49. Assim como mencionado em Pan *et al.* (2022), o

uso de agregados reciclados não teve qualquer influência na morfologia ou distribuição das fissuras no ensaio à flexão pós-fogo das vigas.

**Figura 6.49** – Panorama de fissuração das vigas pós-fogo ensaiadas à flexão



a) VN-0



b) VR-1



c) VR-2



c) VR-3

**Fonte:** Próprio autor.

Em todos os casos, inicialmente, estas fissuras surgiram no meio do vão das vigas mistas por ser a região de maior momento fletor, porém com a elevação do carregamento essas fissuras se propagaram em direção aos apoios assim como nos ensaios em temperatura ambiente. Vale destacar que, uma vez que todos os elementos já se encontravam fissurados devido ao incêndio, a propagação das fissuras de flexão foi de tal modo que houve a união dessas aberturas com o avanço da carga aplicada.

## 6.7 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os ensaios experimentais à flexão de VMPR em três condições: em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo. O parâmetro variável entre as quatro vigas construídas foi o concreto de revestimento, sendo um constituído somente por agregados naturais e os demais produzidos com agregados reciclados. A diferença entre esses últimos consistiu no uso individual ou simultâneo de 100% de frações miúdas e graúdas recicladas.

Em temperatura ambiente, as VMPR com CCAR apresentaram resistências ligeiramente menores que a viga mista de referência, VN-0, sendo que a maior discrepância em termos de capacidade resistente foi de 4%. No que diz respeito aos ensaios em situação de incêndio, com exceção da viga constituída por 100% de brita reciclada, VR-2, as demais vigas com agregados reciclados apresentaram um campo térmico semelhante ou ligeiramente inferior ao elemento com agregados naturais. Sobre os deslocamentos centrais, ao final do aquecimento, em 35 min, a deflexão das vigas com CCAR foi menor que a viga de referência, com exceção de VR-2 que apresentou valor praticamente igual a VN-0 nesse instante.

Por fim, no que diz respeito ao ensaio de flexão pós-fogo, todas as vigas tiveram perdas em sua capacidade resistente, porém esse valor não chegou a 7%. Além disso, esses elementos se mostraram mais deformáveis. Diante desse cenário, fica evidente que o uso de agregados reciclados na produção de concreto de revestimento para vigas de aço, além de aumentar a capacidade resistente e a rigidez do conjunto, produziu vigas mistas com comportamento em incêndio similar e, por vezes, melhor em comparação ao elemento de referência. Isso permite dizer que essa estratégia traz ganhos satisfatórios do ponto de vista ambiental e também para o setor de construção civil.

Além da complexidade apresentada na construção e realização desses ensaios, destaca-se a falta de trabalhos científicos de caráter semelhante ao desenvolvido nesta tese, para fins de embasamento teórico e comparação dos resultados obtidos. A carência de pesquisas que

envolvem VMPR em situação de incêndio quando do uso dos concretos com agregados reciclados é evidente e já foi mencionada ao longo do capítulo 3. Por essa razão, a discussão dos resultados foi feita com base em pesquisas disponíveis cujo tema apresentasse o mínimo de relação com esta tese.

## CAPÍTULO 7

---

---

### **7 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS RESIDUAIS DE CONCRETOS COM AGREGADOS RECICLADOS APÓS EXPOSIÇÃO AO FOGO**

Este capítulo contempla a análise das propriedades físicas e mecânicas (residuais) dos concretos abordados na presente pesquisa em contexto de pós-fogo. Portanto, esse programa experimental buscou avaliar o impacto da ação térmica nas características dos concretos de revestimento utilizados no capítulo 6. Para esta abordagem, foram produzidos corpos de prova cilíndricos, com dimensões iguais a 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Como pôde ser visto no subitem 2.4, grande parte dos estudos disponíveis na literatura seguem o mesmo padrão ao avaliar as propriedades dos concretos pós-fogo. Em outras palavras, protótipos são aquecidos por meio de uma curva não padronizada até uma temperatura pré-definida. Em seguida, esta temperatura é mantida constante por um período de tempo. O forno é então desligado e, após o processo de resfriamento, que normalmente dura 24 horas, as amostras são ensaiadas.

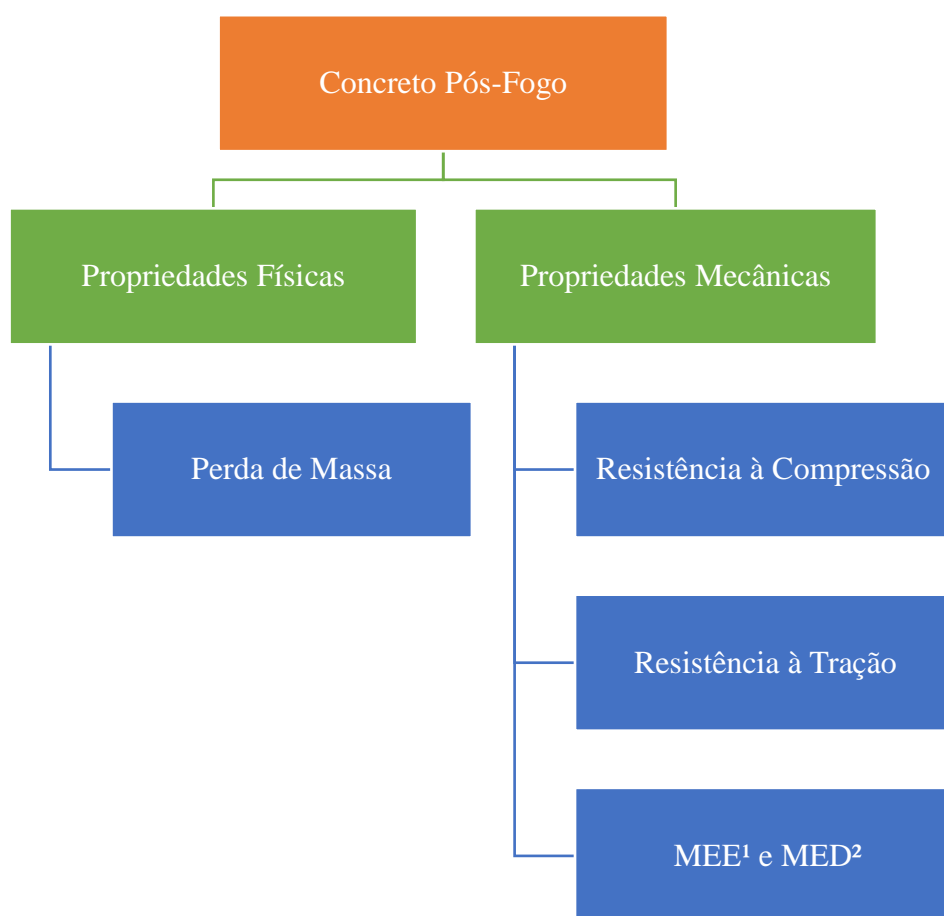
De forma contrária ao apresentado, os concretos deste capítulo foram aquecidos dentro de um forno a gás (o mesmo empregado em outros ensaios desta tese) por meio da curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 por 35 min. Esse tempo corresponde ao período em que as vigas mistas ficaram expostas ao fogo. Depois de atingido esse tempo, o forno foi desligado e as amostras foram resfriadas dentro do equipamento por 24 horas.

O Quadro 7.1 informa a nomenclatura utilizada para cada tipo de concreto com vistas à apresentação dos resultados. Destaca-se que essa terminologia é idêntica àquela empregada no capítulo 4, referente à etapa em que esse material foi caracterizado em temperatura ambiente. Além disso, a Figura 7.1 apresenta as propriedades residuais avaliadas neste capítulo, as quais são detalhadas ao longo do texto. Considerando que a caracterização dos concretos em temperatura ambiente foi realizada no capítulo 4, nos próximos subitens as propriedades são apresentadas em termos percentuais de redução comparadas ao valor encontrado em temperatura ambiente.

**Quadro 7.1** – Nomenclatura para os concretos pós-fogo

Terminologia	Característica
<b>C1</b>	Concreto de referência
<b>C5</b>	Produzido com 100% areia reciclada (ARC)
<b>C6</b>	Produzido com 100% agregado graúdo reciclado (ARC)
<b>C7</b>	Produzido com 100% agregados reciclados (ARC)

**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 7.1** – Propriedades analisadas dos concretos pós-fogo

<sup>1</sup>MEE: Módulo de Elasticidade Estático

<sup>2</sup>MED: Módulo de Elasticidade Dinâmico

**Fonte:** Próprio autor.

## 7.1 PRODUÇÃO DOS CONCRETOS E INSTRUMENTAÇÃO

A concretagem dos corpos de prova cilíndricos aconteceu juntamente quando da concretagem das vigas mistas, cujo procedimento se encontra detalhado no subitem 6.1.3.

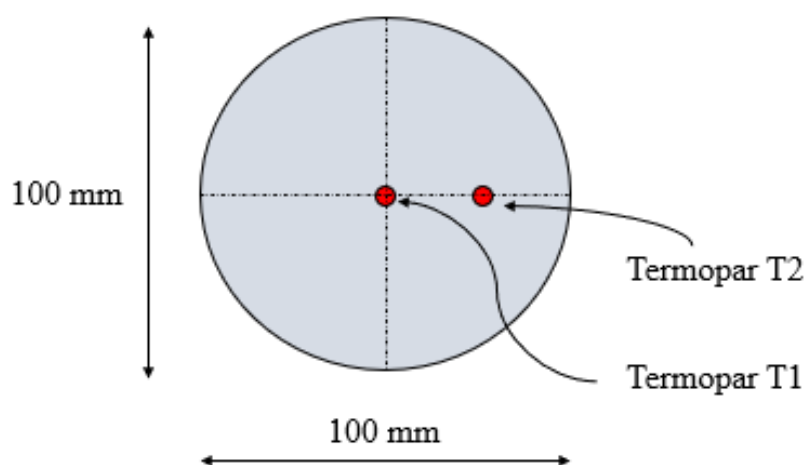


Todos os protótipos foram curados durante 28 dias por meio da molhagem de suas superfícies para que apresentasse a mesma condição de umidade dos elementos estruturais. Alcançada essa idade, o procedimento de cura foi interrompido e os concretos foram expostos ao ambiente de laboratório para que sofressem uma diminuição da sua água interna livre (secagem ao ar). A Figura 6.8 mostrou que a partir de 105 dias, a umidade do material foi estabilizada.

Devido à ocorrência dos ensaios em temperaturas elevadas, discutidos no capítulo 6, com posterior paralisação das atividades do laboratório no final do mês de dezembro por questões operacionais, os testes dos corpos de prova sob ação do fogo puderam ser realizados somente aos 130 dias após a concretagem. Embora isso tenha acontecido, não houve problemas de incompatibilidade entre esses concretos e aqueles utilizados como revestimento das vigas. Isso porque a resistência mecânica dos compósitos tende a se estabilizar após 91 dias de sua produção e o teor de umidade já havia entrado em constância nessa idade, como identificado em experimentos anteriores.

Com o intuito de controlar a temperatura dos concretos durante os ensaios, corpos de prova de cada material foram instrumentados. A instrumentação seguiu aquela desenvolvida em Moncayo (2017), na qual os sensores foram inseridos na meia altura dos protótipos, em duas posições pré-estabelecidas, conforme pode ser visto na Figura 7.2. O termopar T1 foi colocado a 50 mm da região exposta ao fogo, chegando até o eixo, e o termopar T2 foi inserido apenas a 25 mm da superfície. O modo de fixação deste sensor no concreto foi o mesmo apontado no subitem 5.1.3.

**Figura 7.2** – Seção transversal instrumentada do corpo de prova

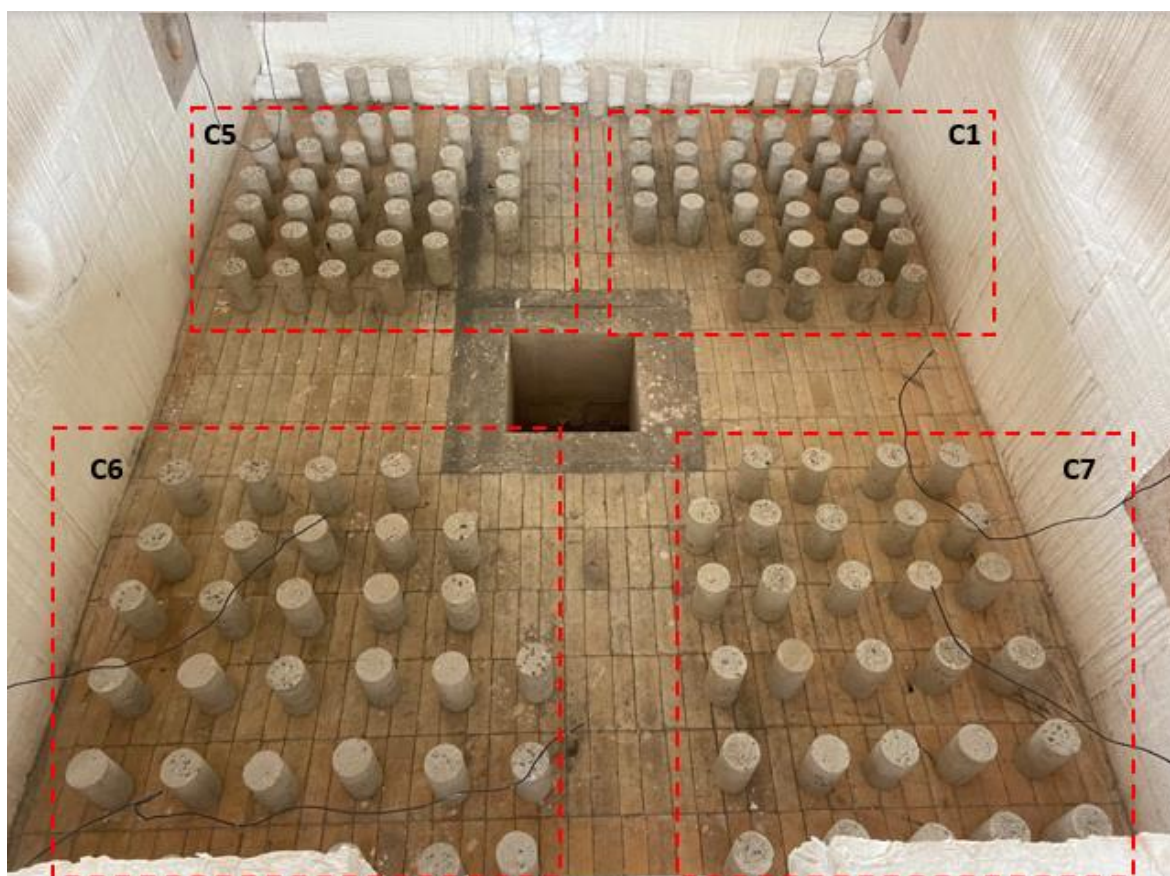


**Fonte:** Próprio autor.

## 7.2 ENSAIO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

Os corpos de prova foram distribuídos no forno horizontal, como pode ser visto na Figura 7.3, de modo que pudessem ser agrupados de acordo com o tipo de concreto. A partir disso, o forno foi fechado e as chamas foram acionadas por 35 minutos. A temperatura interna do equipamento foi controlada por nove termopares pertencentes a sua estrutura. Os resultados da temperatura média entre eles, bem como a curva teórica de aquecimento da ISO 834-1:1999 estão apresentados na Figura 7.4.

**Figura 7.3** – Disposição dos corpos de prova dentro do forno

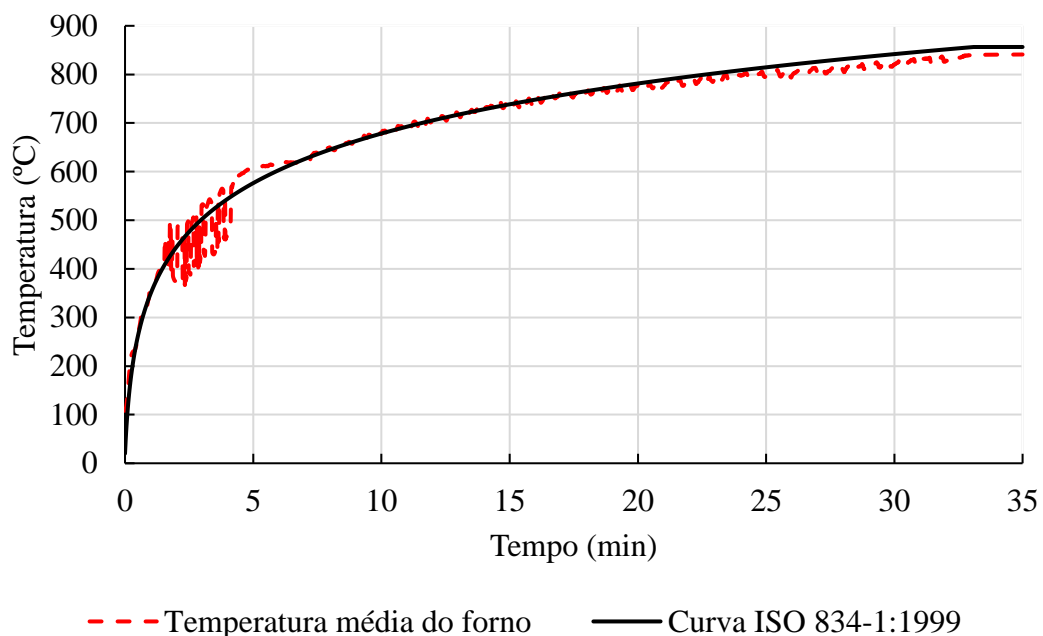


**Fonte:** Próprio autor.

A análise gráfica permite afirmar que as curvas teórica e experimental praticamente coincidiram durante todo o ensaio em temperaturas elevadas. Nos primeiros minutos, houve uma discreta instabilidade na curva experimental, como pode ser vista na Figura 7.4, tendo em vista a ocorrência da perda de leitura de um termopar em alguns momentos do processo de

aquecimento. Apesar disso, a partir de 5 minutos, o problema foi resolvido. Portanto, é possível dizer que o experimento seguiu a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999.

**Figura 7.4** – Temperatura interna média do forno



**Fonte:** Próprio autor.

Após a finalização dos ensaios, o forno foi desligado e, durante 24 horas, os protótipos foram resfriados dentro do equipamento. A Figura 7.5 traz uma visão geral do forno após sua abertura. Primeiro, nota-se que assim como as vigas mistas, os corpos de prova não sofreram *spalling* durante o aquecimento, o que demonstra, mais uma vez, que a secagem ao ar dos concretos foi uma medida importante para evitar seu deslocamento em ensaios sob ação do fogo. Uma vez que o controle de umidade não foi feito nos experimentos dos protótipos mistos do capítulo 5, o nível de *spalling* foi significativo e a imagem do forno após o aquecimento (Figura 5.13) foi bem diferente da Figura 7.5.

**Figura 7.5** – Corpos de prova dentro do forno após incêndio



**Fonte:** Próprio autor.

A partir da Figura 7.6, é possível realizar uma análise visual dos corpos de prova pós-fogo. Primeiramente, nota-se que todos os protótipos apresentaram diferentes colorações ao longo de sua altura, o que permite dizer que o incêndio provocou alteração da cor original do concreto, conforme destacado em Wang *et al.* (2019) e também pontuado nos ensaios das vigas mistas. Segundo esses autores, a mudança de cor do compósito decorre de reações químicas relacionadas à oxidação do ferro e a degradação de seus constituintes, as quais se intensificam a partir de 800°C. Uma vez que a temperatura interna do forno ultrapassou os 850°C, como visto na Figura 7.4, pode-se supor que a superfície externa dos corpos de prova atingiu temperaturas próximas a esse valor. Logo, era de se esperar essas alterações na coloração dos corpos de prova.

Outro aspecto importante que é possível ser discutido a partir da Figura 7.6 é a formação de fissuras nos concretos por causa da ação térmica. De maneira geral, todos os corpos de prova apresentaram fissuras, porém aqueles com maior fissuração foram produzidos com 100% de agregados graúdos reciclados (concreto C6). Ao que parece ser, dentre todos os materiais, o compósito C6 se comportou pior em situação de incêndio.

**Figura 7.6** – Análise visual dos corpos de prova após incêndio

C1



C5



C6

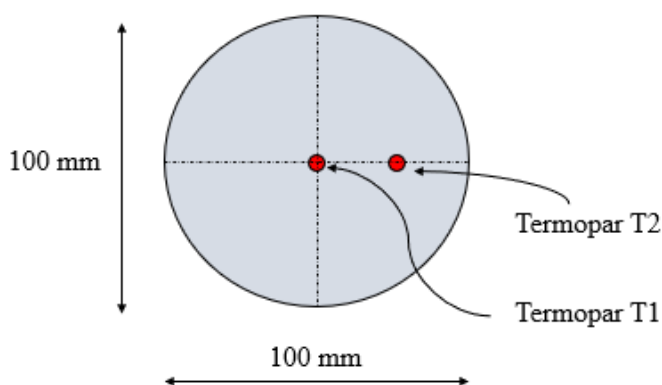
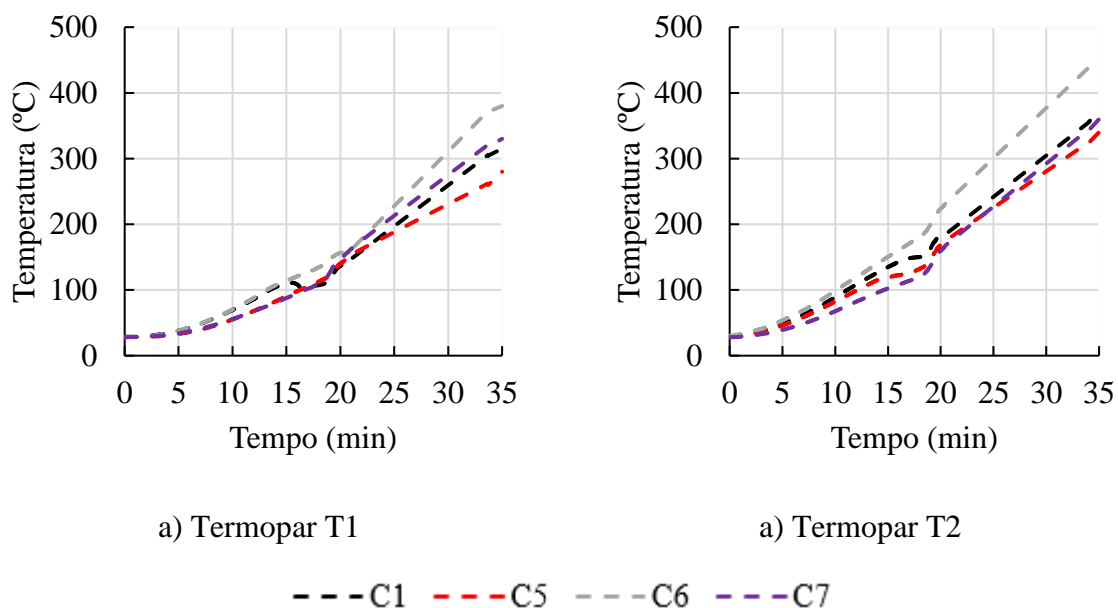


C7

**Fonte:** Próprio autor.

Embora a análise visual forneça um indicativo sobre o comportamento do concreto sob ação do fogo, torna-se necessário avaliar outros parâmetros como, por exemplo, a variação da temperatura. A Figura 7.7 traz a evolução da temperatura com o tempo, aferida pelos termopares T1 e T2. A análise gráfica indica que, em ambos os sensores, o concreto C6 apresentou as maiores temperaturas, o que pode justificar o alto nível de fissuração em seus corpos de prova, como visualizado na Figura 7.6. Em relação aos concretos C1, C5 e C7, as temperaturas foram próximas entre si, sendo que em alguns momentos os CCAR tiveram temperaturas inferiores ao concreto convencional, C1. Esse mesmo comportamento térmico foi obtido nas VMPR, conforme subitem 6.4.2.

**Figura 7.7** – Evolução das temperaturas nos termopares T1 e T2



**Fonte:** Próprio autor.

De acordo com Vieira *et al.* (2011), a evolução da temperatura em seus protótipos apresentou um padrão semelhante para os diferentes tipos de concreto avaliados em seu trabalho: CC e CCAR produzidos com diferentes teores de substituição da fração graúda. A maior diferença entre as temperaturas dos seus concretos foi de aproximadamente 100°C o que, segundo os autores, não é significativo. A partir da Figura 7.7, é possível dizer que a máxima distinção das temperaturas entre os protótipos aqui estudados também resultou próxima a 100°C. Logo, pode-se considerar que o padrão térmico dos quatro concretos foi semelhante.

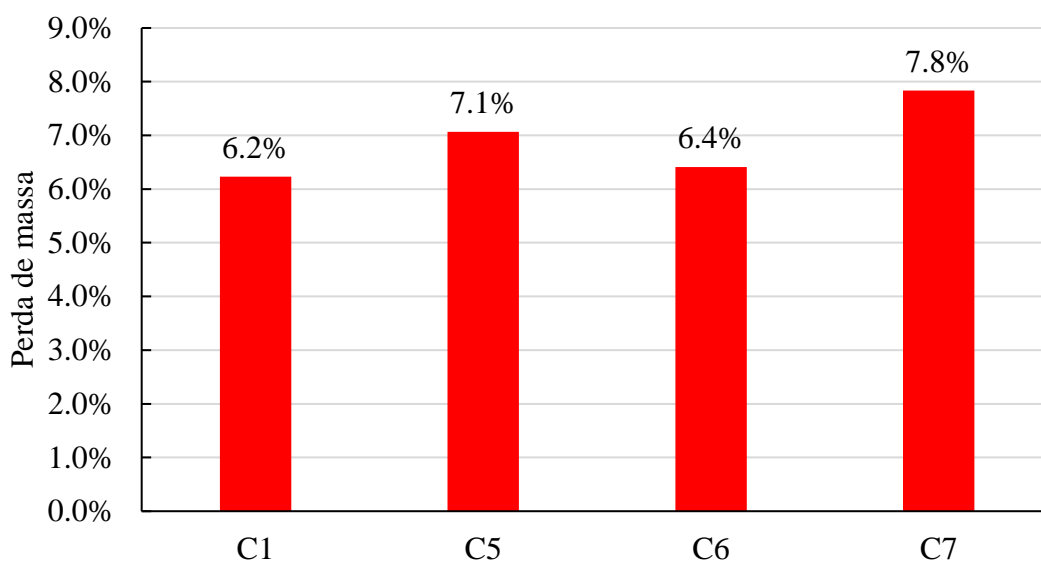
Destaca-se ainda que, ao final do ensaio, as diferenças entre as temperaturas dos termopares T1 e T2 foram próximas a 50°C e todos eles marcaram valores similares ou acima de 300°C. Como a taxa de aquecimento da curva de incêndio-padrão é elevada e os protótipos

cilíndricos receberam a ação térmica em toda sua superfície lateral, a propagação do calor para a região interna dos concretos foi expressiva, o que pode ter comprometido de forma significativa suas propriedades mecânicas.

### 7.3 ANÁLISE DA PERDA DE MASSA

Cinco corpos de prova de cada concreto foram pesados antes e depois do aquecimento para medição de sua perda de massa. A Figura 7.8 mostra essa grandeza, em termos percentuais. Observa-se que todos os CCAR apresentaram a maior redução da massa em comparação com o CC (C1). Assim como apontado em Laneyrie *et al.* (2016), uma vez que os AR passaram por uma pré-saturação antes da concretagem, é natural que os CCAR possuam maior quantidade de água livre para ser perdida durante o incêndio.

**Figura 7.8** – Perda de massa dos concretos pós-aquecidos



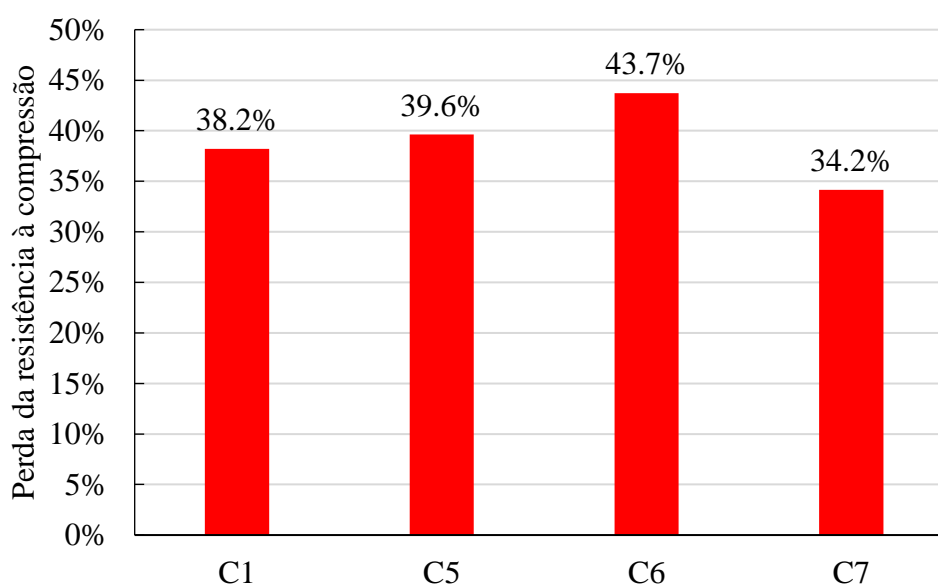
**Fonte:** Próprio autor.

Conforme foi visto na Tabela 6.1, após o processo de secagem ao ar, os concretos reciclados ainda apresentaram maior umidade em comparação ao de referência. Nesse sentido, os compósitos mais úmidos foram C7, C5, C6 e C1, nessa ordem. Dessa forma, uma vez que todos os protótipos estavam sujeitos a mesma curva de aquecimento durante o incêndio, o ordenamento dos concretos com maior perda de massa foi aquela apresentada anteriormente para a umidade, com destaque ao concreto C7, constituído por 100% de AR, o qual apresentou a maior redução desta grandeza.

## 7.4 ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Figura 7.9 traz os valores percentuais quanto à perda de resistência à compressão de todas as misturas de concreto. Primeiramente, nota-se que o aquecimento por meio da curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 com duração de 35 minutos afetou de forma significativa essa propriedade. Houve reduções de resistência mecânica acima de 30% para todos os concretos.

**Figura 7.9** – Perda de resistência à compressão dos concretos pós-aquecidos



**Fonte:** Próprio autor.

A mistura constituída com 100% de agregados graúdos reciclados, C6, apresentou a maior redução da resistência à compressão dentre os compósitos analisados, cujo valor percentual foi igual a 43,7%. Isso pode estar associado às maiores temperaturas detectadas nessas misturas, conforme mostrado na Figura 7.7, as quais provocaram um dano maior no material e resultou em um impacto significativo em tal propriedade.

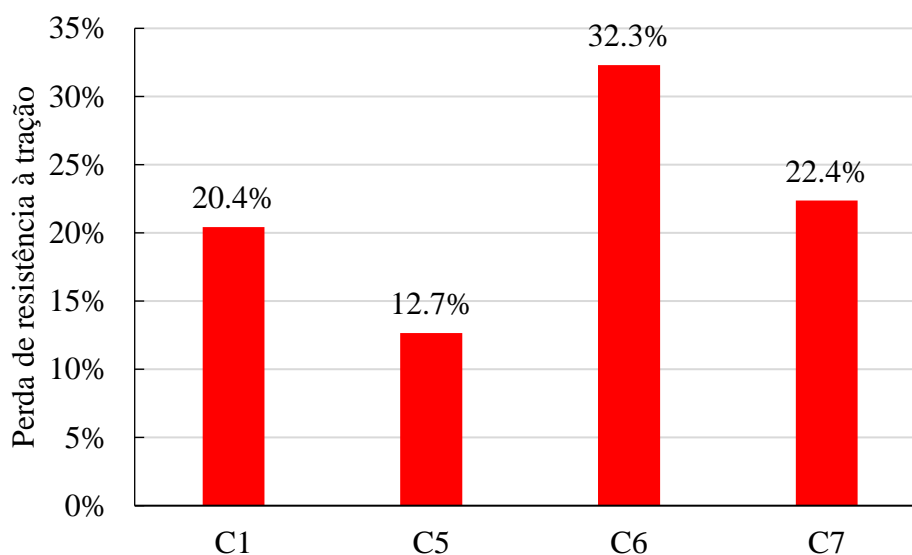
O concreto C5, formado por 100% de areia reciclada, exibiu uma perda de resistência à compressão similar ao concreto de referência C1. Já o concreto C7, com 100% de agregados reciclados, teve a menor redução quanto à essa propriedade em comparação com os demais concretos, o que vai ao encontro dos resultados apontados em Wang *et al.* (2019). Segundo os autores, isso pode ser justificado por conta desse concreto não possuir agregados naturais e, com isso, sofrerá menos expansões diferenciais quando aquecido.



## 7.5 ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A Figura 7.10 traz os valores percentuais quanto à perda de resistência à tração por compressão diametral das misturas de concreto. De maneira geral, observa-se que a presença do agregado reciclado influenciou a redução desta propriedade mecânica em níveis diferentes a depender do tipo de concreto produzido. C6, por exemplo, sofreu a maior diminuição da resistência à tração, cujas justificativas coincidem com o que foi descrito no subitem 7.4. Porém, o concreto C5 apresentou a menor perda e o concreto C7 apresentou redução semelhante desta propriedade em relação ao concreto de referência.

**Figura 7.10** – Perda de resistência à tração dos concretos pós-aquecidos



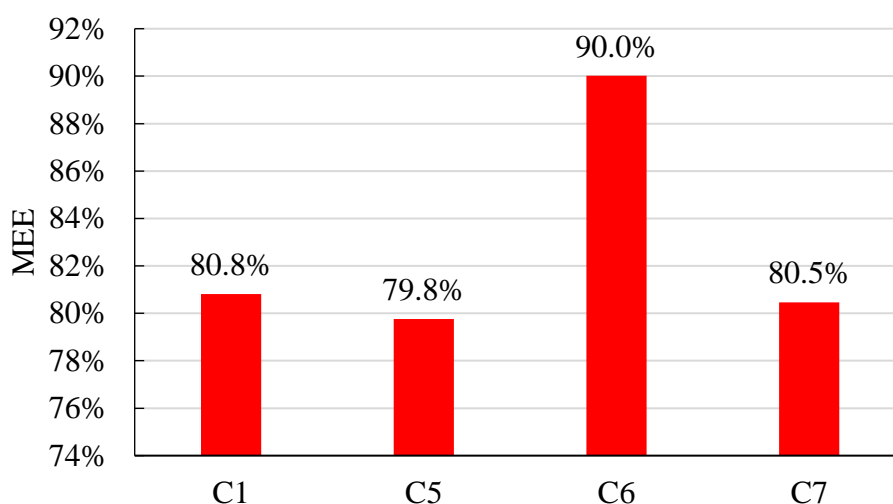
**Fonte:** Próprio autor.

Por fim, ao comparar as Figuras 7.9 e 7.10, observa-se que o avanço da temperatura provocou uma maior diminuição da resistência à compressão comparado com a resistência à tração por compressão diametral. Isso diverge dos estudos encontrados em Laneyrie *et al.* (2016), Yang, Zhao e Liu (2018) e Wang *et al.* (2019). Segundo os autores, o aquecimento gera alta fissuração interna nos concretos, o que reduz de forma significativa a resistência à tração. Apesar disso, essa tendência não aconteceu nos concretos aqui ensaiados.

## 7.6 ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

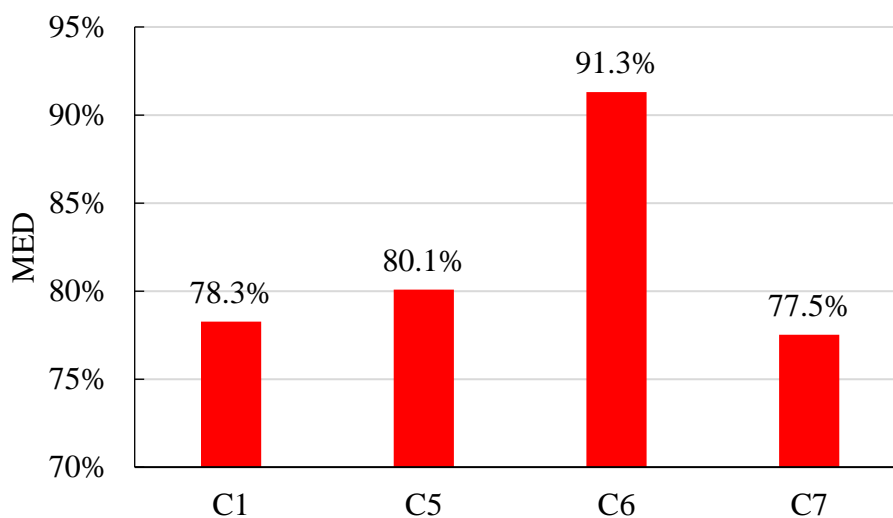
As Figuras 7.11 e 7.12 trazem os valores percentuais quanto à perda do MEE e do MED, respectivamente. Ambas as grandezas foram determinadas para fins de comparação. Inicialmente, a partir da análise gráfica, nota-se que os dois módulos de elasticidade, independente do tipo de agregado utilizado, foram altamente reduzidos pela ação térmica. Em todos os casos, a rigidez dos concretos diminuiu mais que 75% em comparação ao valor em temperatura ambiente.

**Figura 7.11** – Perda do MEE dos concretos pós-aquecidos



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura 7.12** – Perda do MED dos concretos pós-aquecidos



**Fonte:** Próprio autor.

Além disso, menciona-se que não houve diferenças significativas entre as perdas encontradas para os módulos de elasticidade estático e dinâmico em cada tipo de concreto. Por fim, comparando as quatro misturas, cita-se, mais uma vez, que C6 apresentou as maiores reduções para essa propriedade. Em relação a C1, C5 e C7, houve diminuições próximas dos módulos de elasticidade para os três compósitos. Este último resultado coincide com o trabalho descrito em Laneyrie *et al.* (2016), o qual afirma que o CC e o CCAR apresentam a mesma redução de rigidez com o avanço da temperatura.

## 7.7 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Os resultados apontam que a presença do AR impacta diretamente na perda de massa e na diminuição das propriedades mecânicas dos concretos com o avanço da temperatura. Primeiramente, destaca-se que todos os CCAR tiveram maiores reduções de massa em comparação ao concreto produzido com os agregados naturais, devido à alta quantidade de água livre em sua constituição.

No que diz respeito às propriedades mecânicas, o concreto feito com 100% de agregados graúdos reciclados (C6) apresentou as maiores diminuições de resistência mecânica e rigidez em relação às outras misturas. Isso aconteceu possivelmente por causa das temperaturas expressivas alcançadas por esse material durante o aquecimento. Já os concretos C5 e C7 exibiram perdas similares ou menores de suas propriedades mecânicas quando comparados ao concreto de referência, C1.

Nos ensaios dos elementos estruturais discutidos no capítulo 6, observou-se que, dentre todas as vigas mistas, VR-2 exibiu os maiores deslocamentos centrais durante o aquecimento e a maior redução da capacidade resistente nos experimentos pós-fogo. Essa viga foi revestida com o concreto C6, o qual, de acordo com os ensaios deste capítulo, apresentou as maiores diminuições das propriedades mecânicas após ação térmica por 35 minutos. Isso justifica os piores resultados para VR-2 em situação de incêndio e pós-fogo.

Com relação às demais vigas, não foi possível realizar uma análise entre seus resultados e aqueles obtidos com os corpos de prova deste capítulo, pois o campo de temperaturas dos protótipos cilíndricos foi semelhante e a redução das propriedades mecânicas foi próxima em muitos momentos.

Cabe destacar que todos os trabalhos científicos utilizados para discussão dos resultados, adotaram como metodologia o aquecimento de corpos de prova até uma temperatura pré-

definida e, em seguida, esta foi mantida constante por um período de tempo. Esse procedimento difere do método utilizado na presente pesquisa, na qual os protótipos foram aquecidos durante 35 minutos e, logo após, a carga térmica foi retirada. Além disso, em todos os experimentos em temperaturas elevadas desta tese, foi empregada a curva de incêndio-padrão, a qual possui uma taxa de aquecimento bastante elevada, provocando um dano maior e mais rápido nos materiais aquecidos. Essas diferenças de metodologia geram resultados possivelmente discrepantes, conforme pontuado nos subitens anteriores.

Além disso, grande parte dos estudos que tratam o desempenho pós-fogo de CCAR utiliza somente a fração graúda reciclada a partir do emprego da técnica de dosagem por substituição volumétrica. Wang *et al.* (2019) ainda pontuam que até a publicação de sua pesquisa, nenhum trabalho havia sido realizado sobre propriedades mecânicas residuais de CCAR, utilizando simultaneamente frações finas e graúdas recicladas, após ação ao fogo. Diante desse cenário, cabe ainda mencionar a ausência de estudos científicos a respeito de CCAR constituído somente pela fração miúda reciclada em situação de incêndio.

Dessa forma, os ensaios deste capítulo envolveram uma metodologia diferente da comumente empregada no meio científico, associada ao estudo dos CCAR que costumam não ser base de pesquisa, como aqueles que possuem 100% da fração fina reciclada e aqueles com 100% de agregados miúdos e graúdos reciclados. Logo, tal inovação, dificultou a discussão dos resultados apresentados.

Por fim, assim como discutido em Souza e Moreno Júnior (2010), muitas variáveis influenciam nos resultados dos ensaios de concretos pós-fogo, tais como a relação a/c, o teor de umidade, o tipo de agregado e as taxas de aquecimento e resfriamento. Ainda é possível complementar, no caso específico dos CCAR, a influência da composição dos AR. Todos esses fatores dificultam a obtenção de uma tendência única quanto ao comportamento das propriedades residuais do concreto após exposição ao fogo.

## CAPÍTULO 8

---

### 8 CONCLUSÕES

Esta tese contou com um conjunto de análises experimentais com a finalidade de compreender o comportamento de vigas de aço parcialmente revestidas com CCAR em situação de incêndio. Tais análises foram divididas em cinco áreas de pesquisa, as quais estão descritas a seguir.

- Área 01: Caracterização dos agregados reciclados;
- Área 02: Propriedades dos concretos com agregados reciclados nos estados fresco e endurecido, dosados por meio do empacotamento de partículas;
- Área 03: Desempenho térmico de elementos mistos em temperaturas elevadas;
- Área 04: Comportamento à flexão de vigas mistas em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo;
- Área 05: Avaliação das propriedades físicas e mecânicas residuais de concretos incendiados.

Dessa forma, no que segue, são apresentadas as principais conclusões obtidas neste trabalho científico, as quais são detalhadas de forma individual para cada área de pesquisa mencionadas anteriormente. Ao final deste capítulo, são apontadas algumas sugestões para trabalhos futuros, que são aqui consideradas relevantes para dar continuidade ao tema tratado nesta tese.

#### 8.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS

Dois tipos de agregados reciclados (ARM e ARC) foram empregados para a produção dos concretos, que se diferenciam devido à sua composição: o ARM apresentou um teor de 15,1% de cerâmica, enquanto no ARC este teor foi de 1,41%. Além disso, para cada tipo de agregado foram utilizados três frações granulométricas, areia, pedrisco e brita, de modo a contemplar frações miúdas e graúdas na produção dos concretos reciclados, que normalmente são estudados no meio científico somente com a parcela graúda reciclada. Os resultados dos ensaios de caracterização apontaram que os AR são mais porosos, absorvem mais água, apresentam um elevado teor de material pulverulento e menores valores de massa específica e unitária quando comparados com os AN.

## 8.2 PROPRIEDADES DOS CCAR NOS ESTADOS FRESCO E ENDURECIDO, DOSADOS POR MEIO DO EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS

Grande parte das pesquisas que utilizam o CCAR para aplicações estruturais, seja em elementos de concreto armado ou em elementos mistos, utilizam, como método de dosagem, a substituição volumétrica do agregado natural pelo agregado reciclado, em teores pré-definidos. De modo diferente ao que se tem feito no meio científico, o empacotamento de partículas, por meio do Modelo de Alfred, foi aplicado para a produção dos concretos de revestimento de vigas mistas.

No processo de otimização do concreto convencional, além dos agregados naturais e reciclados, o cimento também foi contemplado na análise. Como resultado do EP, houve uma redução considerável na quantidade desse ligante. Nesse sentido, uma vez que o teor de água/materiais secos se manteve invariável na dosagem, a relação a/c das misturas recicladas foi maior que a da mistura de referência ( $a/c = 0,50$ ): nos concretos com ARM, a relação a/c variou entre 0,52 e 0,56, ao passo que nos concretos com ARC, essa grandeza variou entre 0,61 e 0,66.

A avaliação dos concretos no estado fresco indicou que o uso de AR provocou uma redução de sua massa específica e de sua trabalhabilidade, sendo necessária a incorporação de um aditivo superplastificante para atingir a consistência desejada. Em relação aos concretos no estado endurecido, as propriedades mecânicas e os parâmetros de durabilidade foram inferiores para os CCAR quando comparados com o concreto de referência, principalmente aqueles constituídos por 100% de agregados reciclados. Apesar disso, todas as misturas apresentaram resistência à compressão acima de 20 MPa, podendo ser empregadas em aplicações estruturais, conforme ABNT NBR 6118:2014.

Destaca-se que os concretos produzidos com ARC apresentaram propriedades similares aos concretos com ARM, embora tenha havido uma diminuição expressiva da taxa de cimento em suas misturas. Além disso, o índice de intensidade de ligantes para os concretos com ARC apontou que essas misturas tiveram melhor desempenho ambiental. Isso pode ser explicado pelo efeito benéfico trazido pelo empacotamento de partículas para os concretos com ARC. Por fim, menciona-se que as misturas produzidas apenas com areia reciclada apresentaram as melhores propriedades mecânicas e de durabilidade em relação aos demais CCAR.

### 8.3 DESEMPENHO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS EM TEMPERATURAS ELEVADAS

Dando continuidade à pesquisa, estudou-se o campo térmico desenvolvido na seção transversal de elementos de aço revestidos com os diferentes concretos produzidos na etapa anterior. Nesse sentido, oito protótipos, sendo um puramente de aço e o outros mistos de aço e concreto, foram inseridos em um forno a gás e aquecidos por meio da curva de incêndio-padrão por duas horas.

Os resultados mostraram que a maior parte dos componentes mistos com CCAR apresentaram temperaturas próximas ou abaixo daquele com o concreto de referência. Foi verificado, então, o grande potencial térmico dos concretos reciclados em virtude de sua boa atuação como barreira térmica dos perfis de aço. Apesar disso, dois concretos reciclados apresentaram *spalling* explosivo durante o aquecimento do elemento misto, CP2 e CP7.

Com base nos resultados experimentais, desenvolveu-se uma modelagem numérica, via ABAQUS, que buscou simular o comportamento térmico dos elementos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio. Ao utilizar as propriedades térmicas, tais como densidade, condutividade térmica e calor específico, recomendadas pelos códigos normativos para o concreto, os resultados numéricos não foram consistentes dada a divergência entre as características dos agregados considerados nas normas e aqueles utilizados na produção dos concretos deste estudo.

Embora no meio científico haja equações que descrevam algumas propriedades térmicas em função da temperatura para os CCAR, seu uso é bastante limitado, uma vez que a composição dos AR é diversa e varia com a localidade. Nesse sentido, a partir das características dos concretos, informações disponíveis na literatura associadas às calibrações numéricas, foi possível determinar as propriedades térmicas dos materiais em função da temperatura. Isso permitiu que os modelos numéricos representassem satisfatoriamente os ensaios experimentais. Dessa forma, a condutividade térmica dos CCAR apresentou forte redução em comparação ao concreto de referência, enquanto o calor específico contemplou a alta umidade desses materiais.

#### 8.4 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E PÓS-FOGO

Quatro vigas mistas foram produtivas, uma parcialmente revestida com CC e outras três com CCAR, a partir do uso de ARC. Nesse contexto, o comportamento à flexão das vigas foi analisado de três maneiras distintas: em temperatura ambiente, em temperaturas elevadas e pós-fogo. Todos os experimentos ocorreram aos 105 dias após a concretagem, pois, nessa idade, a umidade do concreto já havia estabilizado durante o processo de secagem ao ar.

Em temperatura ambiente, os resultados mostraram que todas as vigas mistas apresentaram maior capacidade resistente em comparação com a viga puramente de aço. Este aumento no momento resistente variou entre 21% e 25% a depender da viga. Com isso, notou-se que o tipo de concreto não impactou de forma significativa a resistência do elemento misto. Logo, foi possível produzir misturas com 100% de substituição das frações fina e graúda naturais, de forma individual ou simultânea, e, ainda assim, produzir concretos de revestimento que forneceram uma capacidade resistente praticamente igual para as VMPR. Os métodos teóricos disponíveis na literatura para determinação do momento resistente das VMPR produziram resultados conservadores, com diferenças de até 13%.

Embora todas as vigas tenham falhado à flexão com uma carga de ruptura praticamente igual, a quantidade e distribuição de fissuras nas vigas foram diferentes. A viga composta por somente agregados naturais apresentou poucas fissuras, as quais se concentraram no meio do vão. Já as vigas com CCAR apresentaram um maior número de fissuras ao longo do seu comprimento.

No que diz respeito aos ensaios em temperaturas elevadas, a viga produzida com 100% de agregado graúdo reciclado apresentou as maiores temperaturas nas seções transversais de controle e, por consequência, os maiores deslocamentos no meio do vão durante o aquecimento. As demais vigas com CCAR exibiram um campo térmico semelhante ou ligeiramente inferior aos elementos com agregados naturais em diversos pontos de leitura. Sobre os deslocamentos centrais, ao final da ação do fogo, em 35 min, esses elementos com agregados reciclados tiveram os menores deslocamentos centrais.

Após 24 horas do término dos ensaios em temperaturas elevadas, o forno foi aberto, tornando possível avaliar as características aparentes das vigas. Destaca-se, primeiramente, que não houve qualquer tipo de *spalling* em suas superfícies. Acredita-se que a redução da umidade dos concretos, oriunda da secagem ao ar, tenha contribuído para tal resultado positivo. Além



disso, o aumento das temperaturas alterou a coloração dos concretos, de modo que a cor do concreto passou de cinza ou cinza-amarelado para cinza-avermelhado.

Outro fenômeno observado nas vigas pós-fogo foi o aparecimento de uma grande quantidade de fissuras ao longo do seu comprimento, resultado da desidratação da pasta de cimento. Em todos os casos, as fissuras se iniciaram de cima para baixo diferentemente das fissuras de flexão identificadas nos ensaios em temperatura ambiente. O panorama de fissuração da viga com 100% de agregados graúdos reciclados teve um maior número de fissuras, o que pode estar relacionado ao campo de temperaturas ter sido mais elevado nessa viga. Por outro lado, o elemento constituído somente por agregados naturais, a quantidade de fissuras foi pequena.

Após quase cinco horas da retirada da ação térmica, os elementos estruturais apresentaram um deslocamento central residual próximo a 1 mm, o que implica dizer que as vigas retornaram à sua posição inicial depois do incêndio. Entretanto, detectou-se um deslocamento lateral de 1,5 cm nos elementos com 100% de brita reciclada e 100% de agregados reciclados.

Por fim, as vigas mistas incendiadas foram avaliadas quanto ao comportamento à flexão residual. Os ensaios indicaram que a maior perda de resistência dentre todos os elementos foi inferior a 7% e ocorreu na VR-2, o que permite dizer que um incêndio-padrão de 35 min não afetou de forma significativa a capacidade resistente das VMPR, sejam elas produzidas com ou sem agregados reciclados. Logo, foi possível produzir um material com qualidades ambientais, o CCAR, para revestimento de vigas de aço. Essa associação formou um sistema misto com bom desempenho em temperatura ambiente, em temperaturas elevadas e pós-fogo, no que diz respeito à resistência mecânica e rigidez.

## 8.5 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS RESIDUAIS DE CONCRETOS APÓS EXPOSIÇÃO AO FOGO

O último estudo desta tese contou com a análise das propriedades dos concretos de revestimento das vigas de aço após ação do fogo. Corpos de prova cilíndricos foram aquecidos por meio da curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 por 35 min, ou seja, com a mesma duração dos ensaios das vigas mistas.

Os resultados apontaram que, assim como os elementos estruturais da etapa anterior, os protótipos não sofreram *spalling* durante o aquecimento e apresentaram mudança de coloração. Além disso, o concreto com 100% de agregados graúdos reciclados (C6) exibiu as maiores

temperaturas, o que pode justificar o alto nível de fissuração em seus corpos de prova. De todo o modo, a máxima diferença das temperaturas entre os quatro concretos estudados foi próximo a 100°C.

Com relação às propriedades avaliadas, observou-se que todos os CCAR apresentaram maior perda de massa em comparação com o CC, o que está associado à maior quantidade de água livre em sua constituição. Sobre as propriedades mecânicas, o concreto C6 teve as maiores diminuições de resistência e rigidez em relação as outras misturas. Isso aconteceu possivelmente devido às elevadas temperaturas alcançadas por esse material durante o aquecimento. Já os outros CCAR, exibiram perdas similares ou menores de suas propriedades mecânicas quando comparados ao concreto de referência.

## 8.6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De maneira geral, esta tese contou com a dosagem e a caracterização dos CCAR e a análise desse material como revestimento parcial de vigas de aço em situação de incêndio. Por essa razão, as sugestões para trabalhos futuros foram divididas em dois campos de estudo, conforme mostrado a seguir.

### 8.6.1 Quanto à dosagem e caracterização dos concretos com agregados reciclados

- Aplicar do Modelo de Alfred na produção dos CCAR mantendo o teor de cimento do concreto de referência ou ainda fixando a relação a/c das misturas.
- Realizar uma análise comparativa entre os métodos de dosagem por empacotamento de partículas e por substituição volumétrica de modo a avaliar o impacto nas propriedades dos concretos.
- Desenvolver ensaios voltados à durabilidade dos CCAR dosados pela metodologia do empacotamento de partículas, como ação da carbonatação, permeabilidade, ataque de íons sulfato e cloreto, dentre outros.

### 8.6.2 Quanto aos estudos em incêndio

- Repetir os ensaios realizados nessa tese para avaliar a variação dos dados.

- Realizar ensaios em incêndio de VMPR constituídas por diferentes CCAR (isto é, concretos produzidos a partir do uso AR com composições e frações granulares diversas) com duração superior a 35 min.
- Analisar o comportamento em incêndio de vigas mistas tradicionais, a partir da associação de um perfil de aço e uma laje de concreto reciclado.
- Avaliar a aderência entre o perfil de aço e os CCAR.
- Desenvolver experimentos para medição das propriedades mecânicas e dos parâmetros de durabilidade de CCAR após exposição ao fogo, considerando frações finas e graúdas recicladas de maneira individual e simultânea, diferentes condições de umidade, variados tipos de AR e diferentes taxas de aquecimento e resfriamento.
- Determinar a resistência mecânica residual de perfis de aço após exposição ao fogo.
- Comparar a microestrutura dos CCAR em temperatura ambiente e pós-fogo.
- Avaliar as propriedades físicas, mecânicas e aspectos de durabilidade de concretos incendiados após um processo de reidratação.
- Testar as propriedades térmicas propostas neste trabalho na modelagem numérica de diferentes tipos de CCAR.
- Realizar a modelagem termoestrutural (em temperatura ambiente e em situação de incêndio) das vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas nesta tese.

## REFERÊNCIAS

---

ABDULLA, N.A. Effect of recycled coarse aggregate type on concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 10, p. 04014273, 2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001247](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001247).

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12142**: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15116**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15116**: Agregados reciclados para uso em argamassas e concretos de cimento Portland – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ABNT. 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). Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16697**: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16889**: Concreto — Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16916**: Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16917**: Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16972**: Agregado graúdo - Determinação da massa unitária e do índice de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7218**: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7222**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7809**: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8522-1**: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 1: Módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios - Métodos dos Estados Limites - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8802**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9779**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9833**: Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Versão Corrigida: 2009. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9836**: Agregados - Determinação do teor de partículas leves - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 46**: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

AHMAD, S.; MASRI, A.; SALEH, Z. A. Analytical and experimental investigation on the flexural behavior of partially encased composite beams. **Alexandria engineering journal**, v. 57, n. 3, p. 1693-1712, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2017.03.035>.

AHN, J. K.; LEE, C. H.. Fire behavior and resistance of partially encased and slim-floor composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 129, p. 276-285, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.11.018>.

AJDUKIEWICZ, A.B; KLISZCZEWICZ, A.T. Comparative tests of beams and columns made of recycled aggregate concrete and natural aggregate concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 5, n. 2, p. 259-273, 2007. <https://doi.org/10.3151/jact.5.259>.

ALBERTE, E. P. V.; HANDRO, J. B. Estado do conhecimento acerca de especificações técnicas e normativas para agregados reciclados de RCD. **Ambiente Construído [online]**, v. 21, n. 3, p. 305-320, 2021. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212021000300553>.

AL-SIBAHY, A.; EDWARDS, R. Thermal behaviour of novel lightweight concrete at ambient and elevated temperatures: Experimental, modelling and parametric studies. **Construction and Building Materials**, v. 31, p. 174-187, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.096>.

AMARIO, M. et al. Optimization of normal and high strength recycled aggregate concrete mixtures by using packing model. **Cement and Concrete Composites**, v. 84, p. 83-92, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.08.016>.

ANDRADE, G. P. et al. Design of structural concrete mixtures containing fine recycled concrete aggregate using packing model. **Construction and Building Materials**, v. 252, p. 119091, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119091>.

ANDREU, A.; MIREN, E. Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 52, p. 227-235, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.054>.

ANG, C. N.; WANG, Y. C. Effect of moisture transfer on specific heat of gypsum plasterboard at high temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 2, p. 675-686, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.02.016>.

ANGULO, S. C. **Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados**. 2000. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

ANGULO, S. C.; FIGUEIREDO, A. D. Concreto com agregados reciclados. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e tecnologia**. 1 ed. 2 vol. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 47, p. 1-40. ISBN/ISSN: 978-85-98576-16-9/978-85-98576-20-6.

ANNEREL, E.; TAERWE, L. Revealing the temperature history in concrete after fire exposure by microscopic analysis. **Cement and Concrete Research**, v. 39, n. 12, p. 1239-1249, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.017>.

AREZOUMANDI, M. et al. An experimental study on flexural strength of reinforced concrete beams with 100% recycled concrete aggregate. **Engineering Structures**, v. 88, p. 154-162, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.043>.

ASADI, Iman et al. Thermal conductivity of concrete—A review. **Journal of Building Engineering**, v. 20, p. 81-93, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.job.2018.07.002>.

ASSI, I.M; ABED, S.M; HUNAITI, Y.M. Flexural strength of composite beams partially encased in lightweight concrete. **Journal of Applied Sciences**, v. 02, p. 320-323, 2002. <https://doi.org/10.3923/jas.2002.320.323>.

ASTM. American Society for Testing and Materials. **E1876:2021**: Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2021. <https://doi.org/10.1520/E1876-21>.

BAI, W. H.; SUN, B. X. Experimental study on flexural behavior of recycled coarse aggregate concrete beam. **Applied Mechanics and Materials**, v. 29-32, p. 543-548, 2010. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.29-32.543>.

BEHERA, M. et al. Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete - A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review. **Construction and building materials**, v. 68, p. 501-516, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.003>.

BELIN, P. et al. Cement paste content and water absorption of recycled concrete coarse aggregates. **Materials and Structures**, v. 47, n. 9, p. 1451-1465, 2014. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0128-z>.

BESSENOUCI, M. Z. et al. Influence of humidity on the apparent thermal conductivity of concrete pozzolan. **Physics Procedia**, v. 55, p. 150-156, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.phpro.2014.07.022>.

BLUNDELL, R., DIAMOND, C., BROWNE, R. **The Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperatures**, Report No. 9. London: Construction Industry Research and Information Association, Underwater Engineering Group, 1976.

BO, S. **Finite element simulation of fire induced spalling in high strength concrete slabs**. 2011. 118 f. Thesis (Master of Scienc in Civil and Environmental Engineerin) - Lehigh University, 2011.

BOLINA, F. L. **Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado**. 2016. 171 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2016.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução CONAMA nº. 307**, de 5 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão de resíduos da construção civil. Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, DOU nº 136, p. 95-96, 17 jul. 2002.

BRAVO, M. et al. Mechanical performance of concrete made with aggregates from construction and demolition waste recycling plants. **Journal of cleaner production**, v. 99, p. 59-74, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.03.012>.

BRAVO, M. et al. Durability performance of concrete with recycled aggregates from construction and demolition waste plants. **Construction and Building Materials**, v. 77, p. 357-369, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.103>.

BRECCOLOTTI, M. et al. Investigation of stress--strain behaviour of recycled aggregate concrete under cyclic loads. **Environmental Engineering & Management Journal**, v. 14, n. 7, 2015.

BRITEZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. 252 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011.

BRITEZ, C. A.; COSTA, C. N. Ações do fogo nas estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e tecnologia**. 1 ed. 2 vol. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 29, p. 1029-1068. ISBN / ISSN: 978-85-98576-16-9 / 978-85-98576-20-6.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 10, p. 1037-1049, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.06.004>.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. Effect of recycled concrete aggregate properties on mixture proportions of structural concrete. **Transportation Research Record**, n. 2290, p. 105-114, 2012. <https://doi.org/10.3141/2290-14>.

CAETANO, H. et al. Effect of the high temperatures on the microstructure and compressive strength of high strength fibre concretes. **Construction and Building Materials**, v. 199, p. 717-736, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.074>.

CALIL JUNIOR, C. et al. **Segurança das estruturas em situação de incêndio** - Processo nº 06/06742-5 - Bolsa de Auxílio à Pesquisa. Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP). São Carlos: FAPESP/EESC-USP, 2006.



CAMPOS, H. F. et al. Low-cement high-strength concrete with partial replacement of Portland cement with stone powder and silica fume designed by particle packing optimization. **Journal of Cleaner Production**, v. 261, p. 121228, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121228>.

CAMPOS, H. F.; KLEIN, N. S.; MARQUES FILHO, J. Proposed mix design method for sustainable high-strength concrete using particle packing optimization. **Journal of Cleaner Production**, v. 265, p. 121907, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121907>.

CAMPOS, H. F.; MARQUES FILHO, J.; KLEIN, N.S. Concretos sustentáveis otimizados por Modelos de Empacotamento de Partículas: Revisão bibliográfica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 58, 2016, Belo Horizonte, **Anais [...]**. São Paulo: IBRACON, 2016. p. 1-16.

CASTRO, A. L.; PANDOLFELLI, V. C. Revisão: Conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. **Cerâmica**, v. 55, n. 333, p. 18-32, 2009. <http://dx.doi.org/10.1590/S0366-69132009000100003>.

CAVALCANTI, L. A. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CHAVES, I. A. **Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**. 2009. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CHOI, W.G; YUN, H.D. Long-term deflection and flexural behavior of reinforced concrete beams with recycled aggregate. **Materials & Design**, v. 51, p. 742-750, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.04.044>.

COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A. **Módulos elásticos: visão geral e métodos de caracterização**. Informativo Técnico-Científico. ATCP Engenharia Física, 2010. 30 p.

DAMINELI, B. L. **Conceitos para formulação de concreto com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas**. 2013. 237 f. Tese (Doutorado em Ciências) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 5, p.998-1024, 2017. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000500004>.

DAO, D.-T.; SEDRAN, T.; DE LARRARD, F. Optimization of the recycling of concrete in concrete: application to an airport slab. International Symposium on Concrete Roads, 12, 2014, Prague. **Proceeding [...]**. Prague, 2014. pp. 23–26.

DE LARRARD, F.; SEDRAN, T. Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model. **Cement and concrete research**, v. 24, n. 6, p. 997-1009, 1994. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(94\)90022-1](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90022-1).

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. State of the art of steel–concrete composite structures in Brazil. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers – Civil Engineering**, v. 166, n. 6, p.20-27, nov. 2013. <https://doi.org/10.1680/cien.2013.166.6.20>.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, p. 342-350, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.03.021>.

DERESA, S.T. *et al.* A review of experimental results on structural performance of reinforced recycled aggregate concrete beams and columns. **Advances in Structural Engineering**, v. 23, n. 15, p. 3351-3369, 2020. <https://doi.org/10.1177/1369433220934564>.

DOLARA, E.; DI NIRO, G.; CAIRNS, R. Recycled aggregate concrete prestressed beams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUSTAINABLE CONSTRUCTION: USE OF RECYCLED CONCRETE AGGREGATE, 1998, London. **Proceeding** [...]. Concrete Technology Unit, University of Dundee, Londonm 1998. p. 255-262.

DONG, H. et al. The fire resistance performance of recycled aggregate concrete columns with different concrete compressive strengths. **Materials**, v. 7, n. 12, p. 7843-7860, 2014. <https://doi.org/10.3390/ma7127843>.

DONG, H. et al. Flexural bond behavior of reinforced aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 213, p. 514-527, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.238>.

ELGHAZOULI, A.Y.; TREADWAY, J. Inelastic behaviour of composite members under combined bending and axial loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 64, n. 09, p. 1008-1019, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.12.016>.

ETXEBERRIA, M.; VÁSQUEZ, E.; MARÍ, A. BARRA, M. Influence of amount of recycled coarse aggregate and production processo on properties of recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p. 735-742, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.02.002>.

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1991-1-1 - **Eurocode 1**: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1992-1-1 - **Eurocode 2**: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1992-1-2 - **Eurocode 2**: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: CEN, 2004.

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1993-1-1 - **Eurocode 3**: Design of Steel Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2005

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1993-1-2 - **Eurocode 3**: Design of Steel Structures - Part 1-2: General rules - Structural Fire Design. Brussels: CEN, 2005.

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1994-1-1 - **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: CEN, 2004.

EUROCODE. 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**. Brussels: CEN, 2005.

FAHMY, W. et al. Mechanical properties of concrete containing recycled concrete aggregates subjected to different fire durations. **Journal of Engineering Sciences**, v. 39, n. 5, p. 1005-1019, 2011.

FELÍCIO, V. D. **Análise experimental de vigas de aço e mistas de aço e concreto parcialmente revestidas em situação de incêndio**. 2018. 149 f. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

FENNIS, S. A. A. M. **Design of ecological concrete by particle packing optimization**. 2011. 277 f. Proefschrift (Doctoraat) - Technische Universiteit Delft, Delft, 2011.

FERNANDES, B. et al. Microstructure of concrete subjected to elevated temperatures: physico-chemical changes and analysis techniques. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 10, n. 4, p. 838-863, 2017. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000400004>.

FERREIRA, L.; BRITO, J.; BARRA, M. Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 8, p. 617–627, 2011. <https://doi.org/10.1680/mac.2011.63.8.617>.

FIB. Fédération Internationale du Béton. **Fire design of concrete Structures – materials, Structures and modeling – State-of-art report**. Bulletin d’information. n. 38. Lausanne: FIB, 2007. 97p. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0038>.

FRANZÉN, T. et al. Shotcrete for rock support: a summary report on the state of the art in 15 countries. International Tunnelling Association Working Group on Shotcrete Use. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 8, n. 4, p. 441-470, 1993. [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(93\)90006-H](https://doi.org/10.1016/0886-7798(93)90006-H).

FULLER, W. B.; THOMPSON, S. E. The laws of proportioning concrete. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 59, n. 2, p. 67-143, 1907. <https://doi.org/10.1061/taceat.0001979>.

FUNK, J.E.; DINGER, D.R. **Predictive process control of crowded particulate suspensions: applied to ceramic manufacturing**. New York: Springer Science & Business Media, 1994. ISBN 978-1-4615-3118-0.

FURNAS, Clifford Cook. **Flow of gases through beds of broken solids**. US Government Printing Office, 1929.

GCP APPLIED TECHNOLOGIES. **ADVA: Aditivo superplastificante (SP II) para concreto – Folha de dados do produto**. Sorocaba: GCP Applied Technologies, 2018a. Disponível em:

<<https://gcpat.com.br/pt-br/solutions/products/adva-high-range-water-reducers/adva>>. Acesso em: 02 jul. 2020.

GCP APPLIED TECHNOLOGIES. **MIRA**: Aditivo Plastificante Polifuncional Redutor de Água – Informações do Produto. Sorocaba: GCP Applied Technologies, 2018b. Disponível em: <<https://gcpat.com.br/pt-br/solutions/products/mira-mid-range-water-reducers/mira>>. Acesso em: 02 jul. 2020.

GERIN, M. T. **Comportamento de pilares mistos preenchidos com concreto de resíduos de concreto submetidos a compressão axial centrada**: efeito do teor de substituição e da forma de aplicação da força. 2020. 151p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

GIDRÃO, G. M. S. **Propriedades dinâmicas do concreto e relações com sua microestrutura**. 2015. 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

GIL, A. M. et al. Experimental analysis of the spalling phenomenon in precast reinforced concrete columns exposed to high temperatures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 4, p. 856-875, 2018. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952018000400011>.

GOMES, M.; BRITO, J.; BRAVO, M. Mechanical performance of structural concrete with the incorporation of coarse recycled concrete and ceramic aggregates. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 10, p. 04014076, 2014. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000973](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000973).

GONZÁLEZ, J. G. Influence of moisture states of recycled coarse aggregates on the slump test. **Advanced Materials Research**, v. 742, p. 379-383, 2013. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.742.379>.

GRAZIA, M.T. et al. Investigation of the use of continuous particle packing models (PPMs) on the fresh and hardened properties of low-cement concrete (LCC) systems. **Construction and Building Materials**, v. 195, p. 524-536, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.051>.

HAGER, I. Behavior of cement concrete at high temperature. **Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, Poland**, v. 61, n. 1, p. 145-154, 2013.

HAN, B. C.; YUN, H. D.; CHUNG, S. Y. Shear capacity of reinforced concrete beams made with recycled-aggregate. **ACI Special Publication**, v. 200, p. 503-516, 2001.

HANDOO, S. K.; AGARWAL, S.; AGARWAL, S. K. Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 7, 2002, p. 1009-1018. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00736-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00736-0).

HANSEN, T. C. Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945–1985. **Materials and Structures**, v. 19, n. 3, p. 201-246, 1986. <https://doi.org/10.1007/BF02472036>.

HASSAN, R. Y.; FAROUN, G. A.; MOHAMMED, S. K. Mechanical properties of concrete made with coarse and fine recycled aggregates. **Materials Today: Proceedings**, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.04.004>.

HEGGER, J.; GORALSKI, C. Structural behavior of partially concrete encased composite sections with high strength concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE, 5, 2004, Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa. **Proceeding** [...]. Berg-en-Dal: United Engineering Foundation, The Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineering, 2004. p. 346-355.

HELENE, P. R. L. La agresividad del medio y la durabilidad del Hormigón. **Hormigón. AATH**, n. 10, p. 25-35, 1983.

HERNÁNDEZ, M. G. et al. Porosity estimation of concrete by ultrasonic NDE. **Ultrasonics**, v. 38, n. 1-8, p. 531-533, 2000. [https://doi.org/10.1016/S0041-624X\(99\)00095-5](https://doi.org/10.1016/S0041-624X(99)00095-5).

HO, N.Y. et al. Efficient utilization of recycled concrete aggregate in structural concrete **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, n. 3, p. 318-327, 2013. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000587](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000587).

HÜSKEN, G.; BROUWERS, H. J. H. A new mix design concept for earth-moist concrete: A theoretical and experimental study. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n. 10, p. 1246-1259, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.04.002>.

INGHAM, J. P. Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures. **Materials Characterization**, v. 60, n. 7, p. 700-709, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>.

IS. Indian Standard. **IS 10262**: Indian standards concrete mix proportioning guidelines. New Delhi: Bureau of Indian Standards, 2009.

ISO. International Organization for Standardization. **ISO 13320**: Particle size analysis - Laser diffraction methods. ISO 13320:2009. Geneva: ISO, 2009.

ISO. International Organization for Standardization. **ISO 834**: Fire-resistance tests – Elements of building construct – Part 1: General requirements. ISO 834-1:1999. Geneva: ISO, 1999.

JIA, Y. D. et al. Experimental research on behavior of composite beams of steel-reinforced recycled concrete experimental research on behavior of composite beams of steel-reinforced recycled concrete. **Advanced Materials Research**, v. 639–640, p.145–148, 2013. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.639-640.145>.

JIANG, Y. et al. Experimental study and theoretical analysis of partially encased continuous composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 117, p. 152-160, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.10.009>.

JOHN, V. M. Concreto Sustentável. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e tecnologia**. 1 ed. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 1843-1870. ISBN / ISSN: 978-85-98576-16-9 978-85-98576-20-6.

JOSEPH, M. et al. Water absorption variability of recycled concrete aggregates. **Magazine of Concrete Research**, v. 67, n. 11, p. 592-597, 2015. <https://doi.org/10.1680/mac.14.00210><https://doi.org/10.1680/mac.14.00210>.

KHALAF, F. M.; DEVENNY, A. S. Recycling of demolished masonry rubble as coarse aggregate in concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 16, n. 4, p. 331-340, 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2004\)16:4\(331\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:4(331)).

KINDMANN, R.; BERGMANN, R. Effect of reinforced concrete between the flanges of the steel profile of partially encased composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v.27, p.107-122, 1993. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(93\)90009-H](https://doi.org/10.1016/0143-974X(93)90009-H).

KODAIRA, A. et al. Fire resistance of composite beams composed of rolled steel profile concreted between flanges. **Fire Science and Technology**, v. 23, n. 03, p. 192-206, 2004. <https://doi.org/10.3210/fst.23.192>.

KODUR, V. et al. **Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns**. Canada: IRC/NRC, 2000. 146p.

KODUR, V.; KHALIQ, W. Effect of temperature on thermal properties of different types of high-strength concrete. **Journal of materials in civil engineering**, v. 23, n. 6, p. 793-801, 2011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000225](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000225).

KODUR, V.; RAUT, N. K. Fire resistance of reinforced concrete columns – state-of-the-art and research needs. **ACI Special Publication**, v. 255, p. 97-124, 2008.

KVOČÁKA, V.; DRAB, L. Partially-encased composite thin-walled steel beams. **Procedia Engineering**, v. 40, p. 91-95, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.07.061>.

KWAN, A. K. H.; NG, P. L.; HUEN, K. Y. Effects of fines content on packing density of fine aggregate in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 61, p. 270-277, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.03.022>.

LANEYRIE, C. Influence of recycled coarse aggregates on normal and high performance concrete subjected to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 111, p. 368-378, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.056>.

LE, H.-B.; BUI, Q.-B. Recycled aggregate concretes - A state-of-the-art from the microstructure to the structural performance. **Construction and Building Materials**, v. 257, p. 119522, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119522>.

LEE, G. C.; CHOI, H. B. Study on interfacial transition zone properties of recycled aggregate by micro-hardness test. **Construction and Building Materials**, v. 40, p. 455-460, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.114>.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. 2001. 290 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.

LENZ, L. A. **Avaliação da influência do empacotamento de partículas do esqueleto granular no módulo de elasticidade de concretos convencionais**. 2016. 158 f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

LEVY, S. M. Sustentabilidade na construção civil: A contribuição do concreto. In: ISAIA, G.C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. 1 ed. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2005. p. 1551-1579.

LI, L. G. et al. Effects of packing on compressive behaviour of recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 157, p. 757-777, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.097>.

LI, W. et al. Interfacial transition zones in recycled aggregate concrete with different mixing approaches. **Construction and Building Materials**, v. 35, p. 1045-1055, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.022>.

LIMAZIE, T; CHEN, S. Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 106, p. 209-219, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.12.015>

LIU, C. et al. Numerical study of bond slip between section steel and recycled aggregate concrete with full replacement ratio. **Applied Sciences**, v. 10, n. 3, 2020. <https://doi.org/10.3390/app10030887>.

LIU, W. et al. Mechanical behavior of recycled aggregate concrete-filled steel tubular columns before and after fire. **Materials**, v. 10, n. 3, p. 274, 2017. <http://dx.doi.org/10.3390/ma10030274>.

LONDERO, C. et al. Determinação da densidade de empacotamento de sistemas granulares compostos a partir da areia normal do IPT: comparação entre modelos de otimização de distribuição granulométrica e composições aleatórias. **Cerâmica**, v. 63, p. 22-33, 2017. <https://doi.org/10.1590/0366-69132017633652018>.

LONDERO, C.; KLEIN, N. S.; MAZER, W. Study of low-cement concrete mix-design through particle packing techniques. **Journal of Building Engineering**, v. 42, p. 103071, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103071>.

LOPES, H. M. T. **Aplicação do conceito de empacotamento de partículas na otimização de dosagem de concretos de cimento Portland**. 2019. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

MALEŠEV, M.; RADONJANIN, V.; MARINKOVIĆ, S. Recycled concrete as aggregate for structural concrete production. **Sustainability**, v. 2, n. 5, p. 1204-1225, 2010. <https://doi.org/10.3390/su2051204>.

MALITE, M. **Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. 1993. 512 f. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

MARQUES, B. B. **Estudo experimental e numérico de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de resíduos reciclados de concreto e reforço de fibras de aço**.

2022. 213 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

MARUYAMA, I. et al. Flexural properties of reinforced recycled concrete beams. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON THE USE OF RECYCLED MATERIALS IN BUILDING AND STRUCTURES, 2004, Barcelona. **Proceeding** [...]. Barcelona, RILEM Publications SARL, 2004. p. 1-11.

MCNEIL, K.; KANG, T. H. Recycled concrete aggregates: a review. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 7, n. 1, p. 61-69, 2013. <https://doi.org/10.1007/s40069-013-0032-5>.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2 ed. São Paulo: Nicole Pagan Hasparyk, IBRACON, 2014.

MELO, A. V. S. **Diretrizes para a produção de agregado reciclado em usinas de reciclagem de resíduos da construção civil**. 2011. 233 f. Tese (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbano) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2011.

MENG, E. et al. Triaxial compressive strength experiment study of recycled aggregate concrete after high temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 155, p. 542-549, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.101>.

MONCAYO, W. J. Z. **Comportamento residual do concreto leve com pérolas de EPS após situação de incêndio**. 2017. 202f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

NAIK, T. R.; MALHOTRA, V. M.; POPOVICS, J. S. The ultrasonic pulse velocity method. In: MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. **Handbook on Nondestructive Testing of Concrete**. Second Edition. CRC Press, 2003. p. 8-1-8-19. ISBN-10: 0849314852

NAKAMURA, S.; NARITA, N. Bending and shear strengths of partially encased composite I-girders. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, p. 1435–1453, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(03\)00104-4](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00104-4).

NAUS, D. J. **A compilation of elevated temperature concrete material property data and information for use in assessments of nuclear power plant reinforced concrete structures: a compilation of elevated temperature concrete material property data and information for US**. Oak Ridge: US Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, 2010.

NAUS, D. J. **The effect of elevated temperature on concrete materials and structures-a literature review**. Oak Ridge: Oak Ridge National Laboratory, US Nuclear Regulatory Commission, 2006.

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

NOUMOWE, A. N.; SIDDIQUE, R.; DEBICKI, G. Permeability of high-performance concrete subjected to elevated temperature (600 C). **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 5, p. 1855-1861, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.09.023>.



OLIVEIRA, F. G. B. S. **Análise experimental e numérica do comportamento à flexão de vigas formadas por perfis de aço parcialmente revestidas com concreto de resíduos reciclados de concreto.** 2022. 175 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

OLIVEIRA, I. R. et al. **Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico.** São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 224p.

OLIVEIRA, M. J. E.; ASSIS, C. S.; TERNI, A. W. Study on compressed stress, water absorption and modulus of elasticity of produced concrete made by recycled aggregate. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON THE USE OF RECYCLED MATERIALS IN BUILDING AND STRUCTURES, 2004, Barcelona. **Proceeding** [...]. Barcelona, RILEM Publications SARL, 2004. p. 636-642.

OMARY, S.; GHORBEL, E.; WARDEH, G. Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties. **Construction and Building Materials**, v. 108, p. 163-174, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.042>.

OTANI, L. B.; PEREIRA, A. H. A. **Estimativa do módulo de elasticidade estático de concretos utilizando a Técnica de Excitação por Impulso. Informativo técnico-científico.** ATPC Engenharia Física, 2017. 36p.

OTHUMAN, M. A.; WANG, Y. C. Elevated-temperature thermal properties of lightweight foamed concrete. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 2, p. 705-716, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.016>.

PAN, Z. et al. Shear behavior of steel reinforced recycled aggregate concrete beams after exposure to elevated temperatures. **Journal of Building Engineering**, v. 48, p. 103953, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103953>.

PEREIRA, M.F. **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos.** 2014. 186p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores CRESTBOND.** 2016. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2016.

PHAN, L. T. et al. **Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings.** National Institute of Standards and Technology Technical Note, v. 1681, p. 199, 2010.

PILOTO, P.A.G. *et al.* Experimental bending tests of partially encased beams at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 92, p. 23-41, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.05.014>.

PILOTO, P.A.G. *et al.* Experimental investigation of the fire resistance of partially encased beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 121-137, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.09.013>.

PIMENTEL, L. L. et al. Concrete produced with recycled aggregate: a durability analysis for structural use. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, 2020. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000600013>.

PRADHAN, S.; KUMAR, S.; BARAI, S. V. Recycled aggregate concrete: Particle Packing Method (PPM) of mix design approach. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 269-284, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.171>.

QIN, W. Y.; CHEN, Y. L.; CHEN, Z. P. Experimental study on flexural behaviors of steel reinforced recycled coarse aggregate concrete beams. **Applied Mechanics and Materials**, v. 166-169, p. 1614-1619, 2012. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.166-169.1614>.

QUATTRONE, M. et al. Measuring the water absorption of recycled aggregates, what is the best practice for concrete production?. **Construction and Building Materials**, v. 123, p. 690-703, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.019>.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Manual de construção em aço: Estruturas Mistas**. 2. v. 2. ed. Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

RAJ, N.; PATIL, S. G.; BHATTACHARJEE, B. Concrete mix design by packing density method. **IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering**, v. 11, n. 2, p. 34-46, 2014.

REBMANN, M. S. **Robustez de concretos com baixo consumo de cimento Portland: desvios no proporcionamento e variabilidade granulométrica e morfológica dos agregados**. 2016. 252 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

ROBERT, F.; BEAUCOURT, A. L.; COLINA, H. Comportement au feu. In: DE LARRARD, F.; COLINA, H. (Dir.). **Le béton recyclé**. Marne-la-Vallée: Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), 2018. chapitre 13. p. 323-337. 792p. Ouvrages Scientifiques, OSI4, ISBN 978-2-85782-747-4.

ROCHA, F.M. **Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio**. 2012. 269p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

ROCHA, F.M. **Pilares de aço e misto de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio**. 2016. 256p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

RODRIGUES, F. et al. Physical-chemical and mineralogical characterization of fine aggregates from construction and demolition waste recycling plants. **Journal of cleaner production**, v. 52, p. 438-445, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2013.02.023>.

SAINT-PIERRE, F. et al. Concrete quality designation based on ultrasonic pulse velocity. **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 1022-1027, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.158>

SALMON, C.G; JOHNSON, J.E. **Steel structures: design and behavior**, emphasizing load and resistance factor design. Third Edition. New York: Harper and Row, 1990.

SÁNCHEZ, M. **Estudio sobre la utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural**. 2004. 514 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil: Construção, Escola Técnica Superior de Engenheiros de Caminhos, Canais y Puertos, Madrid, 2004.

SATO, R. et al. Flexural behavior of reinforced recycled concrete beams. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 5, n. 1, p. 43-61, 2007. <https://doi.org/10.3151/jact.5.43>.

SBIA, L. A. et al. Evaluation of modified-graphite nanomaterials in concrete nanocomposite based on packing density principles. **Construction and building materials**, v. 76, p. 413-422, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.019>.

SCHIAVON, M. A.; REDONDO, S. U. A; YOSHIDA, I. V. P. Thermal and morphological characterization of basalt continuous fibers. **Cerâmica**, v. 53, n. 326, p. 212-217, 2007. <https://doi.org/10.1590/S0366-69132007000200017>.

SHIN, K.Y. et al. Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures. **Nuclear Engineering and Design**, v. 212, n. 1-3, p. 233-241, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0029-5493\(01\)00487-3](https://doi.org/10.1016/S0029-5493(01)00487-3).

SOUZA, A. A. A.; MORENO JR, A. L. Avaliação do tipo de agregado e da reidratação Do concreto submetido à elevadas temperaturas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, p. 477-493, 2010. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952010000400007>.

ŠTEFAN, R. et al. Thermal, spalling, and mechanical behaviour of various types of cementitious composites exposed to fire: Experimental and numerical analysis. **Construction and Building Materials**, v. 262, p. 119676, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119676>.

SUNAYANA, S.; BARAI, S. V. Flexural performance and tension-stiffening evaluation of reinforced concrete beam incorporating recycled aggregate and fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 174, p. 210-223, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.072>.

SUNAYANA, S.; BARAI, S. V. Recycled aggregate concrete incorporating fly ash: Comparative study on particle packing and conventional method. **Construction and Building Materials**, v. 156, p. 376-386, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.132>.

TAM, V. V. W. Y.; GAO, X. F. X.; TAM, C. C. M. Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 6, p. 1195–1203, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.10.025>.

TAM, V. W.; TAM, C. M.; WANG, Y. Optimization on proportion for recycled aggregate in concrete using two-stage mixing approach. **Construction and Building Materials**, v. 21, p. 1928–1939, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.040>.

VERÍSSIMO, G. de S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 2007.

316 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

VIEIRA, J. P. B.; CORREIA, J. R.; BRITO, J. Post-fire residual mechanical properties of concrete made with recycled concrete coarse aggregates. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 5, p. 533-541, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.02.002>.

WANG, B. et al. A comprehensive review on recycled aggregate and recycled aggregate concrete. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 171, p. 105565, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105565>.

WANG, H. et al. Study of recycled concrete-filled steel tubular columns on the compressive capacity and fire resistance. **Advances in Mechanical Engineering**, v. 9, n. 6, p. 1-13, 2017. <https://doi.org/10.1177/1687814017705064>.

WANG, Y. et al. Effect of elevated temperatures and cooling methods on strength of concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 210, p. 540-547, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.215>.

WARDEH, G.; GHORBEL, E.; GOMART, H. Mix design and properties of recycled aggregate concretes: applicability of Eurocode 2. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 9, n. 1, p. 1-20, 2015. <https://doi.org/10.1007/s40069-014-0087-y>.

WEIDENFELD, G.; AHARON, G.; HOCHBAUM, I. The effect of high temperatures on the effective thermal conductivity of concrete. **Power**, v. 1, n. 2, p. 3-4, 2002.

XING, Z. et al. Aggregate's influence on thermophysical concrete properties at elevated temperature. **Construction and Building Materials**, v. 95, p. 18-28, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.060>.

XING, Z. et al. Influence of the nature of aggregates on the behaviour of concrete subjected to elevated temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 4, p. 392-402, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.01.005>.

YANG, Y. F.; HAN, L. H. Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 12, p. 1310-1324, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.02.010>.

YANG, Y. F.; HOU, R. Experimental study and theoretical analysis on mechanical behavior recycled aggregate concrete filled steel tubular short column after high temperature. **Journal of disaster prevention and mitigation engineering**. v. 32, p. 71-75, 2012.

YANG, H.; ZHAO, H.; LIU, F. Residual cube strength of coarse RCA concrete after exposure to elevated temperatures. **Fire and Materials**, v. 42, n. 4, p. 424-435, 2018. <https://doi.org/10.1002/fam.2508>.

ZAHARIEVA, R. et al. Assessment of the surface permeation properties of recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 2, p. 223-232, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00010-0](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00010-0)

ZEGA, C. J.; DI MAIO, A. A. Recycled concrete exposed to high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v. 58, n. 10, p. 675-682, 2006. <https://doi.org/10.1680/mac.2006.58.10.675>.

ZEGARDŁO, B.; SZELAĞ, M.; OGRODNIK, P. Concrete resistant to spalling made with recycled aggregate from sanitary ceramic wastes–The effect of moisture and porosity on destructive processes occurring in fire conditions. **Construction and Building Materials**, v. 173, p. 58-68, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.030>.

ZEIML, M. et al. How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete?. **Cement and Concrete Research**, v. 36, n. 5, p. 929-942, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.12.018>.

ZEIML, M. et al. Thermo-hydro-chemical couplings considered in safety assessment of shallow tunnels subjected to fire load. **Fire safety journal**, v. 43, n. 2, p. 83-95, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.05.006>.

ZHAO, H.; LIU, F.; YANG, H. Thermal properties of coarse RCA concrete at elevated temperatures. **Applied Thermal Engineering**, v. 140, p. 180-189, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2018.05.032>.

ZHENG, W. et al. Shear behavior of reinforced recycled aggregate concrete beams after exposure to temperatures up to 600° C. **Engineering Structures**, v. 244, p. 112756, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112756>.

ZHU, L. Study on thermal properties of recycled aggregate concrete and recycled concrete blocks. **Construction and Building Materials**, v. 94, p. 620-628, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.058>.

ZORDAN, S. E. **A utilização do entulho como agregado, na confecção do concreto**. 1997. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.

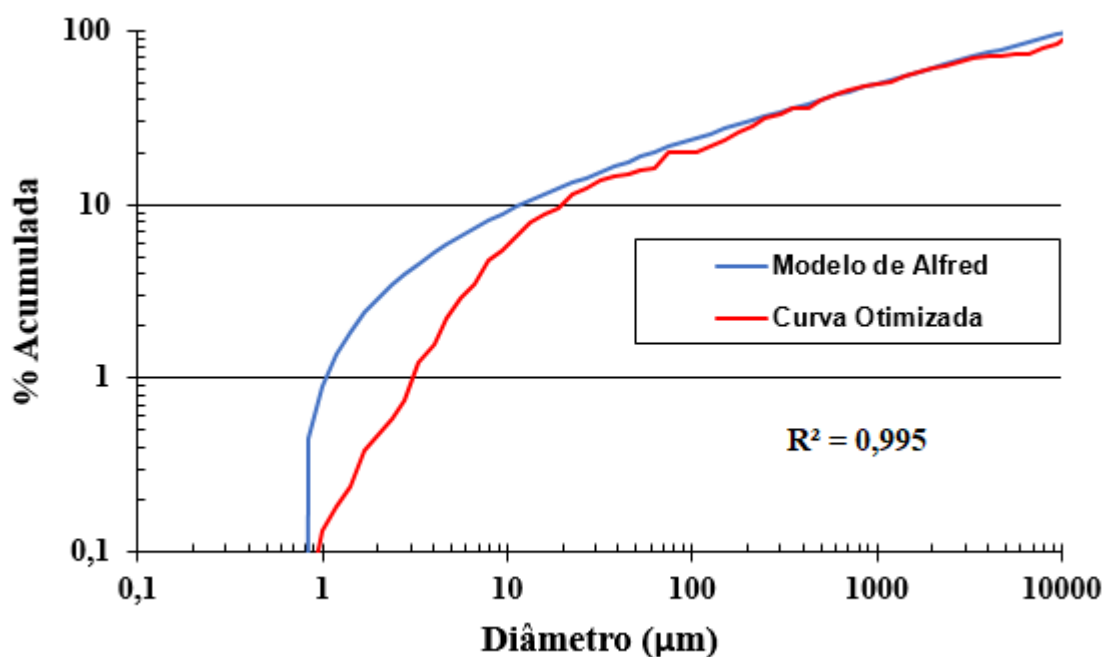
## APÊNDICE A

### AP.A.1 PROCESSO DE OTIMIZAÇÃO DOS CONCRETOS COM ARM

O processo de otimização gerou três diferentes misturas de concreto com agregado reciclado do tipo ARM (C2, C3 e C4) e três com agregado reciclado do tipo ARC (C5, C6 e C7). As curvas experimental e teórica oriundas do empacotamento de partículas estão apresentadas nas Figuras AP.A.1 a AP.A.6.

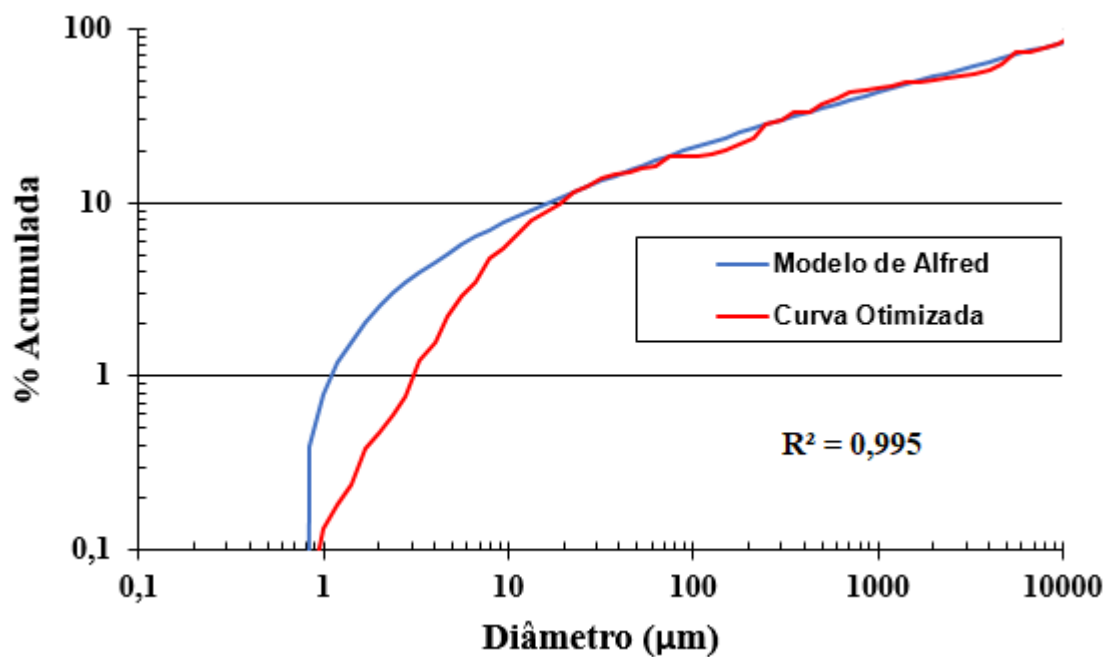
De maneira geral, é possível observar uma melhor correlação entre essas curvas quando comparadas com a Figura 4.12 situada no capítulo 4 (referente ao concreto de referência), principalmente a partir do diâmetro do grão superior a 10  $\mu\text{m}$ . Apesar disso, nos seis casos, há ainda um déficit de partículas finas, menores que 10  $\mu\text{m}$ . Para que essa carência fosse suprida, deveriam ser utilizados materiais finos como sílica e pó de quartzo, por exemplo. Isso foge do escopo desta pesquisa que buscou utilizar unicamente resíduos de construção e demolição como agregados reciclados na cadeia produtiva do concreto.

**Figura AP.A.1** – Composição granulométrica do concreto produzido com areia reciclada do tipo ARM (C2)



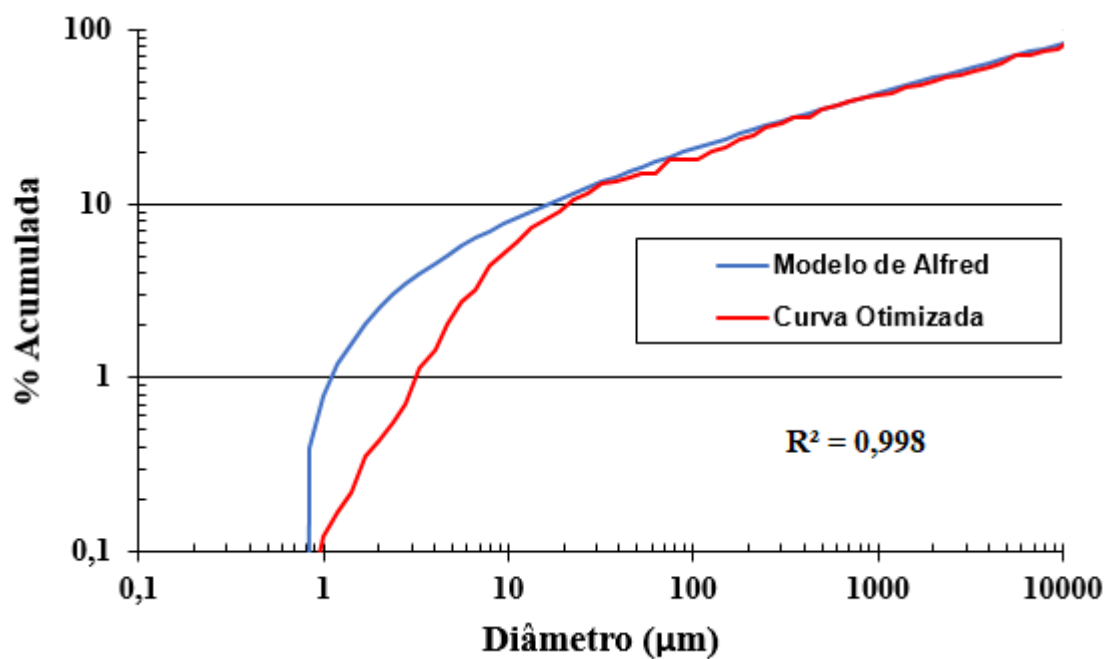
Fonte: Próprio autor.

**Figura AP.A.2** – Composição granulométrica do concreto produzido com agregados graúdos reciclados do tipo ARM (C3)



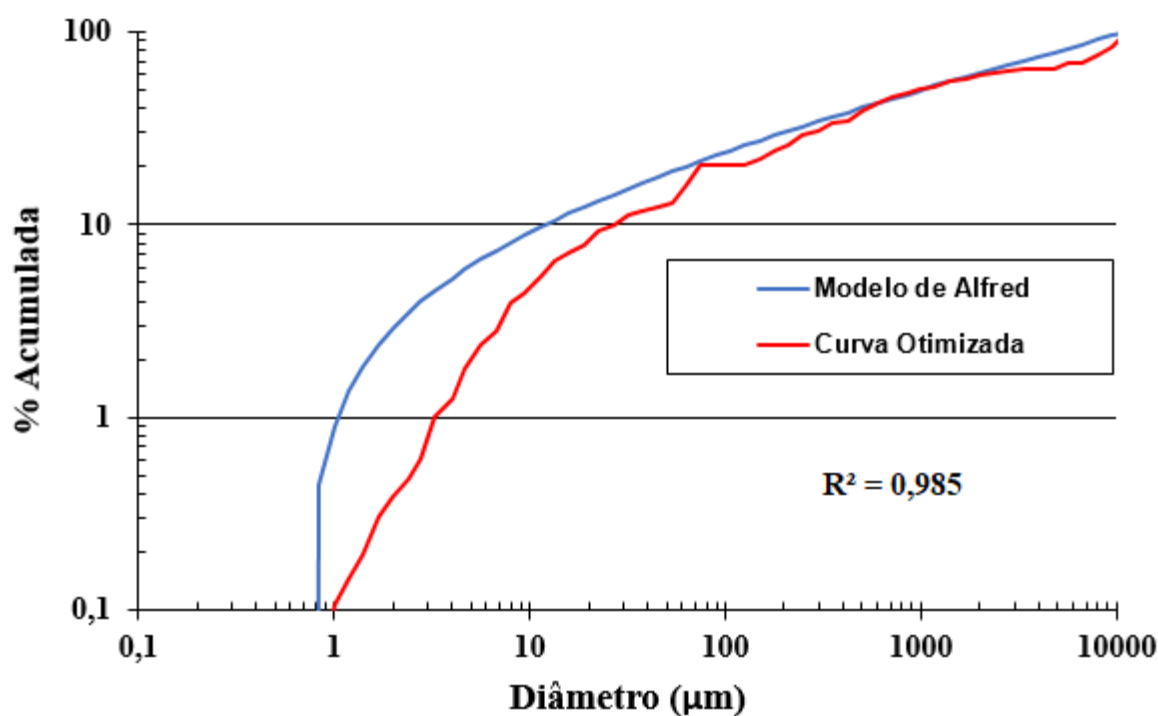
Fonte: Próprio autor.

**Figura AP.A.3** – Composição granulométrica do concreto produzido com todos os agregados reciclados do tipo ARM (C4)



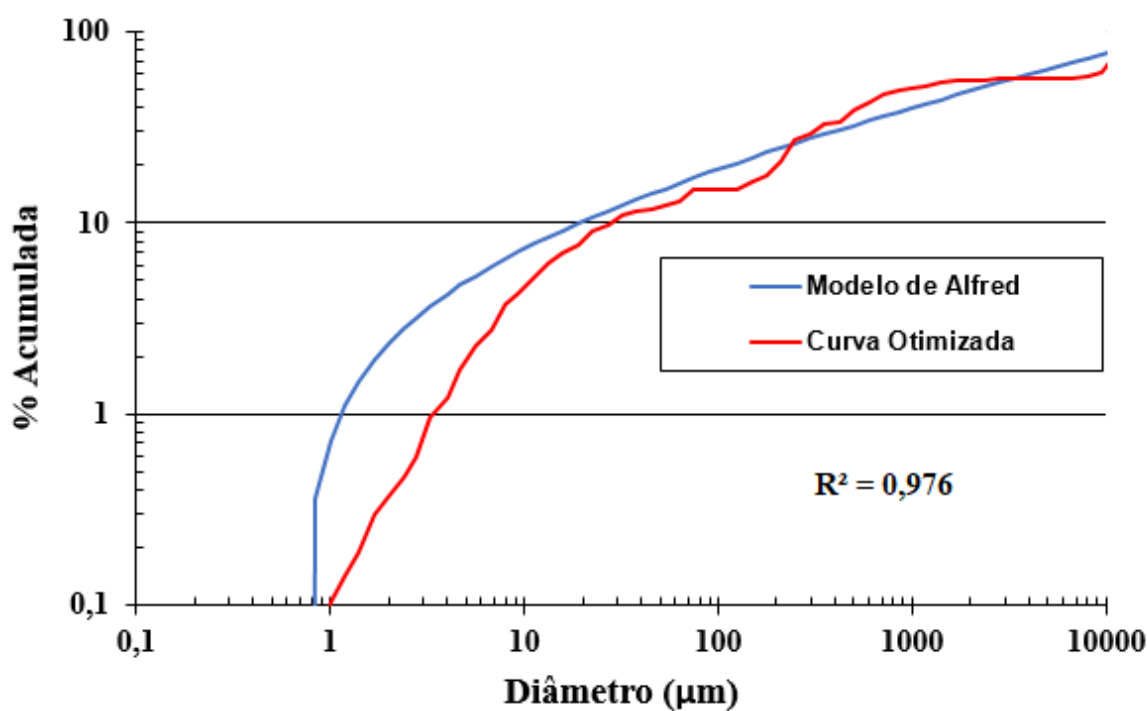
Fonte: Próprio autor.

**Figura AP.A.4** – Composição granulométrica do concreto produzido com areia reciclada do tipo ARC (C5)



Fonte: Próprio autor.

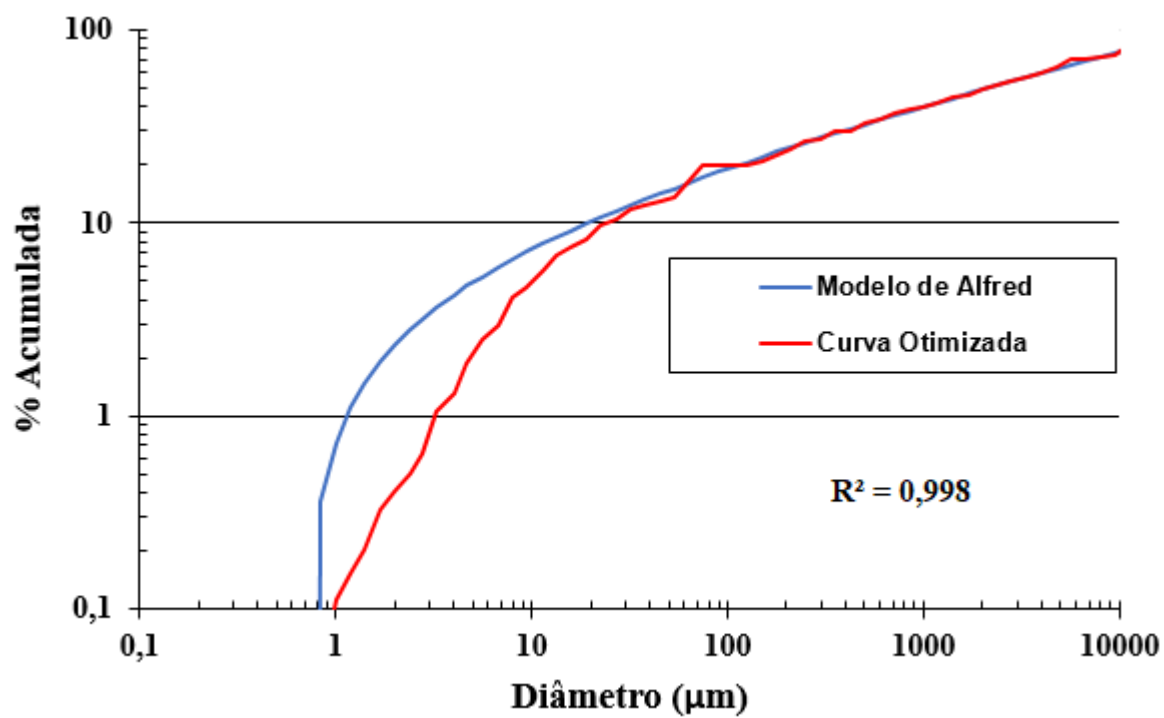
**Figura AP.A.5** – Composição granulométrica do concreto produzido com agregados graúdos reciclados do tipo ARC (C6)



Fonte: Próprio autor.



**Figura AP.A.6** – Composição granulométrica do concreto produzido com todos os agregados reciclados do tipo ARC (C7)



Fonte: Próprio autor.

## APÊNDICE B

---

### AP.B.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A MASSA ESPECÍFICA NO ESTADO FRESCO

O critério de *Chauvenet* é utilizado para verificar se um valor amostral é discrepante em relação aos demais valores de uma amostra. De maneira bem simples, para verificar se um valor suspeito se desvia da média em termos de desvio padrão, calcula-se o termo chamado variação de dados ( $r$ ), dado pela Equação AP.B.1.

$$r = \left| \frac{x - \bar{x}}{S} \right| \quad (\text{Eq. AP.B.1})$$

Na Equação AP.B.1,  $x$  é valor suspeito a ser avaliado,  $\bar{x}$  representa o valor médio da amostra e  $S$  indica o desvio padrão da amostra. Se o valor de  $r$  for menor que o limite máximo de desvios (função do tamanho da amostra), o valor amostral avaliado é aceito. Caso contrário, ele deve ser retirado da amostragem e é necessário calcular mais uma vez a média e o desvio padrão com os dados que se situaram dentro da faixa esperada, obtendo assim, o resultado correto.

As Tabelas AP.B.1 a AP.B.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a massa específica no estado fresco. Foram realizadas três medições para esta propriedade. Portanto, o limite da variação dos dados deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.B.1** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C1

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2447,74	1,04	Ok
2423,04	0,96	Ok
2433,93	0,08	Ok
<b>Média</b>	2434,90	
<b>DP<sup>2</sup></b>	12,38	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,51	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.2** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C2

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2278,53	1,15	Ok
2237,53	0,64	Ok
2240,52	0,51	Ok
<b>Média</b>	2252,19	
<b>DP<sup>2</sup></b>	22,86	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,01	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.3** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C3

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2258,60	0,71	Ok
2272,35	1,14	Ok
2260,64	0,43	Ok
<b>Média</b>	2263,86	
<b>DP<sup>2</sup></b>	7,42	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,33	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.4** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C4

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2119,76	1,11	Ok
2168,26	0,83	Ok
2154,26	0,27	Ok
<b>Média</b>	2147,43	
<b>DP<sup>2</sup></b>	24,96	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,16	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.5** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C5

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2360,52	1,15	Ok
2314,18	0,60	Ok
2315,58	0,55	Ok
<b>Média</b>	2330,09	
<b>DP<sup>2</sup></b>	26,36	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,13	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.6** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C6

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2294,31	1,15	Ok
2336,59	0,53	Ok
2338,88	0,62	Ok
<b>Média</b>	2323,26	
<b>DP<sup>2</sup></b>	25,09	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,08	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.B.7** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica do concreto C7

28 dias		
(kg/m <sup>3</sup> )	r	? <sup>1</sup>
2244,53	1,02	Ok
2215,12	0,98	Ok
2228,96	0,04	Ok
<b>Média</b>	2229,54	
<b>DP<sup>2</sup></b>	14,71	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,66	

<sup>1</sup>?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup>DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup>CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE C

### AP.C.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

As Tabelas AP.C.1 a AP.C.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão. Foram realizadas, a princípio, cinco medições desta propriedade em cada concreto para as idades de estudo. Em alguns casos houve a necessidade de realizar uma menor quantidade de leitura, três ou quatro, em função da disponibilidade do material reciclado. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38, 1,54 e 1,65 para três, quatro e cinco leituras, respectivamente, para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.C.1** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C1

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
26,12	0,29	Ok	36,17	1,15	Ok	43,43	1,01	Ok	52,55	0,56	Ok
26,22	0,19	Ok	33,94	0,57	Ok	42,49	0,58	Ok	49,78	0,29	Ok
25,03	1,40	Ok	33,91	0,59	Ok	40,52	0,33	Ok	50,84	0,04	Ok
27,06	0,67	Ok				37,85	1,56	Ok	54,59	1,18	Ok
27,58	1,21	Ok				41,87	0,29	Ok	45,84	1,49	Ok
<b>Média</b>	26,40		<b>Média</b>	34,67		<b>Média</b>	41,23		<b>Média</b>	50,72	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,98		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,30		<b>DP<sup>2</sup></b>	2,17		<b>DP<sup>2</sup></b>	3,28	
<b>CV<sup>3</sup></b>	3,70		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,74		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,25		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,47	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.C.2** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C2

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
19,76	0,34	Ok	24,38	0,53	Ok	26,77	0,77	Ok	32,99	0,06	Ok
18,81	1,25	Ok	25,62	1,15	Ok	27,15	0,52	Ok	35,00	0,82	Ok
20,58	0,46	Ok	24,31	0,62	Ok	30,15	1,50	Ok	29,64	1,53	Ok
21,58	1,42	Ok				26,78	0,76	Ok	32,67	0,20	Ok
19,81	0,29	Ok				28,73	0,55	Ok	35,35	0,97	Ok
<b>Média</b>	20,11		<b>Média</b>	24,77		<b>Média</b>	27,92		<b>Média</b>	33,13	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,93		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,74		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,49		<b>DP<sup>2</sup></b>	2,28	
<b>CV<sup>3</sup></b>	4,62		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,98		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,33		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,89	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.C.3** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C3

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
16,70	1,18	Ok	25,23	1,34	Ok	26,62	1,14	Ok	27,30	0,95	Ok
15,66	1,27	Ok	23,56	0,31	Ok	24,38	0,44	Ok	31,18	1,07	Ok
16,23	0,07	Ok	23,89	0,02	Ok	24,01	0,70	Ok	31,22	1,09	Ok
16,21	0,02	Ok	22,80	1,05	Ok	24,99	0,01	Ok	28,12	0,53	Ok
									27,82	0,68	Ok
<b>Média</b>	16,20		<b>Média</b>	23,87		<b>Média</b>	25,00		<b>Média</b>	29,13	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,43		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,02		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,15		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,91	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,63		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,25		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,60		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,57	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.C.4** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C4

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	?¹		r	?¹		r	?¹		r	?¹	
13,85	0,86	Ok	20,90	0,52	Ok	21,40	0,31	Ok	19,20	0,78	Ok
13,88	0,81	Ok	18,61	1,38	Ok	21,71	0,59	Ok	21,37	0,15	Ok
15,25	1,17	Ok	21,37	0,91	Ok	21,80	0,67	Ok	20,08	0,52	Ok
14,79	0,50	Ok	20,21	0,05	Ok	21,26	0,18	Ok	26,90	1,45	Ok
						19,15	1,75	<b>Falhou</b>			
<b>Média</b>	14,44		<b>Média</b>	20,27		<b>Média</b>	21,06		<b>Média</b>	21,89	
<b>DP²</b>	0,69		<b>DP²</b>	1,21		<b>DP²</b>	1,09		<b>DP²</b>	3,46	
<b>CV³</b>	4,78		<b>CV³</b>	5,97		<b>CV³</b>	5,18		<b>CV³</b>	15,81	

¹ ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

² DP: Desvio Padrão.

³ CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.C.5** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C5

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	?¹		r	?¹		r	?¹		r	?¹	
16,95	0,96	Ok	22,36	1,23	Ok	29,02	0,71	Ok	31,25	0,27	Ok
17,25	1,53	Ok	25,26	0,25	Ok	28,8	0,55	Ok	32,14	0,84	Ok
17,02	0,38	Ok	23,25	0,77	Ok	26,85	0,85	Ok	28,55	1,43	Ok
17,12	0,45	Ok	25,69	0,47	Ok	26,23	1,30	Ok	29,87	0,59	Ok
16,99	0,63	Ok	27,25	1,27	Ok	29,25	0,88	Ok	32,26	0,91	Ok
<b>Média</b>	17,07		<b>Média</b>	24,76		<b>Média</b>	28,03		<b>Média</b>	30,81	
<b>DP²</b>	0,12		<b>DP²</b>	1,96		<b>DP²</b>	1,39		<b>DP²</b>	1,59	
<b>CV³</b>	0,71		<b>CV³</b>	7,91		<b>CV³</b>	4,95		<b>CV³</b>	5,15	

¹ ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

² DP: Desvio Padrão.

³ CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.C.6** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C6

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
16,73	1,46	Ok	23,58	1,31	Ok	23,44	0,85	Ok	31,76	0,71	Ok
16,26	0,15	Ok	23,05	0,66	Ok	26,46	1,03	Ok	28,01	0,83	Ok
15,92	0,80	Ok	22,30	0,26	Ok	24,03	0,48	Ok	33,45	1,41	Ok
15,82	1,07	Ok	22,11	0,49	Ok	26,62	1,13	Ok	28,48	0,64	Ok
16,30	0,26	Ok	21,50	1,24	Ok	23,47	0,83	Ok	28,47	0,64	Ok
<b>Média</b>	16,21		<b>Média</b>	22,51		<b>Média</b>	24,81		<b>Média</b>	30,03	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,36		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,82		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,60		<b>DP<sup>2</sup></b>	2,43	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,22		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,64		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,45		<b>CV<sup>3</sup></b>	8,09	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.C.7** - Critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão (em MPa) do concreto C7

7 dias			14 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
17,07	0,77	Ok	24,50	1,15	Ok	25,08	0,63	Ok	28,00	0,49	Ok
16,58	0,41	Ok	22,59	0,33	Ok	22,28	0,99	Ok	29,22	1,15	Ok
17,08	0,79	Ok	23,80	0,61	Ok	21,93	1,19	Ok	25,46	0,87	Ok
16,92	0,41	Ok	23,08	0,05	Ok	25,38	0,80	Ok	27,92	0,45	Ok
16,10	1,56	Ok	21,09	1,48	Ok	25,28	0,75	Ok	24,83	1,21	Ok
<b>Média</b>	16,75		<b>Média</b>	23,01		<b>Média</b>	23,99		<b>Média</b>	27,09	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,42		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,30		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,73		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,86	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,51		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,65		<b>CV<sup>3</sup></b>	7,21		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,87	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE D

### AP.D.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL E NA FLEXÃO

As Tabelas AP.D.1 à AP.D.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a resistência à tração por compressão diametral e na flexão. Foram realizadas, três medições destas propriedades em cada concreto, aos 28 e aos 91 dias. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.D.1** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C1

Resistência à tração por compressão diametral						Resistência à tração na flexão					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
3,09	0,82	Ok	4,17	0,97	Ok	6,16	0,84	Ok	6,33	0,37	Ok
3,25	0,30	Ok	3,80	1,03	Ok	6,53	1,11	Ok	6,13	0,76	Ok
3,69	1,12	Ok	4,00	0,05	Ok	6,27	0,26	Ok	7,10	1,13	Ok
<b>Média</b>	3,34		<b>Média</b>	3,99		<b>Média</b>	6,32		<b>Média</b>	6,52	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,31		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,19		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,19		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,51	
<b>CV<sup>3</sup></b>	9,28		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,76		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,01		<b>CV<sup>3</sup></b>	7,82	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.2** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C2

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,73	1,15	Ok	3,79	1,09	Ok	5,32	1,00	Ok	4,83	0,27	Ok
2,30	0,54	Ok	2,30	0,88	Ok	4,18	1,00	Ok	4,65	0,84	Ok
2,28	0,62	Ok	2,81	0,21	Ok	4,75	0,00	Ok	5,27	1,11	Ok
<b>Média</b>	2,44		<b>Média</b>	2,97		<b>Média</b>	4,75		<b>Média</b>	4,92	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,25		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,76		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,57		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,32	
<b>CV<sup>3</sup></b>	10,25		<b>CV<sup>3</sup></b>	25,59		<b>CV<sup>3</sup></b>	12,00		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,50	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.3** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C3

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	?		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,21	1,06	Ok	2,37	0,72	Ok	4,29	0,43	Ok	4,37	0,25	Ok
2,01	0,93	Ok	2,30	0,43	Ok	4,24	0,71	Ok	4,64	1,10	Ok
2,09	0,13	Ok	1,91	1,14	Ok	4,57	1,14	Ok	4,25	0,85	Ok
<b>Média</b>	2,10		<b>Média</b>	2,19		<b>Média</b>	4,37		<b>Média</b>	4,42	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,10		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,25		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,18		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,20	
<b>CV<sup>3</sup></b>	4,76		<b>CV<sup>3</sup></b>	11,42		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,12		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,52	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.4** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C4

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
1,44	1,07	Ok	2,68	1,02	Ok	3,68	0,12	Ok	3,85	1,15	Ok
2,37	0,91	Ok	2,36	0,98	Ok	4,04	1,05	Ok	4,26	0,69	Ok
2,02	0,17	Ok	2,51	0,04	Ok	3,43	0,93	Ok	4,21	0,46	Ok
<b>Média</b>	1,95		<b>Média</b>	2,52		<b>Média</b>	3,72		<b>Média</b>	4,11	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,47		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,16		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,31		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,22	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,24		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,35		<b>CV<sup>3</sup></b>	8,33		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,35	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.5** – Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C5

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,45	1,07	Ok	2,85	0,48	Ok	4,85	0,41	Ok	4,94	0,32	Ok
2,58	0,91	Ok	2,86	0,67	Ok	4,87	0,73	Ok	4,88	1,12	Ok
2,53	0,15	Ok	2,76	1,15	Ok	4,75	1,15	Ok	4,96	0,80	Ok
<b>Média</b>	2,52		<b>Média</b>	2,82		<b>Média</b>	4,82		<b>Média</b>	4,93	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,07		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,06		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,60		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,95		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,33		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,85	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.6-** Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C6

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,88	1,15	Ok	3,17	0,72	Ok	3,68	0,95	Ok	4,25	0,86	Ok
2,29	0,68	Ok	2,99	0,42	Ok	3,75	1,04	Ok	4,36	0,24	Ok
2,36	0,47	Ok	2,08	1,14	Ok	3,87	0,09	Ok	4,60	1,10	Ok
<b>Média</b>	2,51		<b>Média</b>	2,75		<b>Média</b>	3,77		<b>Média</b>	4,40	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,32		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,59		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,10		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,18	
<b>CV<sup>3</sup></b>	12,75		<b>CV<sup>3</sup></b>	21,45		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,55		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,09	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.D.7-** Critério de *Chauvenet* para a resistência à tração (em MPa) do concreto C7

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,31	1,14	Ok	2,49	0,15	Ok	3,99	0,13	Ok	3,95	0,51	Ok
2,38	0,70	Ok	2,77	0,92	Ok	4,30	1,06	Ok	4,31	1,15	Ok
2,37	0,44	Ok	2,05	1,07	Ok	3,78	0,93	Ok	3,92	0,65	Ok
<b>Média</b>	2,35		<b>Média</b>	2,44		<b>Média</b>	4,02		<b>Média</b>	4,06	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,36		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,26		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,22	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,70		<b>CV<sup>3</sup></b>	14,75		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,47		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,42	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE E

### AP.E.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO (MEE) E PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (MED)

As Tabelas AP.E.1 a AP.E.7 e as Tabelas AP.E.8 a AP.E.14 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para os módulos de elasticidade estático e dinâmico, respectivamente, para as idades de 28 e 91 dias. Foram realizadas cinco medições para a primeira propriedade e três medições para a segunda propriedade. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,65 e 1,38 para três e cinco leituras, nessa ordem, para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.E.1** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto C1

28 dias		
	r	? <sup>1</sup>
34741,71	0,53	Ok
34926,88	0,70	Ok
32414,64	1,64	Ok
33894,24	0,26	Ok
34897,16	0,67	Ok
<b>Média</b>	34174,93	
<b>DP<sup>2</sup></b>	1070,71	
<b>CV<sup>3</sup></b>	3,13	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.2** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C2

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
18049,42	0,73	Ok
20129,92	1,63	Ok
18088,97	0,69	Ok
18262,42	0,49	Ok
18944,04	0,28	Ok
<b>Média</b>	18694,95	
<b>DP<sup>2</sup></b>	879,23	
<b>CV<sup>3</sup></b>	4,70	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.E.3** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C3

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
18787,62	0,16	Ok
20036,26	1,14	Ok
16948,41	1,29	Ok
18581,05	0,01	Ok
<b>Média</b>	18588,33	
<b>DP<sup>2</sup></b>	1268,28	
<b>CV<sup>3</sup></b>	6,83	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.E.4** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C4

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
14265,89	1,15	Ok
12407,76	0,82	Ok
12000,57	1,25	Ok
13715,42	0,56	Ok
13520,91	0,36	Ok
<b>Média</b>	13182,11	
<b>DP<sup>2</sup></b>	944,65	
<b>CV<sup>3</sup></b>	7,17	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.E.5** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C5

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
23675,15	0,57	Ok
22777,17	1,36	Ok
23239,28	0,37	Ok
24011,36	1,29	Ok
23345,78	0,14	Ok
<b>Média</b>	23409,4	
<b>DP<sup>2</sup></b>	465,18	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,99	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.6** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C6

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
20995,34	1,38	Ok
24053,12	0,23	Ok
28274,76	1,36	Ok
25762,89	0,41	Ok
24283,40	0,15	Ok
<b>Média</b>	24673,90	
<b>DP<sup>2</sup></b>	2656,21	
<b>CV<sup>3</sup></b>	10,77	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.E.7** – Critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade (em MPa) do concreto

C7

28 dias		
(MPa)	r	? <sup>1</sup>
13083,50	0,89	Ok
14528,38	0,26	Ok
14785,32	0,47	Ok
12794,26	1,12	Ok
15801,22	1,28	Ok
<b>Média</b>	14198,54	
<b>DP<sup>2</sup></b>	1248,70	
<b>CV<sup>3</sup></b>	8,79	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.8** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C1

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
40,30	0,41	Ok	43,91	0,28	Ok	40,95	0,10	Ok	48,66	0,25	Ok
39,98	0,73	Ok	43,21	0,83	Ok	40,18	1,05	Ok	47,78	0,85	Ok
41,90	1,14	Ok	45,65	1,11	Ok	41,51	0,94	Ok	50,64	1,10	Ok
<b>Média</b>	40,73		<b>Média</b>	44,26		<b>Média</b>	40,88		<b>Média</b>	49,03	
<b>DP<sup>2</sup></b>	1,03		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,26		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,67		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,46	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,53		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,84		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,63		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,99	

<sup>1</sup> ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.9** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C2

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
26,66	0,87	Ok	28,34	1,04	Ok	26,46	1,09	Ok	28,29	1,15	Ok
25,20	1,09	Ok	29,72	0,96	Ok	27,96	0,22	Ok	32,58	0,67	Ok
26,18	0,22	Ok	29,11	0,08	Ok	28,71	0,87	Ok	32,15	0,48	Ok
<b>Média</b>	26,01		<b>Média</b>	29,06		<b>Média</b>	27,71		<b>Média</b>	31,01	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,74		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,69		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,15		<b>DP<sup>2</sup></b>	2,36	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,86		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,38		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,13		<b>CV<sup>3</sup></b>	7,62	

<sup>1</sup> ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.10** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C3

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
27,34	0,78	Ok	28,71	1,08	Ok	30,65	0,36	Ok	32,73	0,39	Ok
28,04	1,13	Ok	30,20	0,89	Ok	31,29	1,13	Ok	33,40	1,14	Ok
27,50	0,35	Ok	29,68	0,20	Ok	30,47	0,77	Ok	32,57	0,75	Ok
<b>Média</b>	27,63		<b>Média</b>	29,53		<b>Média</b>	30,80		<b>Média</b>	32,90	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,37		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,76		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,43		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,44	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,33		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,56		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,40		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,34	

<sup>1</sup> ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.11** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C4

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
22,79	1,15	Ok	24,92	0,95	Ok	25,10	1,13	Ok	27,18	0,89	Ok
21,56	0,67	Ok	23,70	1,04	Ok	23,93	0,77	Ok	26,40	0,19	Ok
21,69	0,48	Ok	24,39	0,09	Ok	24,18	0,36	Ok	25,00	1,08	Ok
<b>Média</b>	22,01		<b>Média</b>	24,34		<b>Média</b>	24,40		<b>Média</b>	26,19	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,68		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,61		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,62		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,10	
<b>CV<sup>3</sup></b>	3,07		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,51		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,52		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,22	

<sup>1</sup> ? : Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.12** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C5

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
30,12	0,92	Ok	31,01	0,90	Ok	33,26	0,99	Ok	33,03	0,99	Ok
28,25	1,06	Ok	30,19	0,17	Ok	31,22	1,01	Ok	35,01	1,01	Ok
29,38	0,14	Ok	28,78	1,08	Ok	32,28	0,023	Ok	33,99	0,02	Ok
<b>Média</b>	29,25		<b>Média</b>	29,99		<b>Média</b>	32,25		<b>Média</b>	34,01	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,94		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,13		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,02		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,99	
<b>CV<sup>3</sup></b>	3,22		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,76		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,16		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,91	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.13** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C6

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
31,21	1,11	Ok	33,71	0,44	Ok	32,27	0,84	Ok	38,04	0,42	Ok
31,76	0,84	Ok	33,64	0,70	Ok	32,39	0,26	Ok	37,90	0,72	Ok
31,60	0,27	Ok	34,14	1,15	Ok	32,67	1,10	Ok	38,77	1,14	Ok
<b>Média</b>	31,52		<b>Média</b>	33,83		<b>Média</b>	32,44		<b>Média</b>	38,24	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,28		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,27		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,21		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,47	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,90		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,80		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,63		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,22	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.E.14** – Critério de *Chauvenet* para o MED (em GPa) do concreto C7

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
26,45	1,10	Ok	28,44	0,85	Ok	29,45	0,46	Ok	31,58	0,29	Ok
26,66	0,23	Ok	28,51	0,25	Ok	29,43	0,69	Ok	31,52	0,82	Ok
26,76	0,86	Ok	28,67	1,10	Ok	29,59	1,15	Ok	31,74	1,11	Ok
<b>Média</b>	26,62		<b>Média</b>	28,54		<b>Média</b>	29,49		<b>Média</b>	31,61	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,16		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,12		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,09		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,11	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,59		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,41		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,30		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,36	

<sup>1</sup>?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE F

### AP.F.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO, PARA O ÍNDICE DE VAZIOS E PARA A MASSA ESPECÍFICA REAL

As Tabelas AP.F.1 a AP.F.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a absorção de água e para o índice de vazios e as Tabelas AP.F.8 a AP.F.14 trazem os resultados desse mesmo critério para a massa específica real. Foram realizadas três medições para a cada propriedade. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.F.1** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C1

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
3,09%	0,64	Ok	2,49%	0,81	Ok	7,31%	0,49	Ok	5,91%	0,84	Ok
3,11%	0,51	Ok	3,33%	1,12	Ok	7,23%	0,66	Ok	7,74%	1,10	Ok
3,47%	1,15	Ok	2,71%	0,30	Ok	8,11%	1,15	Ok	6,46%	0,26	Ok
<b>Média</b>	3,22%		<b>Média</b>	2,84%		<b>Média</b>	7,55%		<b>Média</b>	6,70%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,21%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,43%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,49%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,94%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	6,59		<b>CV<sup>3</sup></b>	8,10		<b>CV<sup>3</sup></b>	6,50		<b>CV<sup>3</sup></b>	9,55	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.2** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C2

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
5,41%	0,85	Ok	4,25%	0,25	Ok	11,50%	0,66	Ok	9,14%	0,93	Ok
5,53%	0,26	Ok	4,27%	0,85	Ok	11,57%	0,49	Ok	9,10%	0,12	Ok
5,81%	1,10	Ok	4,20%	1,10	Ok	12,31%	1,15	Ok	9,03%	1,06	Ok
<b>Média</b>	5,58%		<b>Média</b>	4,24%		<b>Média</b>	11,79%		<b>Média</b>	9,09%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,21%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,45%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	3,75		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,84		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,78		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,59	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.3** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C3

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
4,61%	0,77	Ok	5,15%	0,77	Ok	9,78%	0,76	Ok	10,90%	0,74	Ok
5,25%	0,36	Ok	5,27%	0,36	Ok	10,98%	0,37	Ok	11,11%	0,39	Ok
7,54%	1,13	Ok	5,69%	1,13	Ok	15,52%	1,13	Ok	12,01%	1,14	Ok
<b>Média</b>	5,80%		<b>Média</b>	5,37%		<b>Média</b>	12,09%		<b>Média</b>	11,34%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,54%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,28%		<b>DP<sup>2</sup></b>	3,02%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,59%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	9,31		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,23		<b>CV<sup>3</sup></b>	25,00		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,18	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.F.4** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C4

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
10,91%	0,27	Ok	7,96%	1,06	Ok	20,98%	0,28	Ok	15,62%	1,06	Ok
9,39%	1,11	Ok	7,05%	0,14	Ok	18,27%	1,11	Ok	14,03%	0,12	Ok
11,53%	0,84	Ok	6,46%	0,92	Ok	22,06%	0,83	Ok	12,93%	0,93	Ok
<b>Média</b>	10,61%		<b>Média</b>	7,15%		<b>Média</b>	20,44%		<b>Média</b>	14,20%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	1,10%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,75%		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,95%		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,35%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	10.35		<b>CV<sup>3</sup></b>	10.53		<b>CV<sup>3</sup></b>	9.55		<b>CV<sup>3</sup></b>	9.53	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.5** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C5

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
5,01%	1,08	Ok	4,41%	0,46	Ok	10,61%	1,14	Ok	9,88%	0,66	Ok
4,26%	0,88	Ok	4,55%	1,15	Ok	9,25%	0,40	Ok	8,95%	1,15	Ok
4,52%	0,20	Ok	4,39%	0,69	Ok	8,96%	0,73	Ok	9,79%	0,49	Ok
<b>Média</b>	4,60%		<b>Média</b>	4,45		<b>Média</b>	9,61%		<b>Média</b>	9,54%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,38%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,09		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,88%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,51%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	8.28		<b>CV<sup>3</sup></b>	1.96		<b>CV<sup>3</sup></b>	9.17		<b>CV<sup>3</sup></b>	5.38	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.6** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C6

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
4,41%	1,08	Ok	4,54%	0,55	Ok	9,62%	1,08	Ok	9,99%	0,40	Ok
5,16%	0,19	Ok	4,94%	1,15	Ok	11,27%	0,20	Ok	10,74%	1,14	Ok
5,58%	0,89	Ok	4,53%	0,61	Ok	12,15%	0,89	Ok	9,83%	0,74	Ok
<b>Média</b>	5,05%		<b>Média</b>	4,67%		<b>Média</b>	11,01%		<b>Média</b>	10,19%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,59%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,24%		<b>DP<sup>2</sup></b>	1,28%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,49%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	11,78		<b>CV<sup>3</sup></b>	5,05		<b>CV<sup>3</sup></b>	11,65		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,77	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.7** – Critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e para o índice de vazios do concreto C7

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
8,43%	0,03	Ok	7,20%	0,32	Ok	16,79%	0,24	Ok	14,53%	0,31	Ok
8,83%	1,01	Ok	6,85%	1,12	Ok	17,82%	1,10	Ok	13,97%	1,12	Ok
8,06%	0,98	Ok	7,32%	0,80	Ok	16,31%	0,86	Ok	14,73%	0,81	Ok
<b>Média</b>	8,44%		<b>Média</b>	7,12%		<b>Média</b>	16,97%		<b>Média</b>	14,41%	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,39%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,24%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,77%		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,40%	
<b>CV<sup>3</sup></b>	4,60		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,38		<b>CV<sup>3</sup></b>	4,53		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,75	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.8** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C1

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	2,56	0,70	Ok	2,52	0,80	Ok
	2,50	1,15	Ok	2,52	0,32	Ok
	2,55	0,44	Ok	2,54	1,12	Ok
<b>Média</b>	2,54			<b>Média</b>	2,53	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03			<b>DP<sup>2</sup></b>	0,01	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,18			<b>CV<sup>3</sup></b>	0,40	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.F.9** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C2

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	2,40	0,36	Ok	2,37	0,70	Ok
	2,37	1,13	Ok	2,34	1,15	Ok
	2,41	0,77	Ok	2,36	0,44	Ok
<b>Média</b>	2,39			<b>Média</b>	2,36	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02			<b>DP<sup>2</sup></b>	0,01	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,03			<b>CV<sup>3</sup></b>	0,55	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.10** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C3

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	2,35	0,55	Ok	2,37	0,47	Ok
	2,35	0,60	Ok	2,37	0,68	Ok
	2,43	1,15	Ok	2,40	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,38			<b>Média</b>	2,38	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05			<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,05			<b>CV<sup>3</sup></b>	0,65	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.F.11** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C4

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	2,33	0,94	Ok	2,43	0,28	Ok
	2,32	0,11	Ok	2,38	1,11	Ok
	2,30	1,05	Ok	2,46	0,83	Ok
<b>Média</b>	2,31			<b>Média</b>	2,42	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,01			<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,61			<b>CV<sup>3</sup></b>	1,60	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.12** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C5

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,52	1,15	Ok	2,48	0,22	Ok
2,42	0,67	Ok	2,42	1,09	Ok
2,43	0,48	Ok	2,51	0,87	Ok
<b>Média</b>	2,46		<b>Média</b>	2,47	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05	
<b>CV<sup>3</sup></b>	2,24		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,86	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.**Tabela AP.F.13** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C6

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
2,45	0,82	Ok	2,42	1,12	Ok
2,44	0,29	Ok	2,46	0,30	Ok
2,41	1,11	Ok	2,48	0,82	Ok
<b>Média</b>	2,43		<b>Média</b>	2,45	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,78		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,31	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.F.14** – Critério de *Chauvenet* para a massa específica real (em g/cm<sup>3</sup>) do concreto

C7

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	2,36	0,61	Ok	2,39	0,95	Ok
	2,37	1,15	Ok	2,45	1,05	Ok
	2,36	0,55	Ok	2,42	0,10	Ok
<b>Média</b>	2,36			<b>Média</b>	2,42	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,00			<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,19			<b>CV<sup>3</sup></b>	1,27	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE G

### AP.G.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

As Tabelas AP.G.1 a AP.G.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a absorção de água por capilaridade em 72 horas. Foram realizadas três medições para a cada propriedade. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.G.1** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C1

28 dias			91 dias		
$r$		? <sup>1</sup>	$r$		? <sup>1</sup>
0,42	0,06	Ok	0,39	0,77	Ok
0,39	0,97	Ok	0,35	0,36	Ok
0,45	1,03	Ok	0,20	1,13	Ok
<b>Média</b>	0,42		<b>Média</b>	0,31	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,10	
<b>CV<sup>3</sup></b>	6,92		<b>CV<sup>3</sup></b>	31,77	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.G.2** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C2

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,51	0,09	Ok	0,35	0,93	Ok
0,47	1,04	Ok	0,33	0,13	Ok
0,54	0,95	Ok	0,30	1,06	Ok
<b>Média</b>	0,51		<b>Média</b>	0,33	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03	
<b>CV<sup>3</sup></b>	7,30		<b>CV<sup>3</sup></b>	8,24	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.G.3** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C3

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,58	1,09	Ok	0,54	0,03	Ok
0,68	0,23	Ok	0,52	1,01	Ok
0,72	0,87	Ok	0,55	0,99	Ok
<b>Média</b>	0,66		<b>Média</b>	0,54	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,07		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02	
<b>CV<sup>3</sup></b>	10,91		<b>CV<sup>3</sup></b>	2,97	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.G.4** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C4

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,81	1,03	Ok	0,53	0,56	Ok
0,97	0,07	Ok	0,53	0,59	Ok
1,10	0,96	Ok	0,60	1,15	Ok
<b>Média</b>	0,96		<b>Média</b>	0,56	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,15		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,04	
<b>CV<sup>3</sup></b>	15,26		<b>CV<sup>3</sup></b>	7,75	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.G.5** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C5

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,37	0,09	Ok	0,35	1,04	Ok
0,41	1,04	Ok	0,31	0,10	Ok
0,34	0,95	Ok	0,28	0,95	Ok
<b>Média</b>	0,37		<b>Média</b>	0,31	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,03	
<b>CV<sup>3</sup></b>	9,41		<b>CV<sup>3</sup></b>	11,21	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.G.6** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C6

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,39	1,09	Ok	0,42	0,24	Ok
0,42	0,87	Ok	0,31	1,10	Ok
0,41	0,22	Ok	0,47	0,86	Ok
<b>Média</b>	0,41		<b>Média</b>	0,40	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,08	
<b>CV<sup>3</sup></b>	4,78		<b>CV<sup>3</sup></b>	20,59	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.G.7** – Critério de *Chauvenet* para a absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) do concreto C7

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
0,97	0,27	Ok	0,75	0,87	Ok
1,00	0,84	Ok	0,73	0,22	Ok
0,90	1,11	Ok	0,70	1,09	Ok
<b>Média</b>	0,95		<b>Média</b>	0,73	
<b>DP<sup>2</sup></b>	0,05		<b>DP<sup>2</sup></b>	0,02	
<b>CV<sup>3</sup></b>	5,14		<b>CV<sup>3</sup></b>	3,21	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE H

### AP.H.1 RESULTADOS PARA A ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

As Tabelas AP.H.1 e AP.H.2 apresentam os valores para a absorção de água por capilaridade dos concretos em 3, 6, 24, 48 e 72 hs aos 28 e aos 91 dias.

**Tabela AP.H.1** – Absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) de cada concreto aos 28 dias

	3 hs	6 hs	24 hs	48 hs	72 hs
<b>C1</b>	0,14	0,18	0,30	0,38	0,42
<b>C2</b>	0,24	0,29	0,44	0,48	0,51
<b>C3</b>	0,24	0,31	0,51	0,62	0,66
<b>C4</b>	0,32	0,42	0,70	0,90	0,96
<b>C5</b>	0,24	0,27	0,34	0,36	0,37
<b>C6</b>	0,25	0,29	0,37	0,39	0,41
<b>C7</b>	0,42	0,52	0,73	0,86	0,95

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.H.2** – Absorção por capilaridade (em g/cm<sup>2</sup>) de cada concreto aos 91 dias

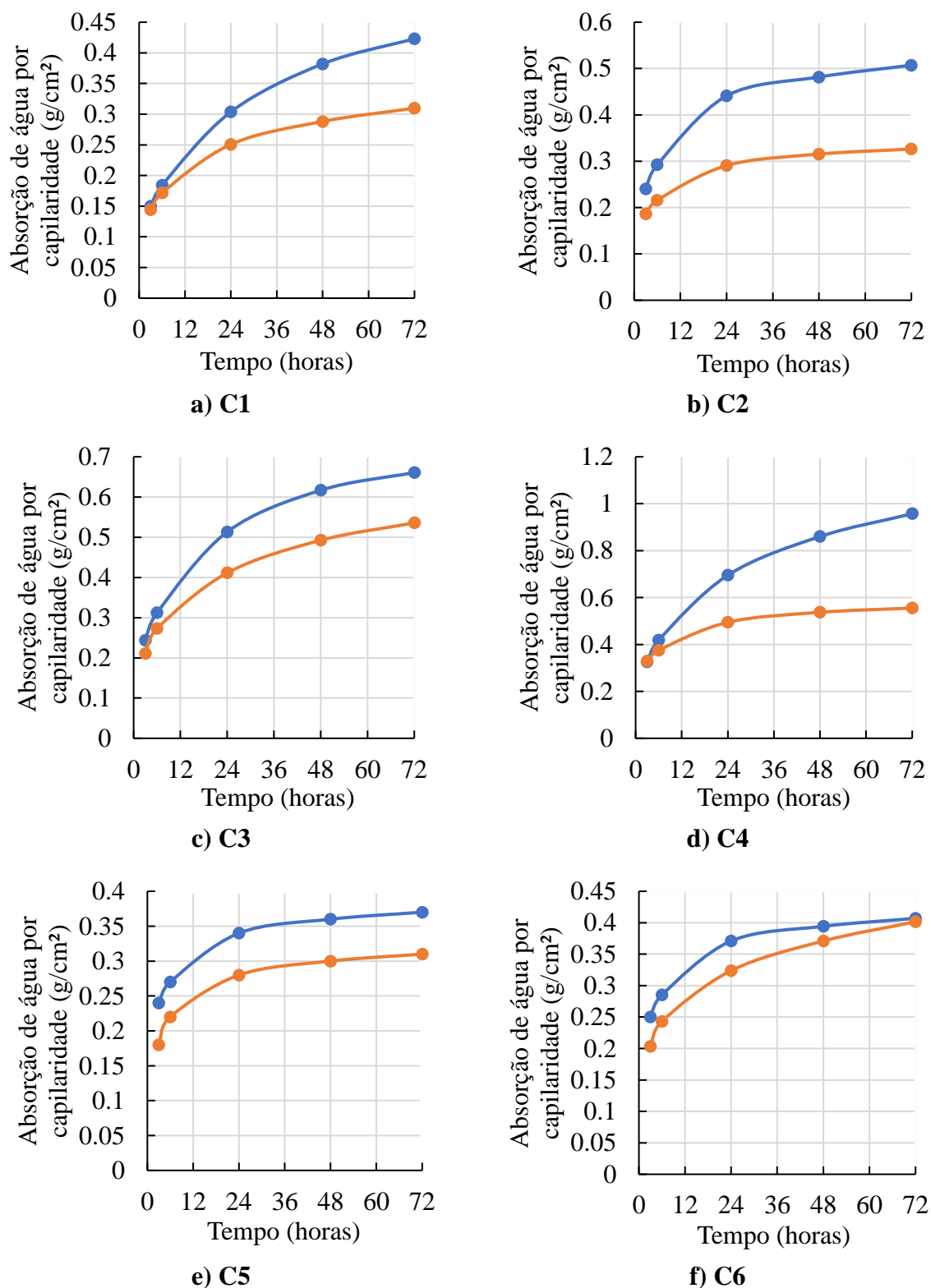
	3 hs	6 hs	24 hs	48 hs	72 hs
<b>C1</b>	0,14	0,17	0,25	0,28	0,31
<b>C2</b>	0,19	0,22	0,29	0,32	0,33
<b>C3</b>	0,21	0,27	0,41	0,49	0,54
<b>C4</b>	0,33	0,38	0,49	0,54	0,55
<b>C5</b>	0,18	0,22	0,28	0,30	0,31
<b>C6</b>	0,20	0,24	0,32	0,37	0,40
<b>C7</b>	0,31	0,39	0,56	0,66	0,73

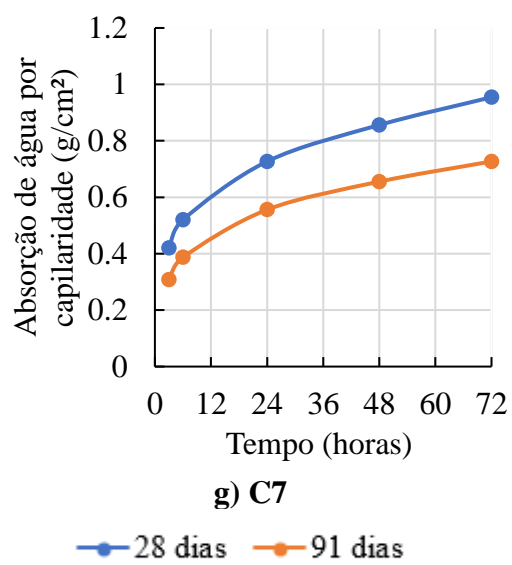
**Fonte:** Próprio autor.

Com base nas tabelas apresentadas, é possível observar o comportamento da absorção de água por capilaridade em função do tempo para os concretos. Nesse sentido, a partir dos

gráficos mostrados na Figura AP.H.1, nota-se que a tendência dessa propriedade é ficar constante depois de 48 e 72 hs, tendo em vista que a taxa de crescimento diminui em função do tempo.

**Figura AP.H.1** – Evolução da absorção por capilaridade em função do tempo





Fonte: Próprio autor.

## APÊNDICE I

### AP.I.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A VELOCIDADE DO PULSO ULTRASSÔNICO

As Tabelas AP.I.1 a AP.I.7 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico. Foram realizadas três medições para a cada propriedade. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados.

**Tabela AP.I.1** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C1

28 dias			91 dias			
	$r$	? <sup>1</sup>		$r$	? <sup>1</sup>	
	4593,30	0,02	Ok	4695,80	0,32	Ok
	4563,70	0,99	Ok	4689,40	0,80	Ok
	4624,90	1,01	Ok	4715,00	1,12	Ok
<b>Média</b>	4593,97			<b>Média</b>	4700,07	
<b>DP<sup>2</sup></b>	30,61			<b>DP<sup>2</sup></b>	13,32	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,67			<b>CV<sup>3</sup></b>	0,28	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados ( $r$ ) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.I.2** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C2

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
3993,09	1,15	Ok	4103,10	0,75	Ok
3939,57	0,57	Ok	4105,10	0,39	Ok
3939,26	0,58	Ok	4113,60	1,14	Ok
<b>Média</b>	3957,31		<b>Média</b>	4107,27	
<b>DP<sup>2</sup></b>	30,99		<b>DP<sup>2</sup></b>	5,58	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,23		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,42	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.I.3** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C3

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
4068,70	1,09	Ok	4256,40	0,89	Ok
4122,80	0,88	Ok	4262,70	0,20	Ok
4104,10	0,20	Ok	4274,50	1,08	Ok
<b>Média</b>	4098,53		<b>Média</b>	4264,53	
<b>DP<sup>2</sup></b>	27,48		<b>DP<sup>2</sup></b>	9,19	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,67		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,22	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.I.4** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C4

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
3893,10	1,11	Ok	3917,10	0,35	Ok
3822,80	0,84	Ok	3928,20	0,78	Ok
3843,60	0,26	Ok	3878,70	1,13	Ok
<b>Média</b>	3853,17		<b>Média</b>	3908,00	
<b>DP<sup>2</sup></b>	36,11		<b>DP<sup>2</sup></b>	25,97	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,94		<b>CV<sup>3</sup></b>	0,66	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.I.5** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C5

28 dias			91 dias		
r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
4071,99	0,05	Ok	4199,25	0,51	Ok
4135,24	1,03	Ok	4205,14	0,64	Ok
4018,32	0,97	Ok	4124,33	1,15	Ok
<b>Média</b>	4075,18		<b>Média</b>	4176,24	
<b>DP<sup>2</sup></b>	58,52		<b>DP<sup>2</sup></b>	45,05	
<b>CV<sup>3</sup></b>	1,44		<b>CV<sup>3</sup></b>	1,08	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.I.6** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C6

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	4252,00	0,85	Ok	4559,20	1,01	Ok
	4293,20	1,10	Ok	4582,20	0,98	Ok
	4264,60	0,25	Ok	4571,21	0,03	Ok
<b>Média</b>	4269,93			<b>Média</b>	4570,87	
<b>DP<sup>2</sup></b>	21,11			<b>DP<sup>2</sup></b>	11,50	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,49			<b>CV<sup>3</sup></b>	0,25	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.I.7** – Critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico (em m/s) do concreto C7

28 dias			91 dias			
	r	? <sup>1</sup>		r	? <sup>1</sup>	
	3998,80	0,97	Ok	4239,70	1,15	Ok
	3984,20	0,06	Ok	4159,80	0,50	Ok
	3966,90	1,03	Ok	4152,60	0,65	Ok
<b>Média</b>	3983,30			<b>Média</b>	4184,03	
<b>DP<sup>2</sup></b>	15,97			<b>DP<sup>2</sup></b>	48,34	
<b>CV<sup>3</sup></b>	0,40			<b>CV<sup>3</sup></b>	1,16	

<sup>1</sup> ?: Verifica se a variação dos dados (r) é menor que o limite permitido.

<sup>2</sup> DP: Desvio Padrão.

<sup>3</sup> CV: Coeficiente de Variação (%).

**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE J

### AP.J.1 ANOVA E TESTE DE TUKEY

#### AP.J.1.1 ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)

As Tabelas AP.J.1 e AP.J.2 apresentam os resultados da ANOVA aplicada nos dados experimentais das propriedades dos concretos aos 28 e aos 91 dias, respectivamente. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{Crítico}$  e o *valor p*  $< 0,05$ . O teste indicou diferenças significativas entre os sete traços de concreto para todas as propriedades analisadas, de modo que esses concretos não são semelhantes estatisticamente.

**Tabela AP.J.1** – Aplicação da análise de variância (ANOVA) para os concretos aos 28 dias

Propriedade	<i>F</i>	<i>F</i> <sub>crítico</sub>	<i>valor p</i>
Massa específica no estado fresco	59,80	2,85	$3,54 \times 10^{-9}$
Resistência à compressão	84,8	2,85	$8,11 \times 10^{-16}$
Resistência à tração por compressão diametral	8,32	2,85	0,000569
Resistência à tração na flexão	29,96	2,85	$3,25 \times 10^{-7}$
Módulo de elasticidade estático	135,8	2,85	$7,2 \times 10^{-19}$
Módulo de elasticidade dinâmico (flexional)	229,1	2,85	$3,75 \times 10^{-13}$
Módulo de elasticidade dinâmico (longitudinal)	161,7	2,85	$4,13 \times 10^{-12}$
Absorção de água por imersão	30,66	2,85	$2,80 \times 10^{-7}$
Índice de vazios	25,17	2,85	$9,77 \times 10^{-7}$
Massa específica real	14,81	2,85	$2,42 \times 10^{-5}$
Absorção de água por capilaridade (72 hs)	41,88	2,85	$3,73 \times 10^{-8}$
Velocidade do pulso ultrassônico	158,5	2,85	$4,75 \times 10^{-12}$

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.2** – Aplicação da análise de variância (ANOVA) para os concretos aos 91 dias

<b>Propriedade</b>	<b>F</b>	<b>F<sub>crítico</sub></b>	<b>valor p</b>
Resistência à compressão	65,47	2,64	8,11 x 10 <sup>-15</sup>
Resistência à tração por compressão diametral	6,058	3,11	0,002654
Resistência à tração na flexão	28,2	3,11	4,77 x 10 <sup>-7</sup>
Módulo de elasticidade dinâmico (flexional)	192,7	3,11	1,24 x 10 <sup>-9</sup>
Módulo de elasticidade dinâmico (longitudinal)	107,2	3,11	6,91 x 10 <sup>-11</sup>
Absorção de água por imersão	53,83	3,11	7,14 x 10 <sup>-9</sup>
Índice de vazios	43,46	3,11	2,93 x 10 <sup>-8</sup>
Massa específica real	10,92	3,11	1,79 x 10 <sup>-5</sup>
Absorção de água por capilaridade (72 hs)	24,84	3,11	1,06 x 10 <sup>-6</sup>
Velocidade do pulso ultrassônico	287,6	3,11	7,77 x 10 <sup>-14</sup>

**Fonte:** Próprio autor.

#### AP.J.1.2 TESTE DE TUKEY

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si quanto para uma determinada propriedade. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um *valor p* < 0,05. As Tabelas AP.J.3 a AP.J.22 mostram o *valor p* encontrado nos testes, indicando quais os concretos apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em amarelo) aos 28 e aos 91 dias.

Nota-se que em cada tabela, a nomenclatura dos traços de concreto foi representada na vertical e na horizontal. Isso foi realizado para apontar o modo em que o teste estatístico foi feito, isto é, comparando um concreto na vertical e outro na horizontal. Os resultados mostram que em quase todas as análises, o concreto de referência foi estatisticamente diferente dos demais concretos com agregados reciclados no que diz respeito às propriedades analisadas. Em relação à análise comparativa entre os concretos com agregados reciclados, em algumas propriedades eles se mostraram significativamente semelhantes e em outras significativamente diferentes entre si, impossibilitando determinar um padrão entre os comportamentos desses compósitos.

**Tabela AP.J.3 – Teste de Tukey para a massa específica no estado fresco**

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		4,789E-07	1,09E-06	1,26E-09	0,0003002	0,0001545	1,09E-07
C2			0,9902	0,0003015	0,00494	0,01041	0,811
C3				9,81E-05	0,01772	0,03738	0,4195
C4					4,804E-07	7,734E-07	0,003134
C5						0,9995	0,0004585
C6							0,0009203
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.4 – Teste de Tukey para a resistência à compressão aos 28 dias**

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		4,539E-12	2101E-13	3,708E-14	5,523E-12	6,906E-14	4,641E-12
C2			0,1088	3,005E-05	1	0,04961	0,00694
C3				0,05182	0,08691	1	0,9546
C4					2,275E-05	0,0539	0,2515
C5						0,03822	0,005193
C6							0,9787
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.5 – Teste de Tukey para a resistência à compressão aos 91 dias**

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		1,739E-10	1,521E-12	1,388E-14	1,033E-11	4,202E-12	1,772E-13
C2			0,1705	4,553E-06	0,745	0,438	0,009067
C3				0,002527	0,9261	0,9968	0,8374
C4					0,0001739	0,0006033	0,05181
C5						0,9986	0,2341
C6							0,4952
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.6** – Teste de Tukey para a resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,01324	0,0008755	0,0002577	0,02652	0,0244	0,006619
C2			0,7269	0,3272	0,9997	0,9998	0,9997
C3				0,9879	0,5072	0,5332	0,9035
C4					0,1862	0,2	0,5245
C5						1	0,9851
C6							0,9891
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.7** – Teste de Tukey para a resistência à tração por compressão diametral aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,09229	0,001454	0,008197	0,04343	0,02872	0,005311
C2			0,3016	0,8192	0,9993	0,993	0,6921
C3				0,9531	0,5185	0,6519	0,9882
C4					0,9633	0,9912	1
C5						1	0,8986
C6							0,9614
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.8** – Teste de Tukey para a resistência à tração na flexão aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,0001488	1,283E-05	3,885E-07	0,0002467	4,955E-07	1,843E-06
C2			0,6573	0,007774	0,9999	0,01149	0,08342
C3				0,1452	0,4757	0,2044	0,754
C4					0,004396	1	0,833
C5						0,006481	0,04794
C6							0,917
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.9** – Teste de Tukey para a resistência à tração na flexão aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		8,517E-05	3,779E-06	6,85E-07	9,121E-05	3,435E-06	5,392E-07
C2			0,3532	0,03659	1	0,3195	0,02517
C3				0,7992	0,3327	1	0,6875
C4					0,03378	0,8346	1
C5						0,3003	0,02323
C6							0,7291
C7							

Fonte: Próprio autor.

**Tabela AP.J.10** – Teste de Tukey para o módulo de elasticidade estático aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		1,255E-14	2,365E-14	7,883E-15	2,663E-11	4,4457E-10	7,883E-15
C2			1	1,745E-05	0,0001889	4,466E-06	0,0003636
C3				6,002E-05	0,0003139	9,018E-06	0,001061
C4					8,573E-11	5859E-12	0,9011
C5						0,7708	8,816E-10
C6							4,975E-11
C7							

Fonte: Próprio autor.

**Tabela AP.J.11** – Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico flexional aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		2,595E-12	2,018E-11	8,793E-14	1,325E-10	2,039E-09	5,724E-12
C2			0,1169	6,795E-05	0,00062292	1,593E-06	0,9161
C3				1,267E-06	0,1134	9,061E-05	0,5574
C4					5,095E-08	1,332E-09	1,353E-05
C5						0,01392	0,004353
C6							6,59E-06
C7							

Fonte: Próprio autor.

**Tabela AP.J.12** – Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico flexional aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		2,256E-11	3,663E-11	1,901E-13	5,814E-11	3,075E-09	1,31E-11
C2			0,9877	6,096E-05	0,7659	5,379E-05	0,9809
C3				2,067E-05	0,989	0,000168	0,7209
C4					7,609E-06	1,096E-08	0,0002136
C5						0,0005454	0,3283
C6							1,67E-05
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.13** – Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		3,116E-11	9,751E-10	5,56E-13	7,626E-09	1,032E-08	2,202E-10
C2			0,001346	0,0007072	2,352E-05	1,464E-05	0,08365
C3				3,736E-07	0,216	0,1268	0,307
C4					2,71E-08	1,972E-08	6,27E-06
C5						0,9998	0,003743
C6							0,002069
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.14** – Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		7,014E-10	2,915E-09	3,327E-11	7,659E-09	5,603E-07	1,073E-09
C2			0,507	0,003732	0,09876	6,493E-05	0,9953
C3				0,0001472	0,9122	6,493E-05	0,8431
C4					2,699E-05	0,001468	0,001269
C5						0,01087	0,2621
C6							0,0001682
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.15** – Teste de Tukey para a absorção de água por imersão aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,0286	0,01548	2,599E-07	0,3586	0,1228	1,754E-05
C2			0,9998	2,888E-05	0,7209	0,9773	0,007687
C3				4,752E-05	0,526	0,8951	0,01421
C4					3,512E-06	8,959E-06	0,05334
C5						0,99	0,0005179
C6							0,00174
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.16** – Teste de Tukey para a absorção de água por imersão aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,005738	1,391E-05	1,739E-08	0,001668	0,000481	1,929E-08
C2			0,02843	2,511E-06	0,9909	0,7838	2,887E-06
C3				0,0006004	0,09692	0,3042	0,0007234
C4					6,179E-06	1,675E-05	1
C5						0,9884	7,161E-06
C6							1,958E-05
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.17** – Teste de Tukey para o índice de vazios aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,05211	0,03391	1,092E-06	0,6595	0,1514	4,455E-05
C2			1	0,0001155	0,5989	0,9948	0,01345
C3				0,0001688	0,4621	0,9726	0,02082
C4					8,96E-06	4,455E-05	0,1514
C5						0,9101	0,0006083
C6							0,00434
C7							

**Fonte:** Próprio autor.



**Tabela AP.J.18** – Teste de Tukey para o índice de vazios aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,01743	3,415E-05	9,07E-08	0,004433	0,0006651	6,28E-08
C2			0,02924	1,038E-05	0,986	0,5469	6,343E-06
C3				0,003813	0,1103	0,5244	0,002
C4					3,02E-05	0,0001575	0,9997
C5						0,9231	1,791E-05
C6							8,917E-05
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.19** – Teste de Tukey para a massa específica real aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,001348	0,0004598	1,416E-05	0,09834	0,02045	0,0002011
C2			0,9945	0,1216	0,2687	0,7333	0,9065
C3				0,3213	0,09834	0,3804	0,9984
C4					0,00168	0,008156	0,5883
C5						0,9695	0,04056
C6							0,1832
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.20** – Teste de Tukey para a massa específica real aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,0001037	0,0004872	0,01119	0,2974	0,1013	0,008719
C2			0,9554	0,1594	0,005309	0,01842	0,198
C3				0,5809	0,03028	0,1013	0,6607
C4					0,5021	0,8706	1
C5						0,9915	0,4274
C6							0,8092
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.21** – Teste de Tukey para a absorção de água por capilaridade aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,7091	0,009836	2,278E-06	0,9762	1	2,456E-06
C2			0,1547	1,826E-05	0,2691	0,5704	1,988E-05
C3				0,00143	0,002178	0,006366	0,001588
C4					8,202E-07	1,69E-06	1
C5						0,9958	8,804E-07
C6							1,82E-06
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.22**– Teste de Tukey para a absorção de água por capilaridade aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		0,9999	0,002934	0,001522	1	0,492	4,217E-06
C2			0,005001	0,002571	0,9999	0,664	6,245E-06
C3				0,9997	0,002934	0,09478	0,01124
C4					0,001522	0,04948	0,02213
C5						0,492	4,217E-06
C6							6,435E-05
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.23** – Teste de Tukey para a velocidade do pulso ultrassônico aos 28 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		3,431E-11	8,555E-10	2,542E-12	4,878E-10	2,259E-07	6,265E-11
C2			0,00242	0,02717	0,01103	3,552E-07	0,9597
C3				6,943E-06	0,9758	0,0003744	0,01312
C4					2,236E-05	8,39E-09	0,004948
C5						9,707E-05	0,05999
C6							1,051E-06
C7							

**Fonte:** Próprio autor.

**Tabela AP.J.24** – Teste de Tukey para a velocidade do pulso ultrassônico aos 91 dias

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1		4,265E-12	3,81E-10	7,86E-14	3,41E-11	0,0008927	4,257E-11
C2			0,0001184	8,064E-06	0,09906	1,785E-10	0,05466
C3				4,912E-09	0,02201	3,769E-08	0,04083
C4					2,08E-07	5,034E-13	1,445E-07
C5						1,279E-09	0,9998
C6							1,654E-09
C7							

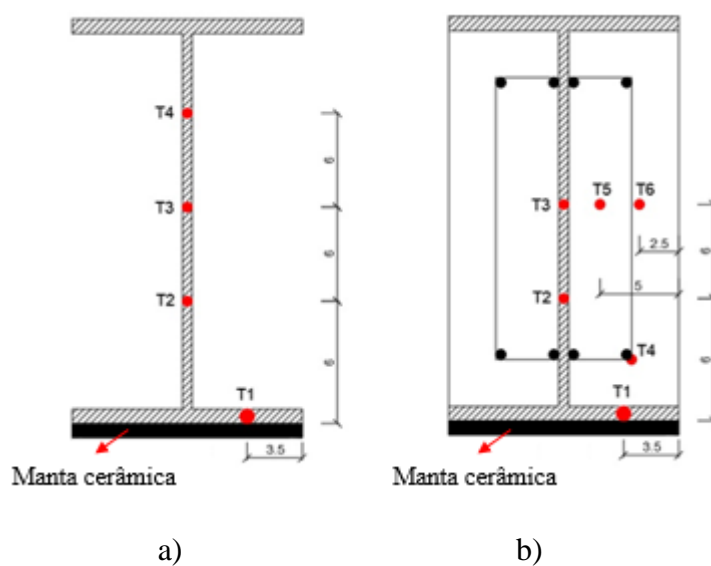
**Fonte:** Próprio autor.

## APÊNDICE K

### AP.K.1 COMPORTAMENTO TÉRMICO INDIVIDUAL DOS ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO

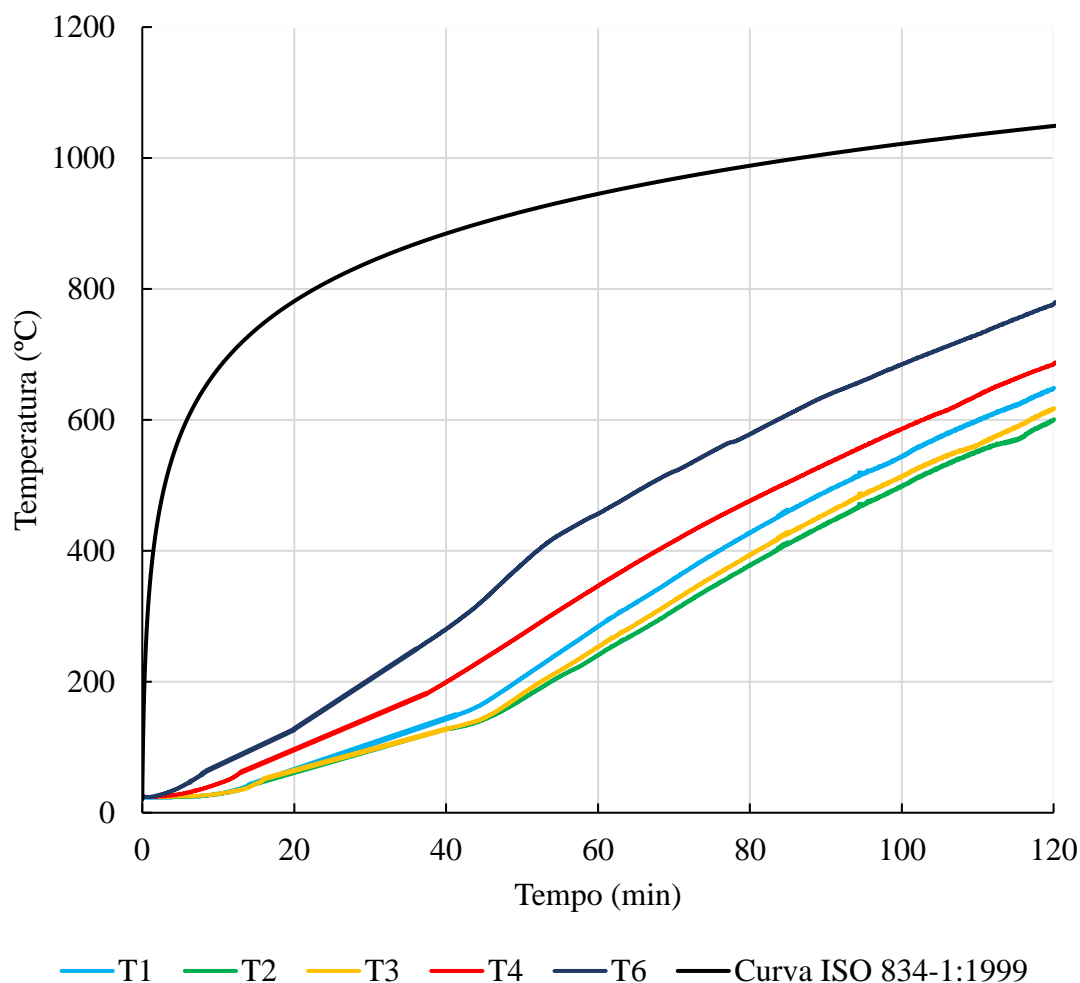
Este apêndice discute o comportamento térmico dos elementos de aço e mistos de aço e concreto apresentados no capítulo 5. Para facilitar a discussão dos resultados, repetiu-se a Figura 5.5, a qual mostra o posicionamento dos termopares nas seções transversais puramente de aço e mistas, para um melhor acompanhamento das análises.

**Figura 5.5** – Posicionamento dos termopares na seção transversal dos corpos de prova: a) puramente de aço; b) mistos de aço e concreto



**Fonte:** Próprio autor.

A abordagem é iniciada com o corpo de prova cujo perfil metálico foi revestido com o concreto de referência, ou seja, o CP1. De acordo com a Figura AP.K.1, os termopares presentes no elemento de aço (T1, T1 e T3) apresentaram temperaturas bastante semelhantes, variando entre 600°C e 650°C em 120 minutos. Nesse aspecto, o termopar T1 foi o que apresentou a maior temperatura entre eles, diferentemente do esperado.

**Figura AP.K.1** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP1

**Fonte:** Próprio autor.

O local deste termopar (T1) se encontrava protegido com manta cerâmica, onde, a princípio, sua temperatura deveria ser mais baixa. Acredita-se que o revestimento da espessura da mesa não foi feito corretamente, o que permitiu que as chamas penetrassem essa região e elevasse sua temperatura. Adicionalmente, no que se refere ainda a Figura AP.K.1, dentre todos os termopares, o T6 foi o que apresentou a maior temperatura por se localizar em uma região mais próxima à ação térmica.

A Figura 5.18, apresentada novamente neste apêndice, apresenta o CP1 após o aquecimento. É possível identificar o aparecimento de um componente carbonizado (cor preta) na superfície do concreto e em todos os corpos de prova cilíndricos desse mesmo material (Figura AP.K.2). Acredita-se que esse componente seja resultado da formação de algum produto expansivo proveniente da brita natural.

**Figura 5.18** – Corpo de prova CP1 pós-fogo: a) lado 01; b) lado 02



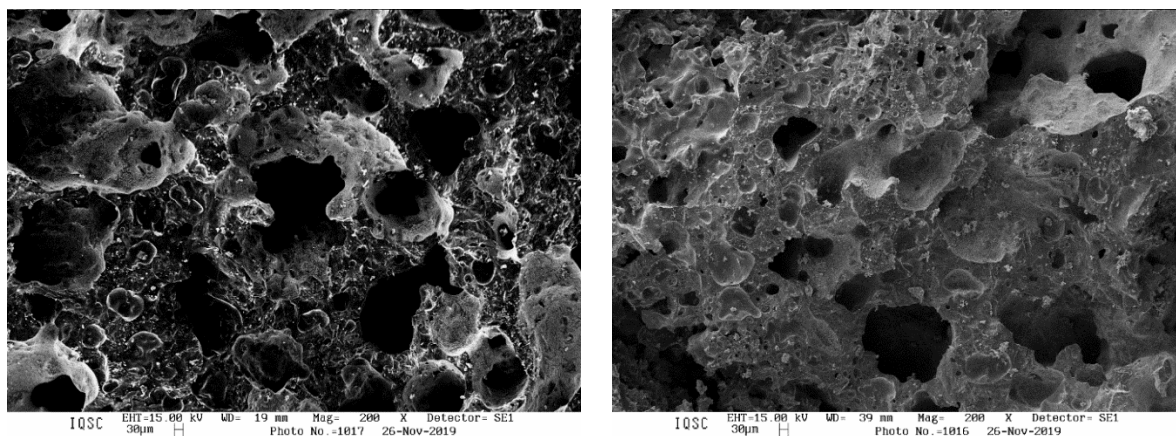
**Fonte:** Próprio autor.

**Figura AP.K.2** – Corpo de prova cilíndrico do concreto C1 pós fogo



**Fonte:** Próprio autor.

De modo a investigá-lo, duas amostras desse material foram preparadas a fim de avaliar sua microestrutura. A Figura AP.K.3 traz duas fotomicrografias ampliadas a 200x obtidas pelo ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura. Poucas informações puderam ser obtidas por essa análise microestrutural, de todo o modo é possível notar um aspecto de material fundido e bastante deteriorado.

**Figura AP.K.3 – Fotomicrografias da amostra de material carbonizado**

a)

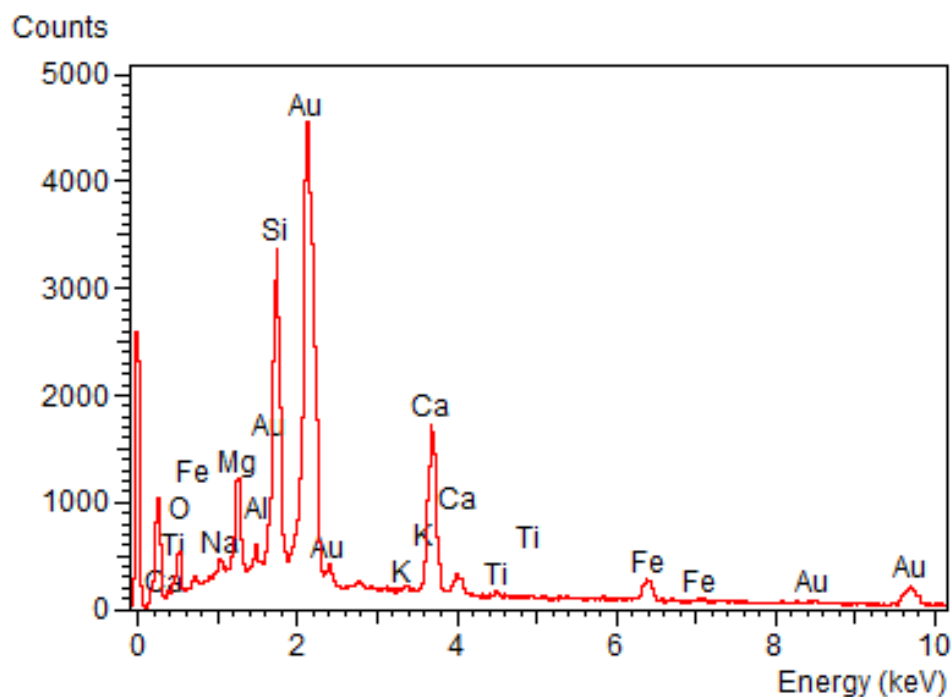
b)

**Fonte:** Próprio autor.

Na busca de um maior entendimento sobre esse composto, aplicou-se a técnica da Espectroscopia de Raios X por Dispersão em Energia (EDX), que fornece informações qualitativas e quantitativas a respeito da composição química da amostra na região de incidência do feixe de elétrons. Partindo do pressuposto que esse material carbonizado é oriundo de uma brita natural, foi feita uma análise comparativa entre os resultados de EDX em uma amostra de agregado natural dentro do concreto incendiado e na amostra carbonizada.

A Figura AP.K.4 mostra os resultados de EDX aplicado na superfície de um agregado graúdo natural encontrado no concreto pós-fogo. A quantidade presente de ouro (Au) é a mais elevada, porém não faz parte da constituição do material em análise. Sua presença é justificada pelo banho de ouro dado a amostra durante sua preparação. Nota-se que os teores de Sílica, Cálcio, Oxigênio, Magnésio e Ferro são os mais expressivos, típicos de um agregado de origem basáltica.

**Figura AP.K.4** – EDX aplicado na superfície do agregado graúdo inserido em um concreto pós fogo



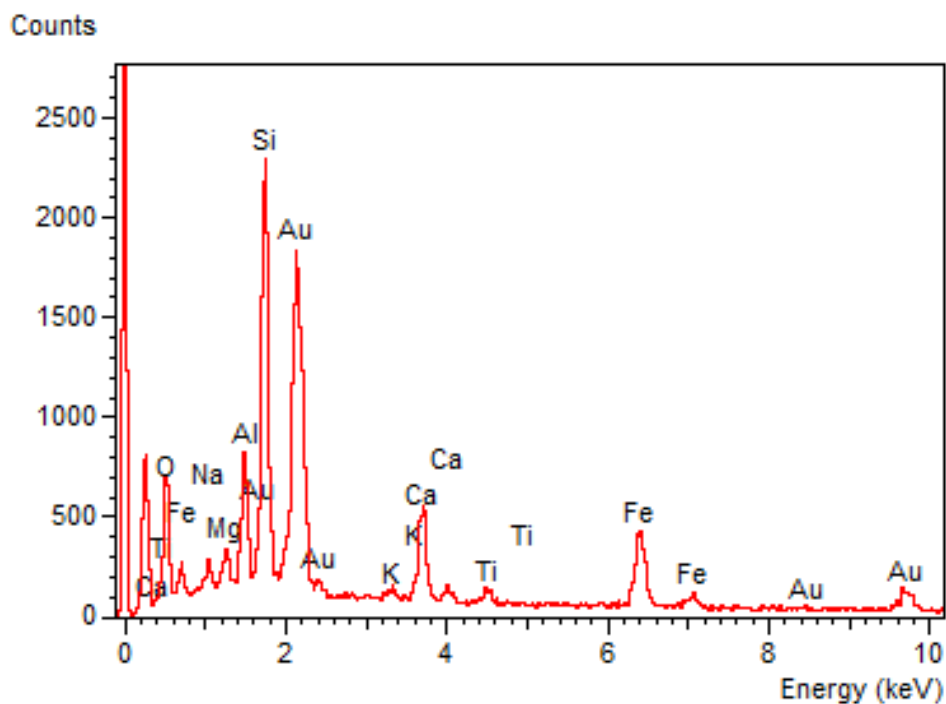
**Fonte:** Próprio autor.

Com relação ao material carbonizado, a Figura AP.K.5 traz os resultados do EDX aplicado em sua superfície. De maneira geral, é possível observar que nesse caso houve uma certa alteração da composição. Teores de cálcio reduziram para menos da metade ao passo que a porcentagem de ferro duplicou. Apesar disso, não foram obtidas quaisquer justificativas para o fenômeno ocorrido com base nos ensaios microestruturais realizados. Apenas foi possível observar que esse componente se trata de uma brita modificada por conta do incêndio.

No meio científico, nenhuma pesquisa argumenta sobre o porquê da ocorrência do material carbonizado na superfície de concretos quando submetidos a altas temperaturas. Gil *et al.* (2018), em seus ensaios experimentais, notaram o surgimento de pontos escuros distribuídos na superfície dos concretos produzidos. Segundo os autores, os agregados de origem basáltica apresentaram um aspecto vítreo com aparência superficial mais lisa e escura, conforme mostra a Figura AP.K.6, o que coincide com o componente encontrado nos ensaios desta tese.

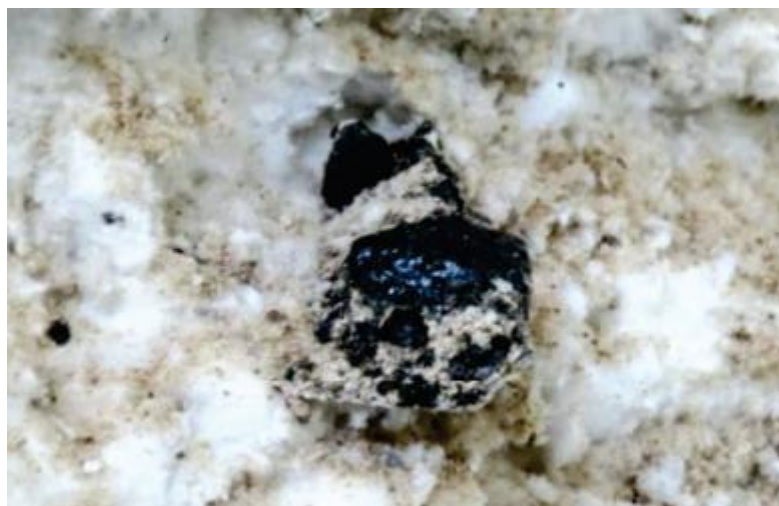


**Figura AP.K.5** – EDX aplicado na superfície do material carbonizado



**Fonte:** Próprio autor.

**Figura AP.K.6** – Aspecto vítreo dos agregados de origem basáltica pós fogo



**Fonte:** Gil *et al.* (2018, p. 862).

Schiavon, Redondo e Yoshida (2007) realizaram uma análise do comportamento térmico de fibras de basalto, por meio de ensaios de termogravimetria, análise térmica diferencial, difração de raios X e microscopia eletrônica de varredura. Os autores relataram que, a partir de temperaturas superiores a 800°C, observou-se a cristalização parcial das fibras, promovida pelo amolecimento do basalto, resultando em alterações morfológicas. As fibras

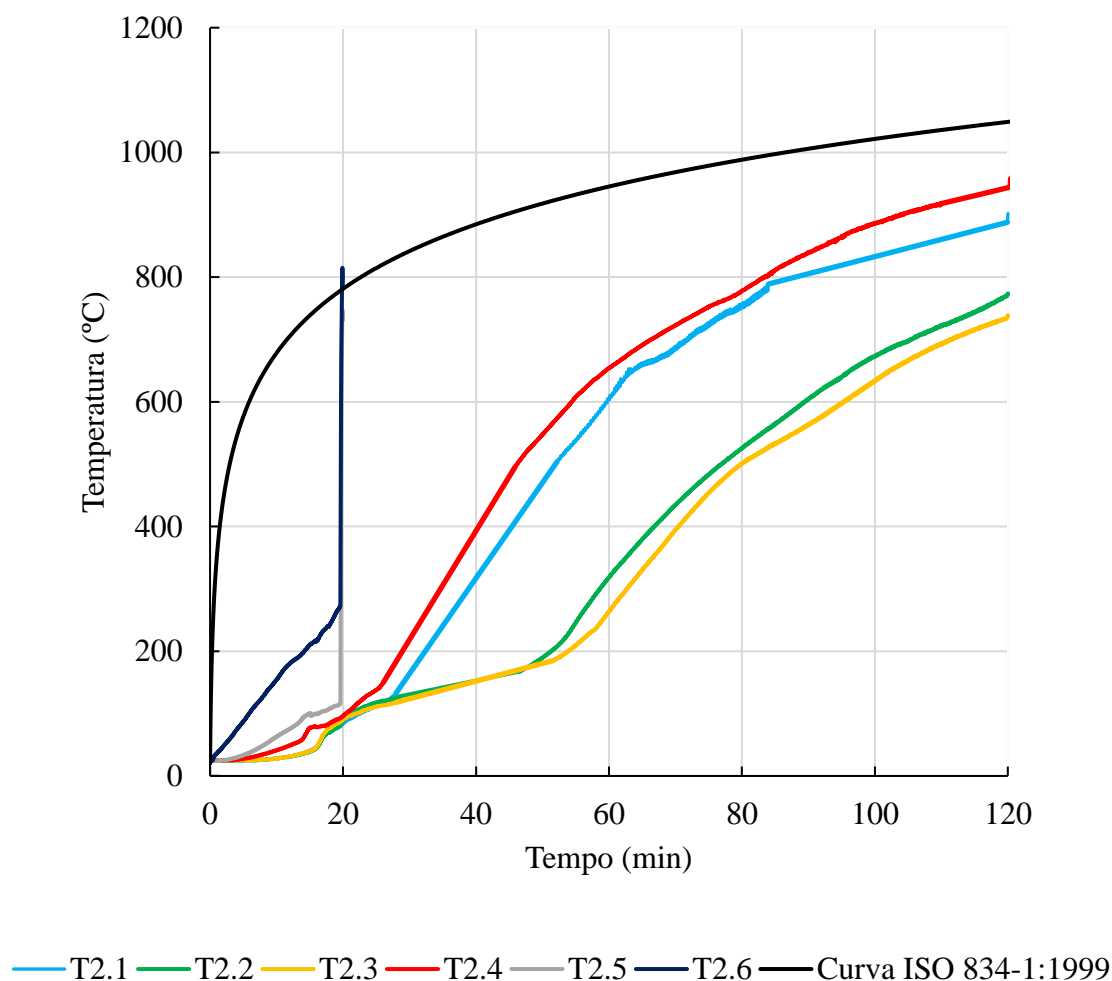
aquecidas a 1000°C apresentaram uma superfície rugosa, com morfologia que sugere a aglomeração de cristalito. A formação desses cristalitos resultou em um material frágil. Nesse sentido, observou-se que o basalto, enquanto material, apresenta boas características térmicas até a temperatura da ordem de 800°C.

Assim, acredita-se que nos ensaios em elevadas temperaturas discutidos no capítulo 5, a deformação diferencial entre os agregados e a pasta de cimento, fez com que os agregados graúdos ficassem mais expostos ao aquecimento (a temperatura dos gases superou 1000°C) e, por essa razão, apresentassem maior degradação frente a ação térmica, passando pelas fases apresentadas por Schiavon, Redondo e Yoshida (2007), o que resultou no material da Figura AP.K.2.

O segundo corpo de prova analisado, o CP2, consistiu na associação entre o perfil de aço e o concreto C2. A evolução de temperatura dos termopares está indicada na Figura AP.K.7. Conforme discutido no capítulo 5, nesse corpo de prova houve um elevado deslocamento do concreto, o que provocou a perda das leituras, após 20 minutos de exposição ao fogo, dos termopares T5 e T6.

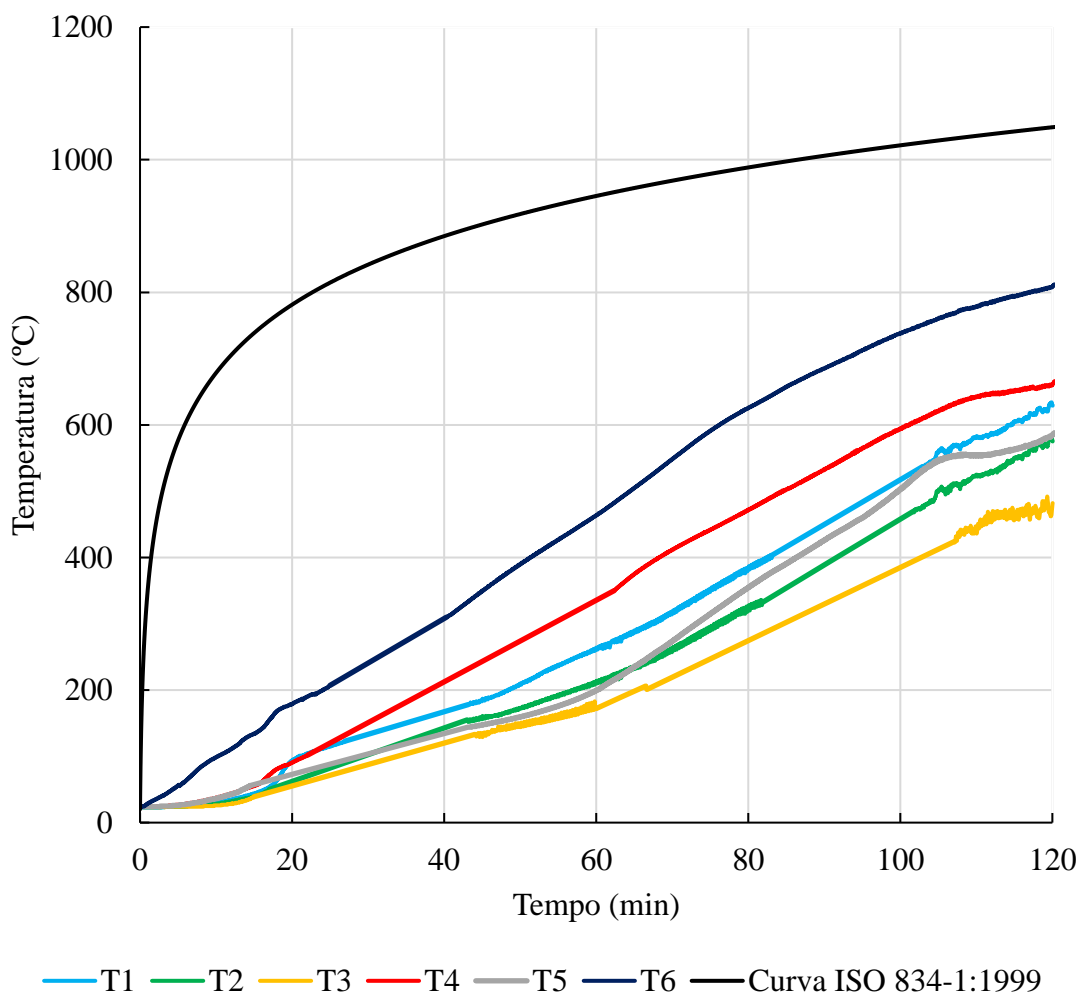
Além disso, o *spalling* fez com que o termopar T1 apresentasse temperaturas bem mais elevadas que os outros sensores presentes no perfil metálico a partir de 30 minutos, diferentemente do que ocorreu no CP1. Isso pode ser justificado pelo fato da região na qual ele se encontrava ter ficado mais exposta ao fogo após a perda da camada protetora. Menciona-se ainda que nesse tipo de concreto também foram identificados componentes carbonizados (pontos mais escuros) assim como no CP1, tendo em vista que o concreto do CP2 possuía brita natural em sua composição.

**Figura AP.K.7** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP2



**Fonte:** Próprio autor.

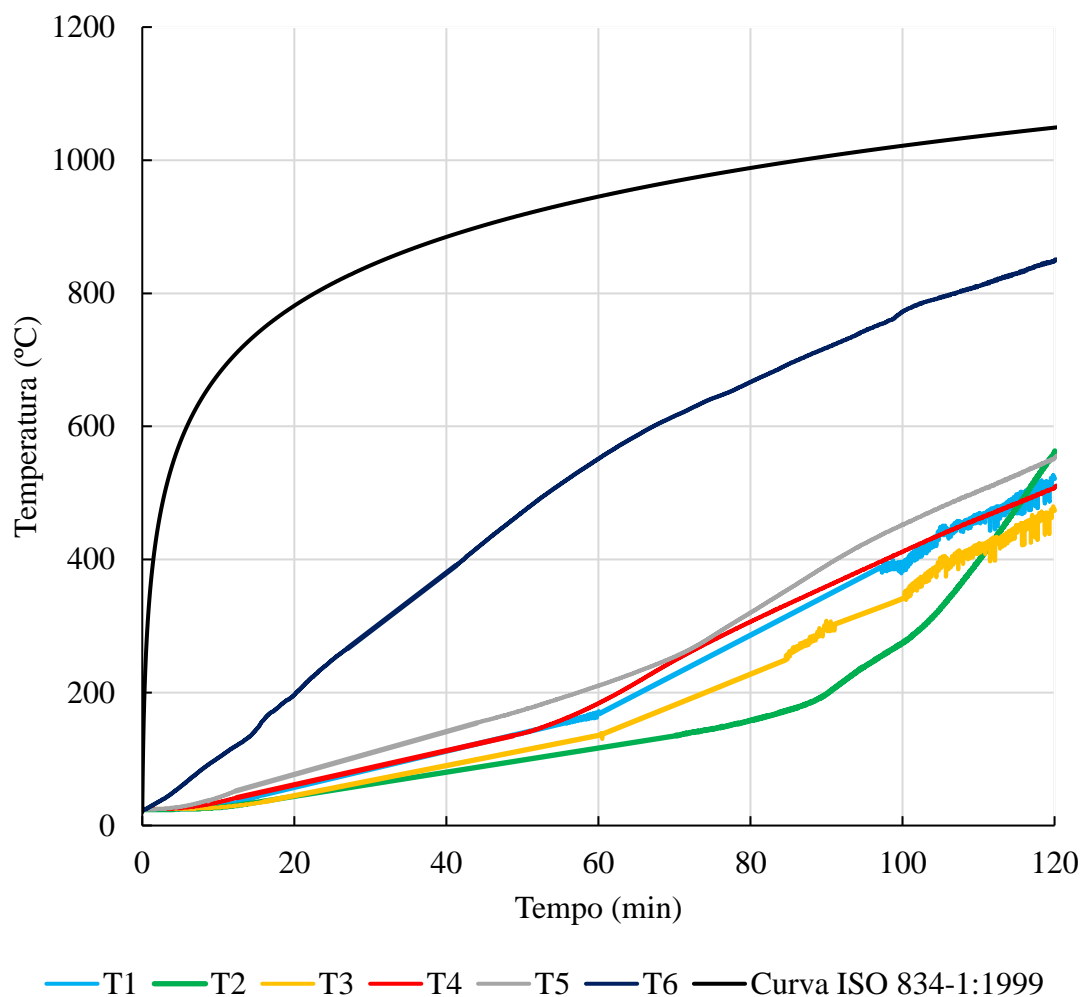
Com relação ao corpo de prova CP3, constituído pela associação entre o perfil de aço e o concreto C3, a evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.8. De maneira geral, os sensores situados no perfil metálico apresentaram temperaturas semelhantes entre si e as maiores temperaturas se encontraram nas regiões mais próximas da ação térmica, ou seja, na armadura transversal (T4) e na região do concreto a 25 mm da superfície (T6). O termopar T5, situado a 50 mm da face exposta do concreto, apresentou temperaturas bem menores em comparação ao T6, o que permite ratificar sobre a importância desse material como barreira térmica.

**Figura AP.K.8** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP3

**Fonte:** Próprio autor.

O quarto corpo de prova a ser analisado foi composto por um perfil metálico revestido por um concreto produzido somente com agregados de resíduos mistos, ou seja, C4. A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.9. Os termopares presentes nos elementos de aço e aquele situado na região mais interna do concreto T5 apresentaram temperaturas relativamente próximas umas das outras. Assim como ocorreu nos outros corpos de prova, o sensor T6 foi o que apresentou a maior temperatura, por se localizar em uma região mais próxima à ação térmica.

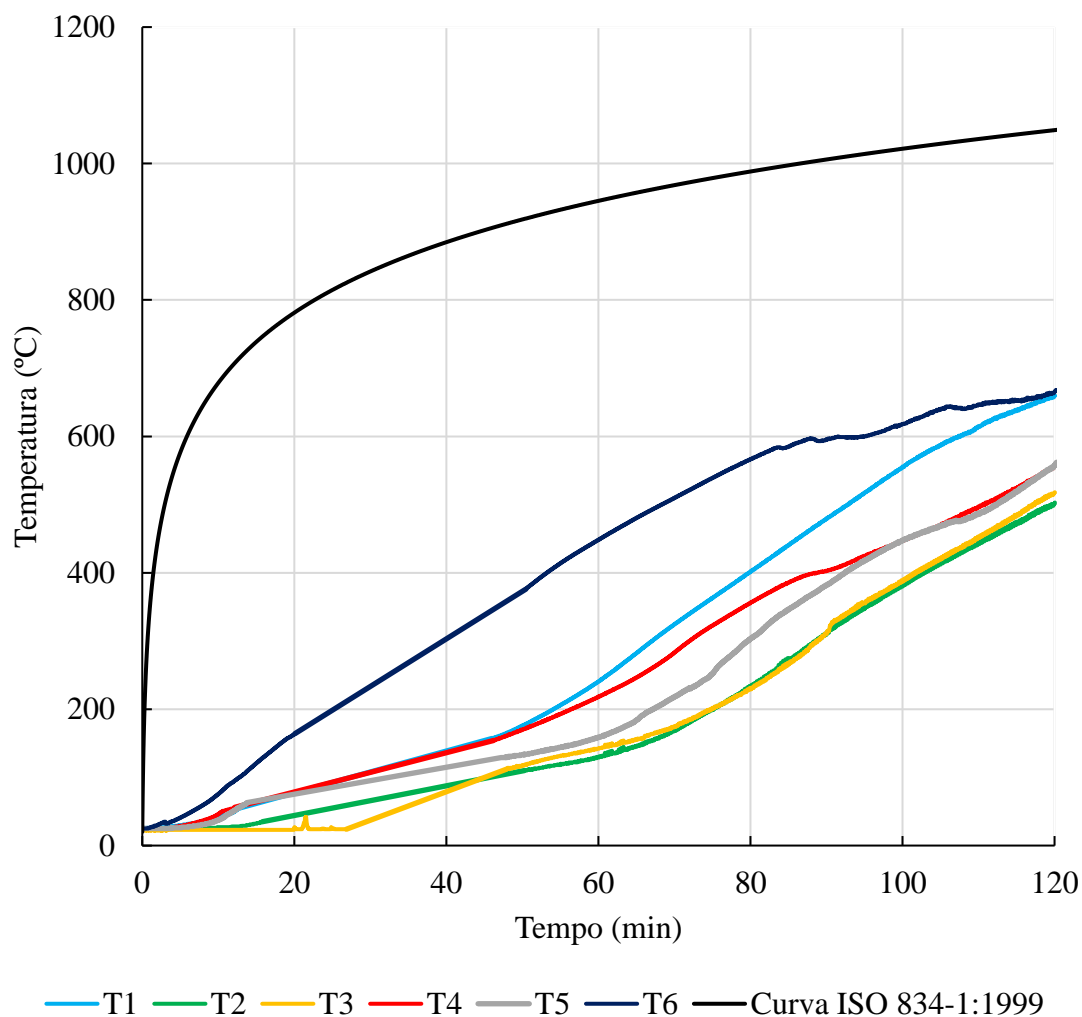
**Figura AP.K.9** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP4



**Fonte:** Próprio autor.

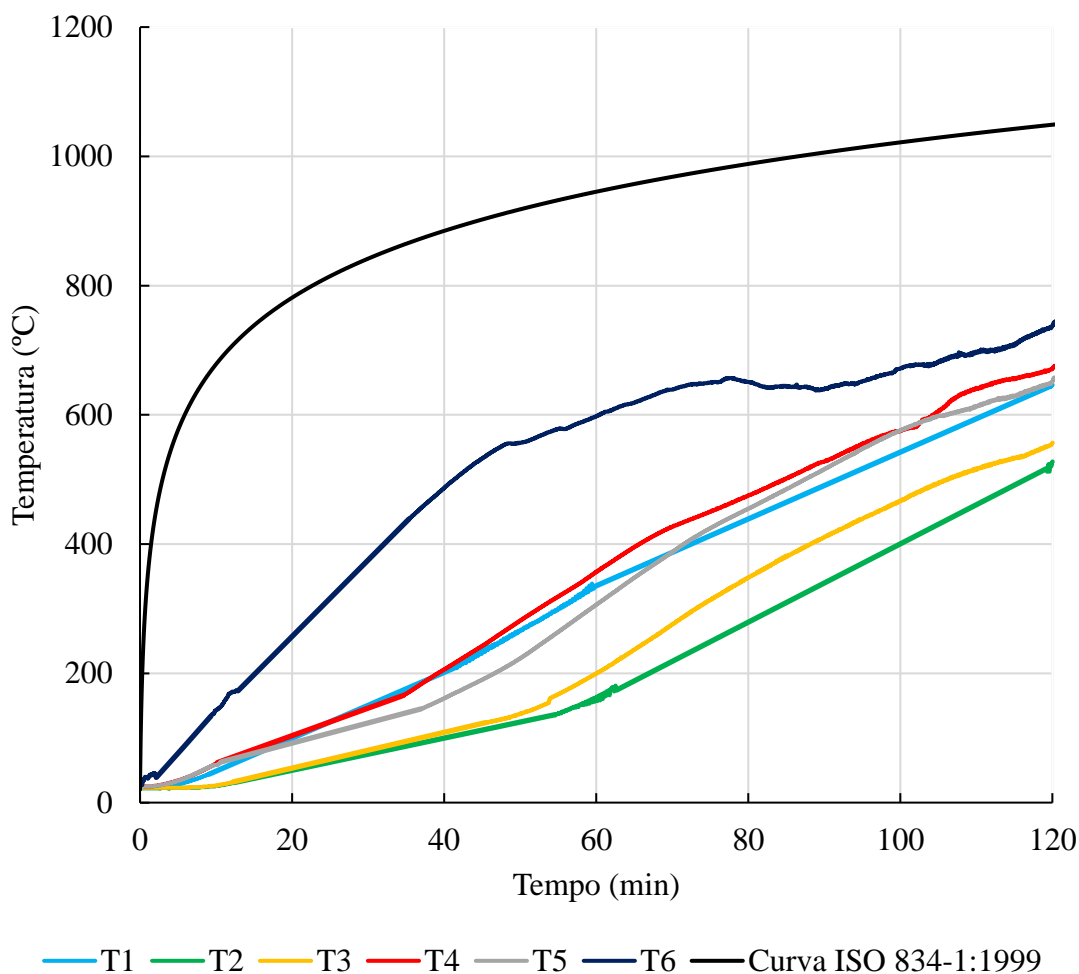
O corpo de prova CP5 foi constituído por um perfil de aço revestido com concreto produzido com areia reciclada do tipo ARC (concreto C5). A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.10. Primeiramente, menciona-se a proximidade das temperaturas medidas pelos termopares T2 e T3. Além disso, o termopar T1 apresentou temperaturas bastante superiores aos demais sensores localizados no perfil de aço. Possivelmente isso também seja justificado pela baixa eficiência da vedação realizada com manta cerâmica, o que permitiu que a mesa do perfil metálico elevasse sua temperatura mais rapidamente.

**Figura AP.K.10** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP5



**Fonte:** Próprio autor.

O sexto corpo de prova, CP6, é caracterizado pela associação de um perfil de aço revestido com o concreto C6. A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.11 De modo geral, o avanço das temperaturas com o tempo medidas pelos sensores se assemelha a outros corpos de prova já mencionados. Com relação ao seu aspecto pós-fogo, assim como o CP1, ele não apresentou deslocamento, apenas fissuração pela degradação natural do concreto com o avanço da temperatura.

**Figura AP.K.11** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP6

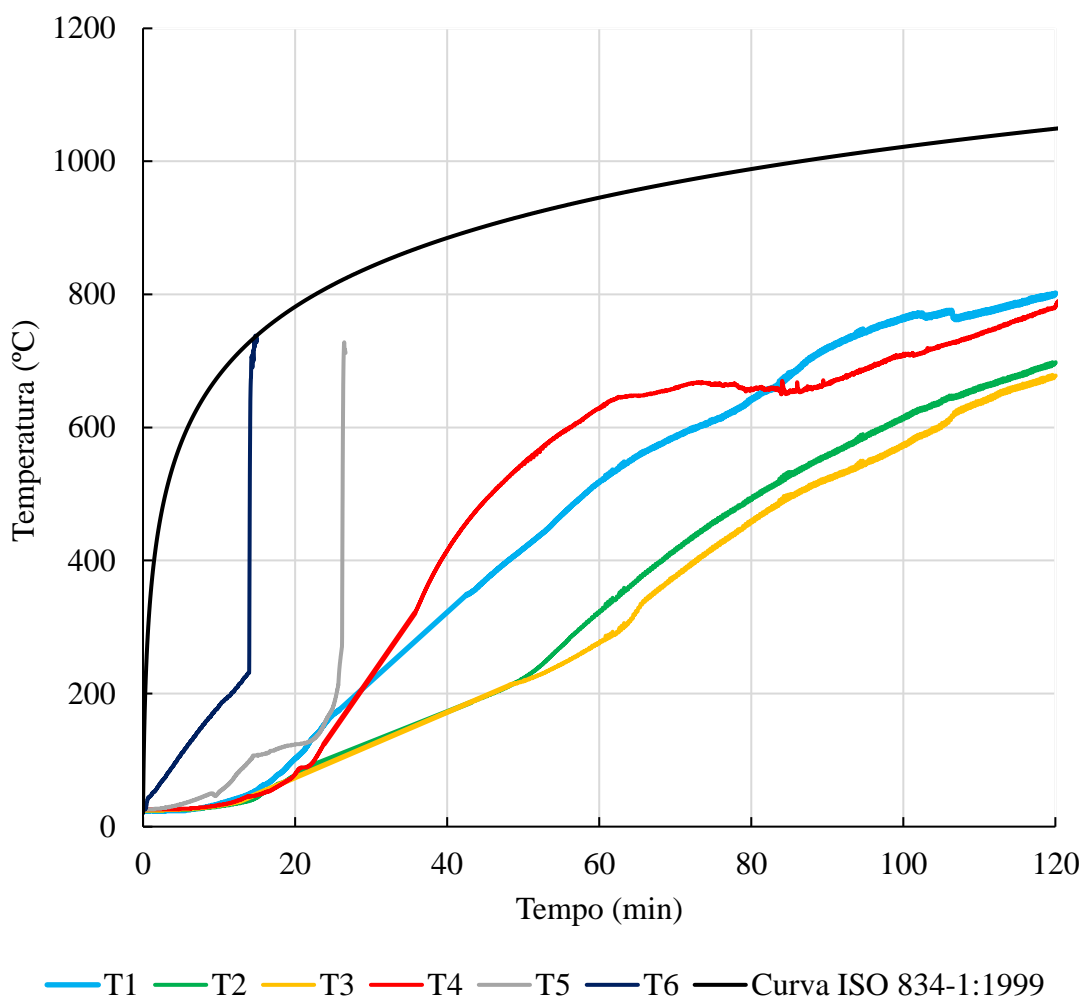
**Fonte:** Próprio autor.

O corpo de prova misto, denominado CP7, foi formado por um perfil de aço revestido com concreto produzido somente com agregados reciclados do tipo ARC (concreto C7). A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.12. Conforme mencionado no capítulo 5, esse protótipo apresentou um alto nível de *spalling* do tipo explosivo, tornando aparente, em alguns pontos, as armaduras.

Isso provocou perda de leituras, aproximadamente aos 15 minutos de exposição ao fogo, do termopar T6 que se localizava no concreto. Nesse instante, essa região apresentava temperaturas na ordem dos 200°C. Minutos depois, o sensor T5, também situado no concreto, porém em uma profundidade maior, também parou de funcionar ao atingir uma temperatura próxima aos 200°C com a intensificação do *spalling*.

Acredita-se que esse deslocamento permitiu que o termopar T1 apresentasse temperaturas bem mais elevadas que os outros sensores presentes no perfil metálico, a partir de 25 minutos, o que pode ser justificado pelo fato de a região na qual ele se encontrava ter ficado mais exposta ao fogo, em relação às demais, com a perda da camada protetora de concreto.

**Figura AP.K.12** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP7



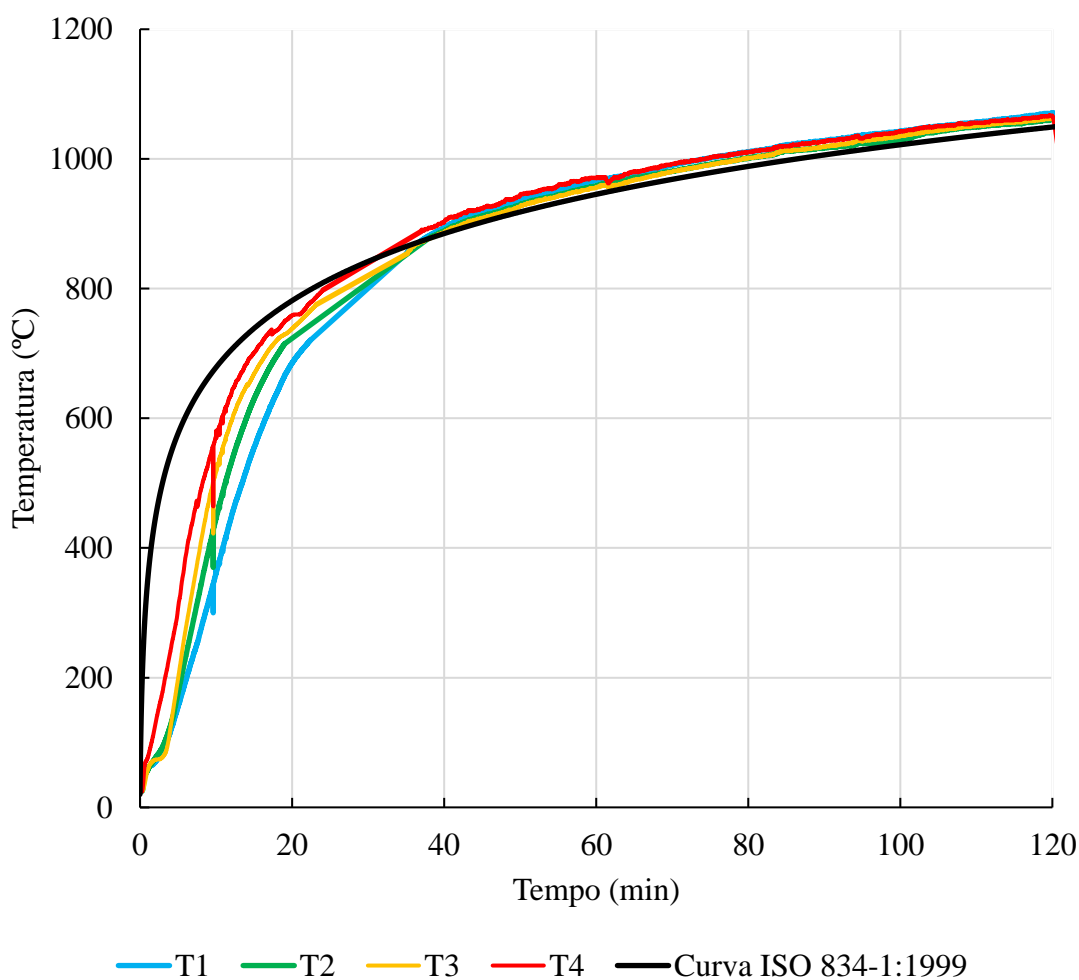
**Fonte:** Próprio autor.

O último corpo de prova, denominado CP8, diferentemente dos anteriores, não apresentava uma camada protetora de concreto, sendo constituído somente pelo perfil de aço. A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura AP.K.13. O aço possui um mau comportamento quando não protegido, pois apresenta uma elevada condutividade térmica e forma perfis cujos componentes possuem espessuras reduzidas. A união desses fatores acarreta um aquecimento mais rápido da seção transversal, acelerando sua degradação.



A partir da Figura AP.K.13, observa-se que as temperaturas da seção transversal foram elevadas desde o início do aquecimento, sendo que, em 20 minutos, todos os termopares se encontravam acima dos 600°C. Até os 30 minutos da ação térmica, havia certa diferença de temperatura entre os sensores que foi diminuindo ao longo do tempo, até que a partir desse instante, esta grandeza tornou-se praticamente igual para todos os termopares. O termopar T1, por exemplo, localizado em uma região revestida com manta cerâmica, antes dos 30 minutos de exposição, apresentava a menor temperatura em comparação com os demais sensores, porém com o tempo, as temperaturas do perfil de aço se tornaram as mesmas em qualquer ponto.

**Figura AP.K.13** – Evolução da temperatura medida pelos termopares do CP8



**Fonte:** Próprio autor.

