

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**

Escola de Engenharia de São Carlos

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE AÇO  
REVESTIDAS DE CONCRETO DE ALTA  
RESISTÊNCIA COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO  
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**Mariana Lavagnolli Rossi**

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

MARIANA LAVAGNOLLI ROSSI

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE AÇO REVESTIDAS DE  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM BAIXO CONSUMO DE  
CIMENTO 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 Doutora em Ciência.

Área de concentração: Estruturas

Orientadora: Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti  
de Castro

Coorientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

SÃO CARLOS

2023

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA 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).

L823a Lavagnolli Rossi, Mariana  
Análise experimental de vigas de aço revestidas  
de concreto de alta resistência com baixo consumo de  
cimento em situação de incêndio / Mariana Lavagnolli  
Rossi; orientador Alessandra Lorenzetti de Castro;  
coorientador Jorge Munaiar Neto. São Carlos, 2023.

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, 2023.

1. Vigas mistas parcialmente revestidas. 2.  
Concreto de alta resistência. 3. Materiais cimentícios  
suplementares. 4. Incêndio. 5. Sustentabilidade. I.  
Título.

## **FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidata: Engenheira **MARIANA LAVAGNOLLI ROSSI**.

Título da tese: "Análise experimental de vigas de aço revestidas de concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento em situação de incêndio".

Data da defesa: 18/12/2023.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

**Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro**  
**(Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC-USP)

Aprovada

**Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovada

**Profa. Dra. Valdirene Maria Silva Capuzzo**  
(Universidade de Brasília/UnB)

Aprovada

**Prof. Associado Ricardo Carrazedo**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC-USP)

APROVADA

**Prof. Associado João Adriano Rossignolo**  
(Faculdade de Zootecnia e Engenharia de Alimentos/FZEA-USP)

Aprovada

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

Prof Associado **Ricardo Carrazedo**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Carlos De Marqui Junior**



## AGRADECIMENTOS

Meu coração se enche de gratidão, por tantas pessoas especiais que Deus colocou no meu caminho neste período do Doutorado.

Agradeço a minha família, que são as pessoas mais importantes da minha vida. Em especial, a minha amada mãe, que desde o início sonhou comigo o doutorado, mas que ao longo desta caminhada foi para junto de Deus. Mãe, eu dedico a você o meu Doutorado e sempre será tudo por você. Seu exemplo de amor, fé, coragem e bondade estará para sempre em meu coração. Posso te sentir todos os dias e sei que estar finalizando mais esta etapa da minha vida te enche de orgulho. Ao meu amado pai Geraldo, por seu amor e suporte por toda a vida, a minha linda irmã Amanda por seu carinho e orações e ao meu amado esposo Rafael, que esteve ao meu lado todos os dias, a vocês o meu muito obrigada por todo amor, incentivo e cuidado.

Aos meus queridos orientadores Alessandra e Jorge, agradeço muito por terem aceitado a orientação e por dividirem todo o conhecimento. Vocês foram mais que orientadores, foram verdadeiros amigos, pois juntos nos preocupamos e enfrentamos cada dificuldade, vocês estavam para sempre em meu coração e em minhas orações.

Agradeço aos meus amigos, que foram a minha família em São Carlos em vários momentos (Carol, Murilo, Wanessa, Marcela, Yagho, Felipe, Péricles e Rafael), pelo companherimos e por tantos momentos de alegria em nossos encontros. Desejo o melhor para a vida de cada um e guardarei com muito amor e carinho cada momento ao lado de vocês.

Agradeço a todos do SET, em especial aos técnicos do Laboratório, Amauri, Fabiano, Mauri e Romeu, que estiveram dispostos a me ajudar em todos os ensaios. Aos professores, Proença, Paiva, Ricardo, Paccola, Vladimir, Vareda e tantos outros que tive a honra de aprender durante esses anos.

Ao CNPq pelo suporte financeiro para a desenvolvimento da minha pesquisa.

E, por fim, agradeço de todo o meu coração ao meu Senhor Jesus Cristo. Foram inúmeras as provações enfrentadas durante o período de paralização da pandemia (laboratório fechado e ensaios atrasados), o falecimento da minha mãe e a necessidade de finalizar o doutorado à distância no Paraná para cuidar da minha família. Em tudo isso, Jesus não me deixou desistir e me fez chegar até o final, cada dificuldade foi necessária para o meu amadurecimento e me tornar uma pessoa melhor a cada dia. A Ele toda a glória.

*Comprometa-se com o Senhor em tudo o  
que fizer, e ele estabelecerá seus planos.*

Provérbios 16.3

## RESUMO

ROSSI, M. L. **Análise experimental de vigas de aço revestidas de concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento em situação de incêndio.** 2023. 317 f. Tese (Doutorado em Ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023.

Em situação de incêndio elementos estruturais de aço não apresentam comportamento desejável devido à elevada condutividade térmica do material e da elevada esbelteza de seus componentes. Uma das formas de melhorar a resistência ao fogo de elementos puramente metálicos se volta a revesti-los com concreto, o qual funciona como um material isolante protegendo os perfis de aço contra a ação térmica. Tendo em vista o apelo a favor da sustentabilidade na construção civil, vem aumentando em todo mundo a utilização de materiais residuais como ligantes para concretos especiais, devido ao seu potencial de melhorar as propriedades e o desempenho dos concretos por meio de seus efeitos físico e/ou químico. Assim, esse trabalho teve como objetivo principal desenvolver um estudo experimental sobre a influência do revestimento de concreto com adições minerais no comportamento à flexão de vigas mistas parcialmente revestidas em situação de incêndio. Diante disso, inicialmente foram produzidos onze traços de concreto com emprego da dosagem tradicional: um de referência de alta resistência (cimento e 10% de sílica ativa) e os outros dez, utilizando como substitutos do cimento uma combinação de materiais cimentícios suplementares, com duas ou três adições minerais ( sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário). Essa estratégia promoveu uma redução do consumo de cimento da mistura de referência e possibilitou obter concretos com propriedades mecânicas e de durabilidade similares ao concreto de referência, principalmente em idades avançadas. Posteriormente, essas onze misturas foram avaliadas enquanto barreira térmica de perfis de aço. Os resultados apontaram que, mesmo com a ocorrência do *spalling*, houve uma redução significativa da temperatura no perfil de aço devido ao revestimento tanto pelo concreto de referência como aqueles de sistemas ternários e quaternários. Com relação aos elementos estruturais, eles foram avaliados por meio de ensaios de flexão em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo, sendo as vigas de aço revestidas por três diferentes concretos: um de alta resistência composto de cimento e sílica ativa ( concreto de referência) e os demais compostos de um sistema ternário (sílica ativa e fíler calcário) e quaternário (metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário). Nos ensaios em temperatura ambiente, ao variar o tipo de concreto de revestimento não houve alterações na capacidade resistente do elemento estrutural. Sobre os ensaios em situação de incêndio, a viga mista com concreto quaternário apresentou as temperaturas mais elevadas e o menor tempo de resistência ao fogo para o deslocamento central limite de 100 mm. Por outro lado, a viga mista com concreto ternário exibiu comportamento correspondente ao da viga mista com concreto de referência, no que diz respeito às menores temperaturas e deslocamentos centrais, para um tempo de aquecimento similar. Nos ensaios de flexão pós-fogo, verificou-se que todos os elementos estruturais sofreram perdas em sua capacidade resistente, de modo que a viga de referência apresentou uma redução de 15% da resistência mecânica enquanto as demais 8%. Logo, demonstrou-se um futuro promissor para a utilização dessas adições minerais como substitutos parciais do cimento para produção de concretos de alta resistência no revestimento de vigas de aço, por seu desempenho satisfatório em sistema misto em situação de incêndio.

**Palavras-chave:** Vigas mistas parcialmente revestidas; concreto de alta resistência; materiais cimentícios suplementares; sustentabilidade, incêndio.

## ABSTRACT

ROSSI, M. L. **Experimental analysis of steel beams coated high strength concrete with low cement consumption under fire situation.** 2023. 317 p. Thesis (PhD. In Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2023.

Structural steel elements do not present a good behavior under fire situation due to the high thermal conductivity of the material and the slenderness of their components. A method to improve the fire resistance of elements made entirely of steel consists of filling it with concrete, since this material works as a thermal insulator and protects the steel profiles under fire. Considering the international plea for sustainability, the use of residual and unconventional alternative materials as binders for special concretes has been increasing worldwide, due their potential ability to improve the properties and performance of concrete through their filler and/or chemical effects. In this context, aims to study the influence of concrete encasing produced with supplementary cementitious materials on the flexural behavior of partially encased composite beams in a fire situation. Initially, eleven mixes of concrete were produced using the traditional dosage: one high-resistance reference (cement and 10% silica fume) and the other ten, using as cement substitutes a combination of supplementary cementitious materials, with two or three additions. minerals (silica fume, metakaolin, rice husk ash and limestone filler). This strategy promoted a reduction in cement consumption of the reference mixture and entire concrete with mechanical and durability properties similar to the reference concrete, especially at advanced ages. Subsequently, these eleven mixtures were evaluated as thermal barriers for steel profiles. The experiments revealed that even with the occurrence of spalling, there was a significant reduction in the temperature in the steel profile due to the encased by both the reference concrete and those from ternary and quaternary systems. Regarding the structural elements, they were evaluated through bending tests at room temperature, in fire and post-fire situations. So the steel beams were coated with three different concretes: a high-strength one composed of cement and silica fume and the others made up of a ternary system (silica fume and limestone filler) and quaternary (metakaolin, rice husk ash and limestone filler). In tests at room temperature, when varying the type of covering concrete there were no changes in the resistant capacity of the structural element. Regarding the fire tests, the composite beam with quaternary concrete presented the highest temperatures and the shortest fire resistance time for the limit central displacement of 100 mm. However, the composite beam with ternary concrete exhibited behavior corresponding to the composite beam with reference concrete, due to the smaller temperatures and central displacements for the same heating time. In the post-fire bending tests, it was found that all structural elements suffered losses in their resistant capacity, so that the reference beam presented a 15% reduction in mechanical resistance while the others showed a reduction of 8%. Therefore, the use of these supplementary cementitious materials as partial substitutes for cement for the production of high-strength concrete for encasing steel beams is a promising future, due to the satisfactory performance in a mixed system in fire situations.

**Keywords:** Partially encased composite beams; high strength concrete; supplementary cementitious materials; sustainability; fire.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Exemplo construtivo de vigas mistas de aço e concreto : .....	19
Figura 2.1 - Imagens demonstrando a casca de arroz e a cinza de casca de arroz, não moída e moída. ....	30
Figura 2.2 - Evolução quantitativa de publicações e citações sobre a temática .....	40
Figura 2.3 - Palavra-chaves dos artigos selecionados .....	42
Figura 2.4 - Mapa de calor de co-citações.....	43
Figura 2.5 - Mapa de calor <i>bibliographic coupling</i> .....	44
Figura 2.6 - Mapa de calor de palavras .....	45
Figura 2.7- Mecanismo de fragmentação do concreto devido ao movimento de umidade interna do concreto. ....	59
Figura 2.8 - Fragmentação do concreto induzida por tensões térmicas.....	60
Figura 3.1 - Vigas mistas de aço e concreto: (a) convencional (b) totalmente revestida e (c) e (d) parcialmente revestida .....	72
Figura 3.2 – Modelos analítico para determinação do momento resistente de VMPR proposto por Kindmann e Bergmann (1993).....	78
Figura 3.3 – Esquema teórico para o cálculo do momento resistente de VMPR conforme Assi, Abed e Hunaiti (2002) .....	79
Figura 3.4 – Esquema teórico para o cálculo do momento resistente da VMPR conforme o Eurocode 4 Parte 1-1:2004 .....	80
Figura 3.5 - Rotação excessiva nos apoios nos ensaios em incêndio .....	87
Figura 4.1 – Fluxograma de atividades .....	89
Figura 4.2 - Distribuição granulométrica do cimento e adições minerais utilizados neste estudo .....	92
Figura 4.3 – Ensaio de abatimento de tronco de cone do traço MC-FC .....	96
Figura 4.4 – Evolução da resistência média à compressão para os concretos de referência e com misturas ternárias .....	100
Figura 4.5 - Evolução da resistência média à compressão para os concretos de referência e com misturas quaternárias .....	100
Figura 4.6 - Resistência à compressão para os concretos de referência e com misturas ternárias aos 28 e 180 dias.....	103
Figura 4.7- Resistência à compressão para os concretos de referência e com misturas quaternárias aos 28 e 180 dias .....	103

Figura 4.8– a) Ensaio de compressão diametral; b) Corpo de prova pós ruptura.....	105
Figura 4.9 – a) Ensaio de flexão a quatro pontos; b) Ruptura do prisma .....	105
Figura 4.10 - Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico .....	108
Figura 4.11- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico para os concretos com misturas ternárias .....	108
Figura 4.12- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico para os concretos com misturas quaternárias.....	109
Figura 4.13 – Amostras fraturas (em temperatura ambiente) para realização do MEV .....	124
Figura 4.14 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto de referência.....	125
Figura 4.15 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-CCA.....	126
Figura 4.16 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-FC .....	127
Figura 4.17 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-CCA.....	127
Figura 4.18 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-FC .....	128
Figura 4.19 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto CCA-FC.....	129
Figura 4.20 – Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-MC-FC.....	130
Figura 4.21 – Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-CCA-FC.....	131
Figura 4.22 - $I_L$ considerando apenas o cimento como ligante para as misturas de concreto estudadas em: (a) 28 dias (b) 180 dias.....	133
Figura 4.23 - $I_L$ considerando o cimento e as adições minerais como ligante para as misturas de concreto estudadas em: (a) 28 dias (b) 180 dias .....	133
Figura 5.1- Fluxograma de atividades .....	135
Figura 5.2- Seção transversal: (a) elemento metálico e (b) misto.....	137
Figura 5.3 – Corpos de prova dos elementos mistos ainda não concretados.....	137
Figura 5.4 - Posicionamento dos termopares na seção transversal das vigas: (a) metálico e (b) mistos.....	138
Figura 5.5 – Soldagem dos termopares .....	138
Figura 5.6 – Concretagem para alguns dos elementos mistos do estudo .....	139
Figura 5.7 -Fixação do termopare na região do concreto .....	140
Figura 5.8 – Umidade dos concretos presente entre as mesas do perfil metálico dos corpos de prova mistos.....	141
Figura 5.9 – Posicionamento dos corpos de prova no forno em planta.....	142
Figura 5.10 – Posicionamento real dos corpos de prova no forno .....	143
Figura 5.11 – Corpos de prova mistos devidamente protegidos para realização do ensaio em situação de incêndio.....	144

Figura 5.12 - Evolução da temperatura interna do forno durante o ensaio .....	145
Figura 5.13 - Cenário pós-fogo do forno horizontal.....	145
Figura 5.14 – Desenvolvimento da temperatura dos termopares do CP1 .....	146
Figura 5.15 - CP1 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2 .....	147
Figura 5.16 – Evolução de temperatura dos termopares do CP12.....	148
Figura 5.17 – CP12 após exposição ao fogo: a) lado 1; b) lado 2.....	148
Figura 5.18 – Evolução da temperatura no termopar T1 dos protótipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço. ....	150
Figura 5.19 - Desenvolvimento da temperatura para o termopar T2 dos prototipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço. ....	151
Figura 5.20 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T3 dos prototipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço. ....	151
Figura 5.21 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T4 dos prototipos mistos com concretos ternários .....	152
Figura 5.22 - CP2 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2 .....	153
Figura 5.23 - CP3 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2 .....	153
Figura 5.24 – Protótipos após exposição ao fogo: CP4 a) lado 1; b) lado 2 e CP5 c) lado 1; d) lado 2 .....	155
Figura 5.25 - Protótipos após exposição ao fogo: CP6 a) lado 1; b) lado 2 e CP7 c) lado 1; d) lado 2 .....	156
Figura 5.26 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T1 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico.....	157
Figura 5.27 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T2 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico.....	158
Figura 5.28 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T3 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico.....	159
Figura 5.29 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T4 dos protótipos mistos cm concretos quaternários e de referência.....	160
Figura 5.30 - CP10 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2 .....	160
Figura 5.31 - CP8 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2.....	161
Figura 5.32 - CP9 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2.....	161
Figura 5.33- CP11 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2.....	162
Figura 5.34 - Degradação dos corpos de prova cilíndricos pós-fogo .....	163
Figura 5.35 – Visualização superficial das amostras fraturas pelo MEV pós incêndio .....	167

Figura 5.36 – Fotomicrografia pelo MEV do concreto de referência em 315 °C. ....	170
Figura 5.37 –Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – CCA em 497 °C .....	171
Figura 5.38 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC em 497 °C.....	171
Figura 5.39 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – FC em 314 °C .....	172
Figura 5.40 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – CCA em 294 °C.....	173
Figura 5.41 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – FC em 354 °C .....	174
Figura 5.42 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto CCA – FC em 363 °C .....	174
Figura 5.43 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – CCA em 401 °C.....	175
Figura 5.44 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – FC em 419 °C.....	176
Figura 5.45- Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – CCA – FC em 337 °C.....	177
Figura 5.46 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – CCA – FC em 422 °C.....	178
Figura 6.1 - Fluxograma de atividades para o estudo das vigas mistas parcialmente revestidas .....	180
Figura 6.2 – Posicionamento das armaduras no perfil de aço .....	181
Figura 6.3 - Definição das seções para medição da temperatura (dimensões em mm).....	182
Figura 6.4– Posição dos termopares nas seções S1,S2, S3 e S4 (dimensões em cm) .....	183
Figura 6.5 – Fixação dos termopares: (a) nos componentes de aço e (b) nas mesas da viga.183	
Figura 6.6 – Concretagem das vigas mistas .....	184
Figura 6.7 – Módulo de elasticidade estático dos concretos das vigas.....	185
Figura 6.8 – Instrumentação realizada para o ensaio em temperatura ambiente.....	186
Figura 6.9 - Ensaio de flexão da viga mista de referência: (a) esquema geral do ensaio, (b) dispositivo de apoio, (c) transdutor nos apoios e (d) sistema servo hidráulico utilizado. ....	187
Figura 6.10 - Ensaio de flexão a três pontos das VMPR com concretos ecoeficientes: (a) VT-1 e (b) VQ-2.....	188
Figura 6.11 - Curva de força versus deslocamento no meio do vão das VMPR.....	189
Figura 6.12 - Panorama de fissuração das VMPR pós ensaio à flexão: (a) VB-0, (b) VT-1 e (c) VQ-2 .....	191
Figura 6.13 - Dispositivos de aplicação de carga: (a) cilindro hidráulico e (b) prolongador.195	
Figura 6.14 - Esquema geral do ensaio em situação de incêndio com a indicação dos transdutores de deslocamento.....	195
Figura 6.15 - Posicionamento dos dispositivos de medição dos deslocamentos: (a) Transdutores centrais D4 e D5, (b) Indicação dos ganchos, (c) Transdutores D1, D2 e D3 e (d) Transdutor D6 .....	196
Figura 6.16 - Dispositivos de vinculação: (a) Apoio móvel e (b) Apoio fixo.....	197



Figura 6.17 - Posicionamento das VMPR dentro do forno: (a) VB-0, (b) VT-1 e (c) VQ-2. ....	198
Figura 6.18 - Visão geral dos ensaios em temperaturas elevadas .....	199
Figura 6.19 - Sistema de vedação nas laterais do forno .....	199
Figura 6.20 - Avaliação das temperaturas médias dos termopares de controle dentro do forno com a curva-padrão durante os ensaios das VMPR .....	201
Figura 6.21 - Evolução da temperatura para os termopares da seção S1 .....	202
Figura 6.22 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S2 .....	202
Figura 6.23 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S3 .....	203
Figura 6.24 - Evolução da temperatura para os termopares da seção S4 .....	205
Figura 6.25 - Desenvolvimento da temperatura nos pontos (T2, T3 e T4) situados na seção S2 para todas as VMPR e dos seus respectivos protótipos mistos .....	207
Figura 6.26 - Ascensão da umidade do concreto para a superfície durante o ensaio em temperaturas elevadas.....	209
Figura 6.27 - Evolução do carregamento em função do tempo de aquecimento.....	210
Figura 6.28 - Evolução do deslocamento no meio do vão em função do tempo de aquecimento .....	211
Figura 6.29 - Deslocamentos axiais das VMPR com o avanço do tempo.....	212
Figura 6.30 - Viga VB-0 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2 .....	214
Figura 6.31 - Viga VT-1 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2 .....	215
Figura 6.32 - Viga VQ-2 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2.....	215
Figura 6.33 - Mudança de coloração das vigas pós-fogo .....	216
Figura 6.34 – Desenvolvimento da temperatura interna do forno em seis horas de ensaio ...	218
Figura 6.35 -Evolução das temperaturas para todas as VMPR, nos sensores (T2, T3 e T4) presentes na seção S2, ao longo de seis hora pós-fogo .....	218
Figura 6.36 - Evolução das temperaturas para todas as VMPR, nos sensores (T6, T7 e T8) presentes na seção S2, ao longo de seis hora pós-fogo .....	219
Figura 6.37 - Comportamento do deslocamento central pós-fogo. ....	220
Figura 6.38 - Deslocamento central final VMPR pós-fogo.....	221
Figura 6.39 - Evolução do deslocamento axial pós-fogo .....	222
Figura 6.40 - Deslocamento lateral das VMPR pós-fogo.....	223
Figura 6.41 - Ensaio de tração uniaxial dos copos de prova do perfil metálico das VMPR após o incêndio .....	225
Figura 6.42 - Ensaio de flexão das VMPR pós-fogo.....	226
Figura 6.43 - Evolução da força <i>versus</i> deslocamento das VMPR pós-fogo .....	227

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quaternárias em pastas e concretos de alta resistência.....	47
Tabela 2.2- Mudanças na pasta de cimento e agregados com aumento da temperatura. ....	55
Tabela 2.3 – Pesquisas anteriores sobre concretos contendo adições minerais em elevadas temperaturas.....	63
Tabela 3.1 - Síntese dos principais trabalhos sobre o comportamento à flexão das VMPR em temperatura ambiente .....	74
Tabela 3.2 - Pesquisas anteriores sobre vigas mistas em elevadas temperaturas .....	82
Tabela 4.1 - Propriedades químicas e físicas do cimento e adições minerais .....	91
Tabela 4.2– Proporções da mistura do concreto de referência ( $\text{kg/m}^3$ ).....	93
Tabela 4.3 – Proporções das misturas dos concretos ecoeficientes ( $\text{kg/m}^3$ ) .....	94
Tabela 4.4 – Propriedades do concreto a serem avaliadas no estado endurecido .....	95
Tabela 4.5 – Valores de abatimento e massa específica para os concretos no estado fresco ...	97
Tabela 4.6 – Massa específica dos concretos no estado fresco .....	99
Tabela 4.7- Resistência média à compressão dos concretos ao longo do tempo .....	102
Tabela 4.8– Resistência à tração por compressão diametral (MPa) .....	106
Tabela 4.9 – Resistência à tração na flexão (MPa).....	106
Tabela 4.10- Parâmetros dinâmicos para o concreto REF (GPa) .....	109
Tabela 4.11 -Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas ternárias (GPa).....	110
Tabela 4.12 - Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas quaternárias (GPa).....	111
Tabela 4.13 - Classificação I do concreto conforme parâmetros de durabilidade.....	113
Tabela 4.14 - Classificação II do concreto conforme parâmetros de durabilidade .....	113
Tabela 4.15 - Absorção de água por imersão de cada concreto (%) .....	114
Tabela 4.16 - Índice de vazios de cada concreto (%) .....	114
Tabela 4.17 - Massa específica da amostra seca para os concretos ( $\text{g/cm}^3$ ).....	115
Tabela 4.18 - Massa específica da amostra saturada para os concretos ( $\text{g/cm}^3$ ) .....	116
Tabela 4.19 - Massa específica da amostra real para os concretos ( $\text{g/cm}^3$ ).....	117
Tabela 4.20 - Absorção por capilaridade de cada concreto ( $\text{g/cm}^2$ ) .....	118
Tabela 4.21 - Velocidade do pulso ultrassônico (m/s) .....	119
Tabela 4.22 - Síntese dos principais resultados dos concretos ternários e quaternários em relação ao concreto de referência aos 28 dias.....	122

Tabela 4.23 - Síntese dos principais resultados dos concretos ternários e quaternários em relação ao concreto de referência aos 91 dias.....	122
Tabela 5.1-Seção transversal do perfil metálico I, 250 x 32,7 .....	137
Tabela 5.2 – Nomenclatura para os corpos de prova mistos e de aço produzidos .....	142
Tabela 5.3– Temperatura atingida pelos corpos de prova incendiados .....	164
Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de resistência à compressão antes e após exposição ao fogo .....	165
Tabela 6.1 – Caracterização do perfil metálico e das armaduras longitudinal e transversal ..	182
Tabela 6.2 - Força máxima, momento resistente, força de fissuração e momento de fissuração das vigas .....	190
Tabela 6.3 - Deslocamentos verticais (mm) para carregamentos de 30 kN, 60 kN e 90 kN..	192
Tabela 6.4 - Deslocamentos verticais (mm) para carregamentos de 120 kN e no momento da ruptura.....	192
Tabela 6.5 - Comparação dos momentos resistentes analíticos das VMPR (kN.m) com ao resultado experimental.....	193
Tabela 6.6 - Duração final do ensaio .....	210
Tabela 6.7 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 1) – medidas em mm .....	213
Tabela 6.8 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 2) – medidas em mm .....	213
Tabela 6.9 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 3) – medidas em mm .....	213
Tabela 6.10 - Deslocamento no meio do vão após 6 horas de monitoramento .....	220
Tabela 6.11 - Momento resistente e de fissuração das VMPR pós-fogo.....	228
Tabela 6.12 - Deslocamentos centrais (em mm) das VMPR pós-fogo para algumas faixas de carregamento .....	230
Tabela 6.13 - Deslocamentos (em mm) nos apoios direito e esquerdo das VMPR para algumas faixas de carregamento (parte 1). .....	230
Tabela 6.14 - Deslocamentos (em mm) nos apoios direito e esquerdo das VMPR para algumas faixas de carregamento (parte 2). .....	230

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>18</b>
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO.....	20
1.2	JUSTIFICATIVA .....	21
1.3	ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	22
<b>2</b>	<b>CONCRETO PRODUZIDO COM ADIÇÕES MINERAIS.....</b>	<b>24</b>
2.1	CINZA DE CASCA DE ARROZ.....	28
2.2	SÍLICA ATIVA .....	33
2.3	METACAULIM .....	35
2.4	FÍLER CALCÁRIO.....	36
2.5	CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA PRODUZIDOS A PARTIR DE MISTURAS TERNÁRIAS E QUATERNÁRIAS .....	38
<b>2.5.1</b>	<b>Revisão da literatura com enfoque meta-analítico.....</b>	<b>39</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Principais resultados.....</b>	<b>45</b>
2.6	CONCRETO EM ELEVADA TEMPERATURA .....	53
<b>2.6.1</b>	<b>Efeito do fogo no concreto e seus constituintes.....</b>	<b>55</b>
2.6.1.1	Alterações físicas e químicas .....	55
2.6.1.2	Propriedades mecânicas do concreto de alta resistência em elevada temperatura .....	55
2.6.1.3	<i>Spalling</i> .....	58
<b>2.6.2</b>	<b>Influência da adição de materiais cimentícios suplementares no comportamento de concretos em elevadas temperaturas .....</b>	<b>61</b>
<b>3</b>	<b>VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....</b>	<b>71</b>
3.1	VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONVENCIONAL E DE ALTA RESISTÊNCIA EM TEMPERATURA AMBIENTE.....	74
<b>3.1.1</b>	<b>Métodos analíticos para a previsão da capacidade resistente à flexão de VMPR em temperatura ambiente .....</b>	<b>77</b>
3.2	VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	81
<b>3.2.1</b>	<b>Aspectos normativos sobre VMPR em situação de incêndio .....</b>	<b>87</b>

<b>4</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO, DOSAGEM E PROPRIEDADES DO CONCRETOS PRODUZIDOS COM ADIÇÕES MINERAIS .....</b>	<b>89</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	90
4.2	DOSAGEM DOS CONCRETOS .....	93
4.3	PRODUÇÃO DO CONCRETO .....	94
4.4	PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO.....	96
4.4.1	<b>Consistência .....</b>	<b>96</b>
4.4.2	<b>Massa específica .....</b>	<b>98</b>
4.5	PROPRIEDADE DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO .....	99
4.5.1	<b>Resistência à compressão.....</b>	<b>99</b>
4.5.2	<b>Resistência à tração.....</b>	<b>104</b>
4.5.3	<b>Módulo de elasticidade .....</b>	<b>107</b>
4.5.4	<b>Propriedades relacionadas à durabilidade do concreto .....</b>	<b>112</b>
4.5.5	<b>Velocidade do pulso ultrassônico.....</b>	<b>119</b>
4.5.6	<b>Síntese dos resultados do ensaios no estado endurecido.....</b>	<b>121</b>
4.6	MICROESTRUTURA DO CONCRETO .....	123
4.7	ASPECTOS VOLTADOS À SUSTENTABILIDADE.....	131
<b>5</b>	<b>COMPORTAMENTO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</b>	<b>135</b>
5.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	136
5.1.1	<b>Preparação dos corpos de prova.....</b>	<b>136</b>
5.1.2	<b>Instrumentação.....</b>	<b>137</b>
5.1.3	<b>Concretagem.....</b>	<b>139</b>
5.1.4	<b>Posicionamento dos corpos de prova no forno horizontal.....</b>	<b>141</b>
5.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	144
5.3	ANALISE DOS CONCRETOS PÓS-FOGO .....	162
5.3.1	<b>Resistência à compressão residual.....</b>	<b>164</b>
5.3.2	<b>Análise microestrutural.....</b>	<b>167</b>
<b>6</b>	<b>ABORDAGEM ESTRUTURAL, TÉRMICA, TERMOESTRUTURAL E PÓS FOGO VOLTADAS ÀS VIGAS MISTAS EM ANÁLISE .....</b>	<b>179</b>

6.1	ASPECTOS VOLTADOS À CONSTRUÇÃO DAS VIGAS.....	180
6.1.1	Características dos elementos metálicos .....	180
6.1.2	Instrumentação dos termopares .....	182
6.1.3	Concretagem e ensaios de caracterização dos concretos de revestimentos.....	184
6.2	ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE ....	185
6.2.1	Análise da curva Força <i>versus</i> Deslocamento.....	188
6.2.2	Momentos de fissuração e resistente .....	189
6.2.3	Análise dos deslocamentos e da rigidez.....	191
6.2.4	Análise comparativa da capacidade resistente das vigas com métodos analíticos .....	193
6.3	ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	194
6.3.1	Etapas consideradas na preparação dos ensaios.....	194
6.3.2	Determinação e análise do campo térmico .....	200
6.3.3	Análise dos deslocamentos verticais centrais.....	209
6.3.4	Outros deslocamentos avaliados .....	212
6.4	ANÁLISE DAS VIGAS APÓS AQUECIMENTO.....	214
6.4.1	Resfriamento das vigas: análise das temperaturas e dos deslocamentos.....	217
6.5	COMPORTAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS MISTAS PÓS-FOGO ...	224
6.5.1	Análise da curva força <i>versus</i> deslocamento.....	226
6.5.2	Momento de fissuração e resistente .....	228
6.5.3	Análise dos deslocamentos e da rigidez.....	229
6.6	SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	231
	<b>CAPÍTULO 7 .....</b>	<b>233</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>233</b>
7.1	PROPRIEDADES DOS CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA .....	233
7.2	COMPORTAMENTO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	234

7.3	AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E MICROESTRUTURAS RESIDUAIS DE CONCRETOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	235
7.4	COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS EM TEMPERATURAS AMBIENTE, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E PÓS-FOGO	235
7.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	237
7.5.1	<b>Em relação a caracterização e dosagem dos concretos de alta resistência ternários e quaternários .....</b>	<b>237</b>
7.5.2	<b>Em relação aos estudos em incêndio .....</b>	<b>237</b>
8	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>239</b>
	<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>261</b>
	<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>268</b>
	<b>APÊNDICE C.....</b>	<b>273</b>
	<b>APÊNDICE D.....</b>	<b>279</b>
	<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>285</b>
	<b>APÊNDICE F.....</b>	<b>293</b>
	<b>APÊNDICE G.....</b>	<b>308</b>
	<b>APÊNDICE H.....</b>	<b>313</b>

## CAPÍTULO 1

---

### 1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização de maneira consciente dos recursos naturais disponíveis é um tema atual e indispensável. Para que as gerações futuras possam desenvolver-se e existir, a atual geração deve gerenciar de maneira responsável os recursos naturais que se encontram à sua disposição. Assim, estudos voltados a esta temática tornam-se necessários, visando o emprego de níveis menores de consumo de recursos escassos e o aumento da durabilidade dos produtos fabricados (BARBOZA, 2016; MOSABERPANAHA, UMAR, 2020).

Globalmente, a gestão de resíduos sólidos representa um desafio para países desenvolvidos e em desenvolvimento devido ao crescimento industrial, urbanização acelerada e estilo de vida consumista (KABIR; AL-SHAYEB; KHAN, 2016). No campo da construção civil, o impacto ambiental está presente em diversos âmbitos, a exemplo das grandes quantidades de CO<sub>2</sub> liberadas durante a produção do cimento Portland. Metha e Monteiro (2014) apontam que a indústria do cimento tem sido considerada como um dos principais contribuintes na emissão de CO<sub>2</sub> na atmosfera, tendo em vista que é responsável por cerca de 5% a 7% do CO<sub>2</sub> emitido no mundo.

Em alternativa, a tecnologia dos concretos ecoeficientes, com baixo consumo de cimento, apoiada em princípios científicos, tem dado sua contribuição para este desafio. De acordo com Liew, Sojobi e Zhang (2017) a demanda por concreto sustentável tem sido estimulada cada vez mais por diversos motivos, dentre eles: a necessidade de utilização de concretos de alta qualidade, espaços limitados em aterros sanitários, desejo dos países em reduzir a emissão de gases de efeito estufa, bem como a conservação dos recursos naturais.

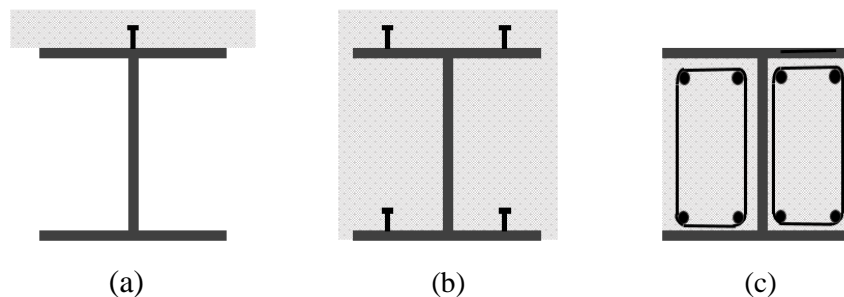
Segundo os autores, a utilização de materiais residuais e materiais alternativos não convencionais, como materiais cimentícios suplementares e agregados reciclados no concreto, é um dos métodos mais eficazes, econômicos, inovadores e sustentáveis para melhorar o desempenho das estruturas de concreto. Behnood e Ziari (2008) indicam efeito significativo da sílica ativa sobre o aumento da resistência à compressão residual de concreto de alta resistência em temperaturas acima de 300°C, onde sugeriu-se para esse material cimentício suplementar um teor ótimo de 6% na composição do concreto.



Diante disso, esse estudo visa investigar a aplicação do concreto de alta resistência ecoeficiente, por meio da substituição do cimento por um material cimentício suplementar (sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário) com a finalidade de verificar sua contribuição frente à ação térmica e estrutural por meio de sua incorporação no revestimento de vigas mistas de aço e concreto, parcialmente revestidas.

Um elemento estrutural misto de aço e concreto é definido como aquele formado por componentes de concreto, armado ou não, e aço trabalhando de forma conjunta (ABNT NBR 8800:2008). As vigas mistas de aço e concreto têm ganhado popularidade nas últimas décadas e sua configuração convencional (Figura 1.1a) é constituída por um perfil de aço I conectado a uma laje de concreto por meio de conectores de cisalhamento.

Figura 1.1 - Exemplo construtivo de vigas mistas de aço e concreto :  
(a) convencional, (b) totalmente revestida e (c) parcialmente revestida



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

De Nardin e El Debs (2009) apontam que esse arranjo está consolidado no meio técnico, porém pode conduzir à construção de pavimentos com pisos de grandes alturas. Como alternativa para reduzir essas alturas surgem as vigas mistas total ou parcialmente revestidas, exemplificadas na Figura 1.1b e Figura 1.1c, respectivamente, onde a viga de aço é embutida total ou parcialmente no elemento de concreto.

No que diz respeito às vigas mistas parcialmente revestidas (VMPR), objeto de estudo desta tese, Piloto *et al.* (2013), pontuam que essa solução construtiva apresenta também como vantagem a proteção térmica do elemento de aço quando submetido ao incêndio, e com isso, apresenta maior capacidade resistente à flexão quando comparada com uma viga metálica. Isso porque as estruturas de aço possuem um comportamento insatisfatório sob ação do fogo, devido à sua elevada condutividade térmica e forma perfis cuja espessura é reduzida, promovendo, dessa maneira, um rápido aquecimento no elemento estrutural e uma acelerada degradação de suas propriedades mecânicas (resistência e rigidez).

De maneira geral, poucas foram as pesquisas realizadas nesse tema. Grande parte daquelas existentes é limitada às propriedades mecânicas residuais dos concretos de alta resistência com adições minerais, tais como aquelas apresentadas em Khaliq e Mujeeb (2018) e Balola *et al.* (2021). 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 sustentáveis.

Os poucos trabalhos que abordam as estruturas mistas produzidas com concreto em situação de incêndio, basicamente, estudam o comportamento de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, como por exemplo, Xiong e Liew (2016) e Romero *et al.* (2017), o que evidencia a escassez de pesquisas voltadas às vigas mistas com concreto de alta resistência com adições minerais.

Assim, a presente pesquisa contempla a associação de duas grandes áreas da engenharia civil: (1) *estruturas de aço e mistas de aço e concreto* e (2) *tecnologia do concreto*. Ambas as áreas de conhecimento farão parte do estudo da segurança de estruturas contra incêndio e buscarão contribuir na disseminação dessa temática tão pouco explorada no Brasil. Dessa forma, procura-se aplicar ações sustentáveis, a partir do emprego do baixo consumo de cimento na produção de concreto, associado à segurança de estruturas em situação de incêndio, mais especificamente na área de vigas mistas de aço e concreto.

## 1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo geral desse trabalho é avaliar a influência do revestimento do concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento no comportamento à flexão das vigas mistas de aço e concreto, parcialmente revestidas, em situação de incêndio.

A partir desse objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver traços de concreto para obter misturas com baixo consumo de cimento e alta resistência à compressão;
- Analisar a influência do uso de diferentes adições minerais nas propriedades do concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido;
- Analisar a microestrutura do concreto em temperatura ambiente após ser submetido a elevadas temperaturas;
- Avaliar o comportamento de corpos de prova de concreto em situação de incêndio com relação às suas propriedades mecânicas residuais.

- Examinar o comportamento térmico de protótipos de VMPR com concreto ecoeficiente de alta resistência submetidos à ação do fogo.
- Avaliar o comportamento à flexão de vigas de aço parcialmente revestidas com concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento, em temperatura ambiente, em situação de incêndio e após exposição ao fogo, com ênfase no tipo de concreto de revestimento.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A temática proposta nesse projeto de pesquisa é recente e ainda pouco estudada no meio científico, de modo a associar duas áreas de grande relevância e interesse para pesquisadores em todo o mundo: a sustentabilidade e a segurança das estruturas em situação de incêndio.

Com o crescimento econômico dos países em processo de desenvolvimento, o consumo de cimento tem se elevado continuamente, com destaque para a China que responde por mais da metade da produção de cimento no mundo (Scrivener, John, Gartner, 2019). Por consequência, a necessidade do aumento da fabricação de clínquer ocasiona problemas como a redução de longevidade de jazidas de matérias-primas, aumento de emissão de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) e consumo de energia.

Mehta e Monteiro (2014) apontam três possíveis processos que levaria ao caminho da sustentabilidade na indústria do cimento e do concreto: redução do consumo de concreto nas estruturas, redução do consumo de cimento no concreto e redução do teor de clínquer no cimento. Por essa razão, esse projeto busca desenvolver um concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento, promovendo o uso sustentável e alternativo de materiais residuais não convencionais. Com isso, é possível estudar esse tipo de material em diversas circunstâncias, desde o comportamento do material no estado fresco até as suas propriedades residuais quando submetido à deterioração causada por ações térmicas procedentes da exposição ao fogo, isto é, em situação de incêndio.

Infelizmente é comum que engenheiros estruturais associem o conceito de alta resistência somente à otimização de estruturas por meio da redução das seções transversais e/ou espessura de cobertura da armadura, em virtude do ganho com aumento da resistência mecânica do material e da respectiva qualidade do concreto (BRITEZ, 2011). No entanto, é importante que nos projetos de engenharia os materiais sejam avaliados frente à ação térmica. À vista disso, a pesquisa contemplou um estudo voltado ao desempenho de concretos de alta

resistência com baixo consumo de cimento e sua aplicação em elementos estruturais (vigas de aço parcialmente revestidas com concreto) sob ação do fogo.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto resistência à compressão na faixa de 20 a 50 MPa. No entanto, devido a maior frequência de uso das adições minerais em concretos de alta resistência, buscou-se verificar a possibilidade de viabilizar o uso de misturas com classe de resistência superior aos valores normativos após os 28 dias de idade em estruturas mistas de aço e concreto.

Para que ocorra a utilização do concreto sustentável em projetos estruturais são necessárias mais pesquisas e conscientização pública sobre o tema. Diante disso, foi constada uma carência de pesquisas acerca de estruturas metálicas revestidas com concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento, sendo um estudo inovador e importante sobre essa temática.

Para o desenvolvimento desta pesquisa está à disposição o único forno a gás do Brasil, no qual é possível ensaiar elementos estruturais horizontais 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 2006/0642-5 intitulado “Segurança das Estruturas em Situação de Incêndio” que teve como objetivo estudar o comportamento termoestrutural das estruturas de concreto, aço e madeira (CALIL JUNIOR, 2006).

Por essa razão, esse estudo busca também dar continuidade a esse projeto, permitindo a ampliação de pesquisas em caráter experimental que possui grande relevância na área da engenharia estrutural em situação de incêndio no Brasil.

### 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* aborda as principais características e propriedades das adições minerais utilizadas neste estudo e sua aplicação em concretos. Em seguida, apresenta-se uma revisão sistemática sobre os principais estudos encontrados na literatura sobre aplicação das misturas ternárias e quaternárias em concretos de alta resistência. Por fim, argumenta-se sobre o 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 concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio. No **Capítulo 4** é apresentada a caracterização das adições minerais utilizadas nesse trabalho, em termos de propriedades físicas e químicas. Além disso, é indicada a determinação das propriedades no estado fresco e endurecido dos concretos produzidos.

No **Capítulo 6** avalia-se o campo térmico desenvolvido na seção transversal de elementos de aço revestidos com diferentes concretos sob ação do fogo, de modo a verificar eficiência do compósito como barreira térmica. O **Capítulo 7** traz a descrição dos ensaios à flexão das vigas mistas em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo. O **Capítulo 8** apresenta 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. Por fim, o trabalho se encerra com as referências bibliográficas e os apêndices.

## CAPÍTULO 2

---

### 2 CONCRETO PRODUZIDO COM ADIÇÕES MINERAIS

O concreto, material mais consumido pelo homem depois da água, tem sido investigado quanto aos impactos ambientais da sua produção (MONTEIRO *et al.*, 2017). Globalmente, aproximadamente 4,1 bilhões de toneladas de cimento Portland foram produzidos em 2015, de maneira que esta produção de cimento hidráulico corresponde a aproximadamente 25-30 bilhões de toneladas de concreto (DAL MOLIN, 2022).

No entanto, uma tonelada de cimento produz cerca de uma tonelada de CO<sub>2</sub> que é um dos principais gases do efeito estufa que contribui para o aquecimento global, as mudanças climáticas e a depleção da camada de ozônio (Samad; Shad, 2017). Cerca de 60% do CO<sub>2</sub> da produção de cimento Portland vem da descarbonatação do calcário no processo de clinquerização, e os 40% restantes provêm da queima de combustíveis e eletricidade usados para aquecimento e moagem (SKIBSTED; SNELLINGS, 2019).

Além disso, a demanda por cimento Portland continua a aumentar, cuja projeção é que aumente para 5,8 bilhões toneladas até 2050 (SCRIVENER, 2012). Assim, a redução das emissões de CO<sub>2</sub> associadas à produção de cimento representa um desafio importante e urgente para a construção civil (SKIBSTED, SNELLINGS, 2019).

Segundo uma investigação realizada pelo Programa Ambiental das Nações Unidas para construção sustentável e iniciativa climática (UNEP SBCI, 2016), não existe uma solução única para uma produção sustentável do concreto. No entanto, a substituição parcial do cimento Portland por adições minerais ou materiais cimentícios suplementares (MCS) representa uma abordagem muito atraente, pois pode reduzir as emissões de CO<sub>2</sub> em 30 a 40%, sem sofrer alterações significativas no desempenho de resistência mecânica, durabilidade e custo do material (SHAMAD; SHAH, 2017; ALUBARI *et al.*, 2018; ALNAHHAL *et al.*, 2018; MILLER, 2018)

A substituição do cimento Portland por adições minerais já é uma prática industrial amplamente adotada, principalmente para o calcário e subprodutos industriais, como cinza volante proveniente de usinas termoelétricas a carvão, escória granulada de alto-forno decorrente da produção de ferro-gusa, e sílica ativa da indústria de ligas de ferro silício e silício metálico, representando as adições minerais mais comumente usadas na produção do concreto. Além disso, o desenvolvimento e a caracterização das adições minerais têm sido uma área de

pesquisa bastante ativa nas últimas duas décadas (ANTONI *et al.*, 2012; APRIANTI, 2017; SKIBSTED; SNELLINGS, 2019).

No entanto, a atual demanda por recursos naturais para atender às demandas de infraestrutura criou inúmeras oportunidades para o uso de materiais residuais para a construção de infraestrutura "verde" (LIEW *et al.*, 2018). No entanto, segundo os autores, a disponibilidade dos materiais cimentícios suplementares de subprodutos industriais varia regionalmente e não será capaz de cobrir as necessidades globais desses materiais no futuro. Um exemplo é o caso da redução das quantidades de cinza volante disponível, devido à usinas termoeletricas a carvão estarem sendo desativadas para fins de proteção ambiental em vários países. Portanto, há uma necessidade urgente de desenvolvimento de adições minerais que tenham desempenho equivalentes ou superiores à cinza volante e à escória granulada de alto-forno (SKIBSTED; SNELLINGS, 2019).

Nesse contexto, as pozolanas naturais como calcário e as argilas termicamente ativadas (por exemplo, metacaulim) representam importantes tipos de materiais disponíveis em grandes depósitos em todo o mundo. Desse modo, o desenvolvimento de misturas ternárias utilizando uma combinação de cimento, calcário e uma adição mineral rica em aluminossilicato, como o metacaulim, tem recebido interesse de pesquisa significativo (STEINBERGER; KRAUSMANN; EISENMENGER, 2010; VANCE, 2013; PANESAR, 2019; KHAN; HAQ, 2020). Além disso, alguns subprodutos agrícolas como a cinza de casca de arroz, cinza de bagaço de cana, cascas e fibras de coco foram consideradas opções de substituições para o cimento na composição do concreto (PARIS *et al.*, 2016; SANDHU, SIDDIQUE, 2017; SIDDIKA *et al.*, 2019). Dessa forma, para a produção dos concretos desse estudo utilizou-se as adições minerais provenientes de subprodutos industriais, agrícolas e também de origem natural.

Estudos anteriores constataram que a utilização desses resíduos e subprodutos industriais no concreto proporcionam diversas vantagens no desempenho do concreto, como melhores propriedades químicas, físicas e mecânicas, tais como resistência à compressão, resistência à flexão, resistência à tração e durabilidade. Contribuem também com a redução do custo de construção pela economia de cimento e agregados naturais, além de benefícios ambientais como a redução das emissões de dióxido de carbono e destinação adequada de resíduos considerados poluentes (ANTONI *et al.*, 2012; ADNAN *et al.*, 2021; FONSECA *et al.*, 2022; MELLO *et al.*, 2020).

Basicamente dois efeitos se sobrepõem e podem explicar essas melhorias. A utilização de materiais cimentícios suplementares pozolânicos resulta em uma microestrutura refinada,

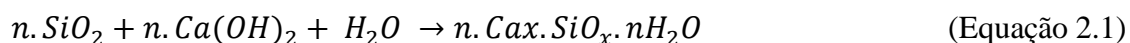
que é obtida devido aos produtos das reações pozolânicas (ação química), e a ação física de preenchimento de vazios e refinamento de poros devido à elevada quantidade de partículas finas. Como resultado, obtém-se uma diminuição da permeabilidade e, conseqüentemente, uma melhoria na durabilidade do concreto (FONSECA *et al.*, 2022).

No entanto, quando submetido a elevadas temperaturas as propriedades mecânicas do concreto como também sua densidade e aparência superficial são afetadas. Alguns estudos relataram melhoria na resistência ao fogo dos concretos quando o cimento Portland foi substituído por materiais pozolânicos ( AYDIN, 2008; DEMIRBOGA *et al.*, 2007; WANG, 2008 ). Malik *et al.* (2021), relatam que a substituição parcial do cimento por escória e pozolanas secundárias, como cinza volante, exibem menor formação de fissuras em comparação com o concreto constituído somente com cimento Portland comum, o que pode ser atribuído à concentração reduzida de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), que desempenha um papel importante na formação de fissuras durante os processos de desidratação quando exposto ao fogo.

Desse modo, as propriedades essenciais das adições minerais são ter a capacidade de ligação compatível com agregados (comparável ao cimento) e apresentar bom comportamento pozolânico (AL-KUTTI *et al.*, 2019). De acordo com Malhotra e Mehta (2014), pozolanas são definidas como materiais siliciosos ou silico-aluminosos que sozinhos possuem pouca ou nenhuma propriedade de cimentação, mas que em uma forma finamente dispersa na presença de água irão reagir quimicamente com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) em temperatura ambiente, formando compostos que possuem propriedades cimentícias.

Portanto, um material cimentício pode exibir uma atividade auto-cimentante (hidráulica) ao conter quantidades expressivas de  $\text{CaO}$ , enquanto um material pozolânico requer  $\text{Ca(OH)}_2$  para sua reação. É geralmente aceito que o teor de  $\text{CaO}$  do material pozolânico é suficiente para reagir com todos os compostos pozolânicos e apresentar atividade pozolânica (materiais pozolânicos e cimentícios). Conseqüentemente, todos esses materiais são frequentemente usados em mistura com o cimento Portland que contém o essencial para sua ativação, o  $\text{Ca(OH)}_2$ , a partir de sua hidratação (DHANDAPANI *et al.*, 2021).

A reação química entre a sílica e o  $\text{Ca(OH)}_2$  na presença de água, conhecida como reação pozolânica, é definida pela Equação 2.1 (APRIANTI *et al.*, 2015), onde nota-se a formação do gel secundário de C-S-H.





Os principais processos que ocorrem na hidratação do cimento Portland são que as fases do clínquer se hidratam em várias taxas, resultando principalmente na formação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H), hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), etringita (AFt) e monossulfato hidratado (AFm). Ao adicionar as adições minerais com o cimento Portland tem-se um sistema complexo, onde a hidratação do cimento e a reação hidráulica da adição ocorrem simultaneamente e também podem influenciar a reatividade um do outro (LOTHENBACH; SCRIVENER; HOOTON, 2011). De acordo com Adnan *et al.* (2021), uma boa propriedade pozolânica pode ser definida quando a adição mineral reage quimicamente com o hidróxido de cálcio em temperatura ambiente durante a hidratação do cimento.

Desse modo, os produtos formados a partir da reação pozolânica preenchem os poros do concreto levando ao aumento das propriedades mecânicas e durabilidade da mistura (ALSUBARI *et al.*, 2018; HEIDARI; TAVAKOLI, 2013), uma vez que as adições pozolânicas reduzem a porosidade do concreto principalmente na interface entre a pasta de cimento e os agregados, que são as zonas mais fracas do material (Giaccio *et al.*, 2007).

O tamanho da partícula das adições minerais é claramente importante, pois a reação ocorre na superfície, onde os materiais finos reagem mais rápido. Outro parâmetro importante é a temperatura: temperaturas mais altas aceleram a taxa de reação das adições minerais (LOTHENBACH, SCRIVENER; HOOTON, 2011).

O uso bem sucedido das adições minerais como substituição parcial do cimento Portland contribui para resolver o problema de aterros sanitários, redução no custo dos materiais de construção, dá uma solução satisfatória para as questões ambientais e problemas associados à gestão de resíduos, economiza energia e ajuda na proteção ambiental contra a poluição (APRIANTI, 2017). Estudos anteriores constataram que a utilização de sistemas binários (cimento + adição mineral) com a substituição do cimento em até 15% por metacaulim (MC) reduziu parâmetros como absorção de água por capilaridade e da penetração de agentes agressivos, e aumentou a resistência mecânica ( KOSTUCH *et al.*, 1993; AMBROISE *et al.*, 1994; SABIR *et al.*, 1996 ), enquanto a substituição de até 25% de cinza de casca de arroz (CCA) melhorou a resistência à compressão (CHOPRA *et al.*, 2015). O efeito sinérgico de MC e CCA em misturas ternárias com cimento pode reduzir o consumo deste ligante em até 25%, com melhor desempenho nas propriedades de resistência mecânica e durabilidade (SHATAT, 2016).

Outro tipo de adição mineral que tem sido comumente utilizado em misturas de concreto como adição ou substituição do cimento Portland é o fíler calcário (FC). Este material é obtido a partir da fragmentação de rochas calcárias ( $\text{CaCO}_3$ ), sem necessidade de tratamento térmico

posterior, o que agrega valor ao produto, principalmente do ponto de vista ambiental (FONSECA *et al.*, 2022). No que diz respeito à sua contribuição para as propriedades do concreto, o FC atua como material de preenchimento, não apresentando atividade pozolânica (SHAMAA *et al.*, 2016; ZHANG *et al.*, 2016). Liu e Yan (2010) verificaram que, embora o FC possua baixa reatividade, seu efeito de preenchimento pode melhorar o desempenho do concreto devido à densificação da microestrutura. Por outro lado, pesquisas constataram que há uma diminuição na resistência à compressão, para dosagem de FC acima de 20% (WEERDT *et al.*, 2011; BEDERINA *et al.*, 2011; ELGALHUD *et al.*, 2016). No entanto, o potencial de reação do fíler calcário pode ser aumentado ao ser combinado com ligante ternário rico em aluminatos, como o metacaulim, pois juntamente à aceleração da hidratação causada pela presença do FC e com a reação pozolânica, ampliaria a contribuição para o desenvolvimento da resistência mecânica ao longo do tempo (VANCE *et al.*, 2013; RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2014).

A seguir são apresentadas informações sobre as adições minerais que serão alvo de interesse desta pesquisa, a fim de ilustrar as principais conclusões obtidas no meio científico sobre suas aplicações como ligantes em misturas de concreto de alta resistência.

## 2.1 CINZA DE CASCA DE ARROZ

A casca de arroz é uma proteção natural que se forma nos grãos de arroz durante o seu crescimento, denotando-se como um resíduo sólido agrícola e amplamente disponível nos países produtores de arroz, onde esse material não possui interesse comercial quando removido durante o processo de refino (APRIANTI, 2017).

De acordo com o Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA) estima-se que a produção mundial de arroz para 2023 será de 502,97 milhões de toneladas (PRODUÇÃO AGRÍCOLA MUNDIAL, 2023). Pelo relatório, o Brasil ocupa o 11º lugar entre os países que mais produzem arroz no mundo, com a safra de 2022/2023 estimada em 7,24 milhões de toneladas, sendo a maior produção estimada para a Índia, com 125 milhões de toneladas.

Durante o processo de moagem cada tonelada de arroz pode produzir cerca de 20% de casca de arroz, sendo capaz de gerar de 18 a 20% de cinza de casca de arroz (CCA) por meio do processo de combustão (MOSABERPANAH; UMAR, 2020). Portanto, principalmente para os países produtores de arroz, como o Brasil, uma grande quantidade de resíduos está sendo produzida a cada ano, se tornando um problema o descarte deste material no meio ambiente (APRIANTI *et al.*, 2015).

Segundo Bahri, Mahmud e Shafigh (2018), parte da casca de arroz é utilizada como fonte de combustível em caldeiras para geração de eletricidade nas próprias fábricas de arroz e o restante é queimado e despejado em aterros sanitários, o que pode gerar poluição ambiental. Dentro desses processos, a CCA geralmente tem características físico-químicas diferentes das produzidas em condições controladas (CORDEIRO,2006).

Muitas pesquisas vêm sendo realizadas em todo mundo e demonstram que a utilização da CCA em concreto fornece propriedades mecânicas e durabilidade aprimoradas, custo de materiais reduzido devido à menor quantidade de cimento e benefícios ambientais relacionados ao descarte de materiais residuais (VENKATANARAYANAN, RANGARAJU, 2015; NAJI GIVI *et al.*, 2010; KARTHIK *et al.*, 2017).

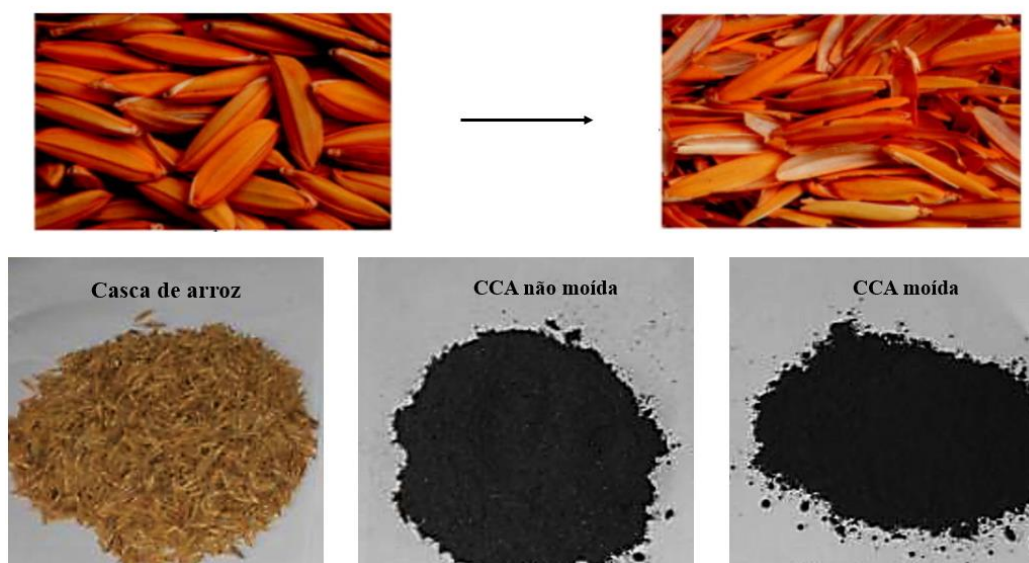
A razão pela atenção significativa para o seu uso sustentável e ecológico em concreto é devido a mesma ser constituída por cerca de 90% de sílica e apresentar excelentes propriedades pozolânicas devido à sua alta área superficial, alta natureza amorfa e compatibilidade e/ ou reatividade com o cimento (RODRÍGUEZ DE SENSALÉ,2010; PARIS *et al.*,2016; SANDHU e SIDDIQUE, 2017; SIDDIKA *et al.*,2019)

Entretanto, a propriedade pozolânica, reatividade e distribuição de tamanho de partículas da CCA dependem fortemente da condições de queima e processamento (FADZIL *et al.*, 2008; ZERBINO *et al.*, 2012; SIDDIKA *et al.*, 2020), uma vez que o seu conteúdo amorfo, área superficial e finura das partículas podem ser melhorados com adoção de combustão controlada e moagem para aplicação em concreto estrutural. A Figura 2.1 ilustra as principais fases do processamento da casca de arroz até a formação da cinza de casca de arroz, que pode ser móida e não.

Segundo Mosaberpanah e Umar (2020), durante o processo de queima, a lignina e a celulose presentes na casca de arroz são removidas e uma grande quantidade de sílica é deixada ao final do processo. A sílica se apresenta em duas formas: amorfa ou cristalina, dependendo da temperatura e duração da queima. A sílica na forma amorfa é reativa e adequada para uso como pozolana para substituir parte do cimento Portland (APRIANTI *et al.*, 2015; THOMAS, 2018).

O efeito químico da cinza da casca de arroz está relacionado ao fato de que quando produzida por combustão controlada é um material altamente pozolânico, que se combina rapidamente com o hidróxido de cálcio formando C-S-H secundário. O efeito físico está ligado ao tamanho da partícula, que produz um refinamento na estrutura dos poros, atua como ponto de nucleação dos produtos de hidratação e restringe o crescimento dos cristais gerados no processo de hidratação ( SHATAT, 2016; BAHRI, MAHMUD, SHAFIGH, 2018).

Figura 2.1 - Imagens demonstrando a casca de arroz e a cinza de casca de arroz, não moída e moída.



Fonte: Buggenhout *et al.* (2013), Chauhan, Kumar (2013)

Diante disso, estudos (AHMED, ADAM, 2007; SENSALÉ, 2006; SENSALÉ, 2010; ZERBINO *et al.*, 2011; ALANEME *et al.*, 2018) apontam que para a queima completa é necessária uma temperatura na faixa de 500°C a 700°C, permitindo que o conteúdo maior de sílica seja transferido para sílica não cristalina ou amorfa (aproximadamente 90%) e, assim, sendo altamente adequada para o uso como pozolana. De acordo com Bahri, Mahmud, Shafiqh (2018), este tipo de cinza de casca de arroz possuiu alto teor de sílica amorfa (SiO<sub>2</sub>) em sua composição e redução de perda ao fogo.

Biel *et al.* (2015) pesquisaram os efeitos das condições de queima em campo aberto (ou da combustão não controlada em fornos industriais) desse material no comportamento mecânico do cimento. Os autores concluíram que maiores temperaturas de queima (acima de 900°C) permitem que o óxido de potássio (K<sub>2</sub>O) se decomponha e crie mais carbono na cinza de casca de arroz, o que pode minimizar o seu efeito pozolânico devido à presença de carbono não queimado e uma parte da sílica em estado cristalino. Neste caso específico, Cordeiro *et al.* (2009) afirmam que a moagem da CCA pode minimizar o efeito do carbono residual e a presença dos compostos cristalinos.

Inúmeras pesquisas confirmam que a temperatura de queima é um ponto crítico na produção de cinzas de casca de arroz amorfas reativas. No entanto, alguns pesquisadores demonstraram melhora na resistência do concreto incorporando cinza de casca de arroz em condições não controladas quanto utilizadas partículas menores em comparação com o cimento

e atendendo às especificações da ASTM C 618 - 22 (CORDEIRO *et al.*, 2009; CHATVEERA, LERTWATTANARUK, 2011; CHOPRA *et al.*, 2015; RÊGO *et al.*, 2015 MAHMUD, 2010). De acordo com Chatveera e Lertwattanak (2010), a cinza de casca de arroz escura, com tamanho médio de partículas de 12 µm, poderia ser usada para produzir concreto de alta resistência, especialmente quando utilizada em até 20% em substituição parcial em volume do cimento.

Tanto a ASTM C 618-22 (ASTM, 2023) quanto a NBR 12653:2014 (ABNT, 2014) estabelecem requisitos a serem cumpridos para as pozolanas, onde a soma dos teores de dióxido de silício (SiO<sub>2</sub>), óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) e óxido de alumínio (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) não deve ser inferior a 70% e a perda ao fogo de até 12% para a norma americana, o que difere da norma brasileira, que exige valor inferior a 10%.

Pesquisas anteriores (SENSAL, 2010; ZAIN *et al.*, 2011; JAUBERTHIE *et al.*, 2000) concordam que cinzas pozolânicas mais finas ao serem utilizadas como substitutos do cimento Portland apresentaram melhores resultados, pois a finura da cinza de casca de arroz influencia a taxa de reação e a taxa de ganho de resistência mecânica do concreto. Além disso, pode influenciar também na relação água/cimento, fluência, retração e trabalhabilidade do concreto. Mahmud *et al.* (1997) relataram que partículas mais finas de cinzas de casca de arroz produzem maior área superficial e aumentam a resistência mecânica do concreto, uma vez que substâncias muito finas, quimicamente reativas, preencheriam vazios no concreto.

Diferente destes autores, Bahri, Mahmud e Shafigh (2018) utilizaram cinza de casca de arroz escura moída e não moída com tamanhos médios das partículas maiores que a do cimento, de cerca de 165 µm e 65 µm, respectivamente. Os autores concluíram que este material moído em substituição de 20% do cimento Portland comum pode ser utilizado sem qualquer redução nas propriedades mecânicas e de durabilidade dos concretos de alta resistência estudados. Xu *et al.* (2015) mencionaram que o processo de moagem da cinza de casca de arroz não altera significativamente suas propriedades químicas, onde após a moagem de 30 min o menor tamanho médio de partícula obtido foi de 5,45 µm.

Assim sendo, o desenvolvimento e uso da cinza de casca de arroz não é atual. Ao final do século XIX, Mehta e Pitt (1997) exploraram o seu uso para produção de concreto de alta resistência. Outros autores em anos seguintes estudaram métodos e procedimentos para a produção de concreto de alta resistência utilizando cinza de casca de arroz (GONÇALVES, BERGMANN, 2007; SENSAL, 2010; HESAMI *et al.*, 2014).

Gastaldini *et al.* (2014) afirmam que a capacidade de produzir concretos de alta resistência com adições minerais, como a CCA, é essencial, pois a resistência à compressão do

concreto desempenha um papel fundamental no projeto e construção de estruturas de concreto. O aumento da resistência à compressão do concreto com cinza de casca de arroz se deve à alta finura da CCA que ativa a propriedade pozolânica e melhora a zona de interface entre os agregados e a pasta de cimento. Esses resultados também foram observados por Zhang e Malhotra (1996) e Sata *et al.* (2007).

Nesse contexto, muitas pesquisas têm sido publicadas sobre sua influência no comportamento do concreto, principalmente utilizando a cinza de casca de arroz em mistura binária, ou seja, mistura composta pela combinação de cimento com cinza de casca de arroz (SATA *et al.*, 2007; ZERBINO *et al.*, 2012; KARTINI *et al.*, 2012; ZAREEI *et al.*, 2017; BAHRI, MAHMUD, SHAFIGH, 2018). No entanto, não se tem um consenso sobre a porcentagem ideal de substituição da CCA para produzir concreto de alta resistência. Pesquisadores concluíram que concretos com 10% de substituição do cimento Portland indicam excelente desempenho quando comparados aos concretos de referência, principalmente após 28 dias de idade (JAMES, 1986; MEHTA, 1994; ZHANG *et al.*, 1996; SENSAL, MOLIN, 2000; SENSAL, 2006; SATA *et al.* 2007; SALAS, 2009; HABEED, MAHMUND, 2010; KARTINI *et al.* 2012; BIE *et al.*, 2015).

Em seu estudo Sata *et al.* (2007) apresentaram uma investigação experimental sobre os efeitos de vários subprodutos industriais, como a cinza de casca de arroz, nas propriedades mecânicas do concreto de alta resistência, com tamanhos médios de partícula inferiores a 11 µm. Os autores obtiveram a maior resistência à compressão (97 MPa aos 180 dias) dos concretos contendo cinza de casca de arroz com um valor de substituição de 20% em massa, com um ganho de cerca de 98% em relação à mistura de referência com 10% de sílica ativa. Além disso, a utilização das adições minerais não apresentou efeito significativo na resistência à tração e no módulo de elasticidade em comparação ao concreto de referência.

Salas *et al.* (2009) observaram que a substituição de 5% a 10% em volume de cinza de casca de arroz, aumentou significativamente a resistência do concreto, sendo comparável com o concreto contendo a mesma quantidade de sílica ativa. O mesmo também foi apontado por Bie *et al.* (2015) que indicaram que o uso de 10% de cinza de casca de arroz pode ser a proporção ideal para aumentar a resistência à compressão do concreto com cinza de casca de arroz.

Gastaldini *et al.* (2007) mencionaram que a resistência à compressão do concreto contendo uma substituição de 20% de CCA com uma relação água/cimento de 0,35 exibiu uma resistência à compressão de 75,2 MPa aos 28 dias. Foi observado que a resistência à compressão diminuiu com o aumento da quantidade de substituição. Kartini *et al.* (2012) concluíram que

maiores porcentagens de substituição de cinza de casca de arroz levaram à diminuição da resistência à compressão do concreto. No entanto, a substituição de 10% do cimento por CCA atingiu a resistência à compressão desejada de 60 e 70 MPa, como também foi constatado melhoria em parâmetros de durabilidade em concretos convencionais e de alta resistência.

Habeed e Mahmud (2010) confeccionaram concretos com cinza de casca de arroz em diferentes granulometrias, nas proporções de 5%, 10%, 15% e 20% em substituição em massa ao cimento, com diferentes teores de aditivos superplastificante, para a mesma consistência. Os autores obtiveram com 10% de substituição e com diâmetro médio das partículas de 11,5 µm os melhores resultados de resistência à compressão.

Madandoust *et al.* (2011) realizaram estudos substituindo 20% do cimento em massa por CCA e observaram que o aumento de resistência à compressão nas idades iniciais do concreto CCA é menor do que o concreto de referência. Na idade de 3 dias, a resistência do concreto com CCA foi de 65% do concreto de referência, aumentando para 96% aos 90 dias, 98% aos 180 dias, equivalente aos 270 dias, e 102% (significa 2% maior) aos 360 dias. Devido ao ganho de resistência mecânica mais lento do concreto com CCA, este pode ser inaceitável em projetos de construção rápida que demandam maiores resistências em idade precoce. Observações semelhantes foram feitas por Yuzer *et al.* (2013).

De modo geral, a maioria dos trabalhos apresentados na literatura sobre concretos com cinza de casca de arroz apresentaram maiores resistências à compressão em várias idades em até 90 dias, quando comparado ao concreto normal sem cinza de casca de arroz. Melhorias nas propriedades mecânicas e de durabilidade dos concretos contendo CCA podem ser explicadas pelos efeitos químicos e físicos da adição mineral (APRIANTI, 2017).

## 2.2 SÍLICA ATIVA

A sílica ativa normalmente é incorporada em concretos de alta resistência. O principal papel dessa adição mineral se deve ao seu reduzido tamanho (cerca de 100 vezes menor que as partículas de cimento), o que permite preencher o espaço entre os grãos de cimento e densificar a sua microestrutura (SCRIVENER, KIRKPATRICK, 2008).

A sílica ativa é um subproduto industrial da produção de ligas de ferro silício e/ ou silício metálico, e tem um diâmetro típico de 0,2 µm (SCRIVENER, KIRKPATRICK, 2008; SHI *et al.*, 2015). A produção de sílica ativa envolve a redução de quartzo de alta pureza (SiO<sub>2</sub>) em fornos elétricos a arco a uma temperatura superior a 2000°C. A fumaça resultante da operação do forno é coletada e convertida em sílica ativa (SAMAD, SHAH, 2017).

A presença de partículas muito finas de sílica ativa permite que elas sejam bem dispersas e posicionadas entre os grãos de cimento e adjacentes às superfícies do agregado graúdo. Com isso, nesses locais ocorrem as reações pozolânicas que consomem o hidróxido de cálcio e forma-se o silicato de cálcio hidratado, o que cria um refinamento da microestrutura e uma melhor ligação da pasta de cimento-agregado (PANESAR *et al.*, 2019).

Nesse contexto, estudos indicam resultados benéficos na resistência à compressão do concreto com a incorporação de sílica ativa como substituto parcial do cimento (JOHARI *et al.*, 2011; SAMAD, SHAH, 2017), que está associada a essa melhoria da ligação pasta-agregado, uma vez que está diretamente associada à redução na espessura da zona de transição interfacial, que é geralmente considerada a região mais fraca do concreto.

Diferente de outras adições minerais, o concreto contendo sílica ativa, normalmente exibe maior resistência inicial e resistência semelhante em idades posteriores, em comparação com o concreto sem sílica ativa. Estudos anteriores indicam que o concreto com até 30% de sílica ativa atinge resistência à compressão aos 28 dias semelhante ou superior ao concreto sem sílica ativa ( BHANJA, SENGUPTA; 2002, BHANJA, SENGUPTA, 2005).

De acordo com Panesa *et al.* (2019), níveis de substituição superiores a 10% de sílica ativa são pouco utilizados, devido aos desafios associados à trabalhabilidade, facilidade de moldagem e acabamento do concreto. Além disso, teores altos de sílica ativa podem aumentar a fragilidade do concreto. Estudos indicam que a resistência à tração do concreto contendo sílica ativa não melhora em concentrações superiores a 15% de substituição (HOOTON, 1993; BHANJA, SENGUPTA, 2005). O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são semelhantes para o concreto contendo 0%, 10%, 15% e 20% de sílica ativa como substituto do cimento (HOOTON, 1993).

De acordo com *The Concrete Society* (1991), a quantidade média de sílica ativa usada no concreto é tipicamente menor que 8% do conteúdo de cimento, mas pode ser usada em até 12,5% ou mais. Por um lado, a sílica ativa pode reduzir a demanda de água do concreto, que é amplamente atribuída às partículas esféricas que lubrificam a mistura, bem como o maior grau de empacotamento de partículas da matriz. Em contraste, a demanda de água pode aumentar com o aumento da porcentagem de sílica ativa, que está associada à sua área superficial relativamente alta. Aditivos redutores de água e/ou superplastificantes podem ser usados para compensar o aumento na demanda de água e podem permitir a dispersão adequada das partículas de sílica ativa na mistura de concreto ( FERRARIS *et al.*, 2001; ACI-Committee-234, 2006 ; SAMAD, SHAH, 2017 ).



De forma geral, no meio científico muito se foi estudado sobre a utilização da sílica ativa em misturas binárias para produzir concretos de alta resistência. De modo que, os resultados indicam que a sua extrema finura pode proporcionar melhorias significativas nas propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto principalmente nas primeiras idades, o que torna essa adição mineral comumente utilizada no mercado da construção civil atual.

### 2.3 METACAULIM

O metacaulim (MC) é um aluminossilicato obtido a partir da calcinação da argila natural. Sua reatividade pozolânica é controlada principalmente pela temperatura no processo de calcinação (ZHENG, 2007). Ao contrário de outras pozolanas, o MC é um produto primário, e isso permite que o processo de fabricação seja estruturado e consiga produzir as características ideais para o material e permitir que sua produção e fornecimento sejam controlados (POON *et al.* 2003; ZHENG, 2007).

O uso de metacaulim pode provocar o refinamento da estrutura dos poros e melhorar a resistência inicial e durabilidade do concreto (POON *et al.*, 2003; MA *et al.* 2008). Kostuch *et al.* (1993) relataram que uma substituição de 10% do cimento por MC reduziu o teor de hidróxido de cálcio no concreto em 70%, e uma substituição de 20% o reduziu a quase zero após 28 dias. No entanto, a quantidade de MC necessária para a eliminação completa de hidróxido de cálcio depende de uma série de fatores, como pureza do MC, composição do cimento Portland, relação água/aglomerante e condições de cura, em que a redução no teor de hidróxido de cálcio resulta em desempenho superior de resistência mecânica e durabilidade, mesmo em temperaturas elevadas (ORIEL, PERA, 1995; SIDDIQUE e KLAUS, 2009; SHATAT, 2016, MENSHAZ, JOHARI, AHMAD, 2017).

Outros pesquisadores obtiveram melhores resultados com o aumento do conteúdo de metacaulim, onde a resistência à compressão máxima a longo prazo foi obtida com cerca de 20% de substituição (BROOKS, JOHARI, 2001; POON *et al.*, 2006, RAMEZANIANPOUR; JOVEIN, 2012; BUCHER *et al.*, 2017, ). Resultados semelhantes também foram relatados por Lin e Ding (2003), onde o concreto com 10% de teor de metacaulim atingiu resistência à compressão 20% superior ao traço de referência aos 28 dias.

Poon *et al.* (2001) produziram misturas de concreto normal e de alta resistência (CAR) incorporando 5%, 10% e 20% de MC e comparou seu desempenho com as misturas binárias de sílica ativa e cinza volante equivalentes. Eles observaram que o concreto com metacaulim possuía maior resistência mecânica, menor permeabilidade e menor porosidade quando

comparado aos respectivos concretos com sílica ativa e cinzas volantes em todas as idades. Onde as maiores diferenças foram obtidas aos 28 dias para o concreto com nível de substituição de 10% por MC, que apresentou valores superior a 15% em relação as respectivas misturas binária com 10% de sílica ativa e cinza volante.

De acordo com Belie *et al.* (2017), a melhoria na resistência à compressão pela incorporação de metacaulim também deveria resultar em melhorias correspondentes na resistência à tração, resistência à flexão e módulo de elasticidade do concreto. No entanto, observa-se que a taxa de desenvolvimento do módulo de elasticidade é 5% menor do que a taxa de evolução da resistência à compressão.

Em relação às propriedades no estado fresco do concreto, Shatat (2016) relata que a adição de MC diminui a trabalhabilidade de mistura, onde essa desvantagem pode ser reduzida pela utilização de aditivo superplastificante (SP) ou aumento da relação água/aglomerante.

## 2.4 FÍLER CALCÁRIO

É crescente o interesse pelo uso do fíler calcário (FC) como material de substituição do cimento nos últimos anos, pois o seu uso está associado a vantagens como ser abundante, barato e sem custos ambientais associados ao cimento Portland (VANCE *et al.*, 2013; JIANG *et al.*, 2020).

Os cimentos compostos com fíler calcário têm sido utilizados na Europa e no Canadá desde a década de 1990. Inicialmente, as normas europeias (EN) permitiam até 5% de calcário (em massa) misturado ao cimento, uma vez que resultados demonstraram que para níveis tão baixos de substituição poderiam resultar em propriedades comparáveis ou melhores aos cimentos simples, sem adição (VOGLIS *et al.*, 2005; LOTHENBACH *et al.*, 2008). Recentemente, houve uma mudança considerável na abordagem para aumentar a quantidade de fíler calcário como substituto do clínquer no cimento para explorar seu potencial químico e físico. Na prática atual, a maioria dos padrões internacionais permite o uso de 5 a 30% de calcário como melhorador de desempenho ou em formulações de cimento Portland (DHANDAPANI *et al.*, 2021). No Brasil, a ABNT NBR 16697:2018 permite níveis de substituição de até 25% para a produção de cimento Portland composto (ABNT, 2018).

De acordo com Tang *et al.* (2019), pesquisas sobre o FC como adição mineral são realizadas há muito tempo. Resultados relataram que a substituição parcial do cimento por FC poderia melhorar a trabalhabilidade, a resistência mecânica inicial e a estabilidade do concreto (BONAVETTI *et al.*, 2000; RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2009). Tsivillis *et al.* (1999)

relataram aumento na resistência à compressão com o uso do FC, enquanto resultados contrários também foram relatados (VOGLIS *et al.*, 2005; DHIR *et al.*, 2007; BENTZ *et al.*, 2009). Esta discrepância pode estar associada a utilização de fíler calcário de diferentes finuras, dosagens e relação água/materiais finos (VANCE *et al.*, 2013), como é o caso do estudo desenvolvido por Carrasco *et al.* (2005), onde os resultados da melhoria na resistência mecânica inicial e em idades avançadas com 6% de FC foi atribuída ao tamanho reduzido das partículas do FC, que poderia preencher grandes poros e alterar a distribuição dos poros e, assim, promover o desenvolvimento de resistência mecânica. Péra *et al.* (1999) e Kadri *et al.* (2010) relataram que a resistência à compressão de concreto contendo 10% de FC foi cerca de 15% superior em relação ao de referência em idade inicial.

Uma possível explicação para melhoria da resistência mecânica com o uso de fíler calcário, é que o mesmo pode resultar em uma microestrutura mais densa devido ao seu efeito de preenchimento, e ainda fornecer pontos de nucleação para formação de produtos de hidratação ( $\text{Ca(OH)}_2$ , C-S-H) em idades precoces e, assim, acelerar a hidratação do cimento. Este efeito é mais evidente quando o FC for mais fino que o cimento (LOTHENBACH *et al.*, 2008; RAHHAL *et al.*, 2012).

Além disso, foi demonstrado que o fíler calcário ( $\text{CaCO}_3$ ) interage quimicamente com as fases de aluminato do cimento e a conversão de etringita em monossulfato pode ser prevenida ou retardada, aumentando, assim, o volume total de produtos de hidratação, melhorando ligeiramente as propriedades mecânicas (LOTHENBACH *et al.*, 2008).

No entanto, o nível de substituição do FC tem uma influência importante na trabalhabilidade e resistência mecânica do concreto. Resultados constataram que uma maior adição de FC diminuirá a resistência à compressão e aumentará a porosidade da argamassa e do concreto, devido ao seu efeito diluidor (VUK *et al.*, 2001; TSIVILLIS, 2003; GYU *et al.*, 2017). Estudos de Tsivilis *et al.* (2000) e Demihan *et al.* (2019) apontaram que a resistência à compressão e à tração do concreto e da argamassa foram reduzidas em 28% e 24%, respectivamente, aos 56 dias, quando a taxa de substituição do FC foi superior a 20%. Além disso, o abatimento do concreto também foi menor que o do concreto de referência com o aumento do teor do fíler calcário (TSIVILIS *et al.*, 2003).

## 2.5 CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA PRODUZIDOS A PARTIR DE MISTURAS TERNÁRIAS E QUATERNÁRIAS

Os materiais cimentícios suplementares tornaram-se parte integrante da composição de misturas de concreto de alta resistência e alto desempenho (SHATAT, 2016). Estes podem ser materiais de origem natural, resíduos industriais ou subprodutos agrícolas.

Como mencionado anteriormente, a sílica ativa (SA) é o subproduto da indústria de ligas de ferro-silício e silício metálico, o metacaulim (MC) é um material aluminossilicato pozolânico obtido a partir da calcinação da caulinita mineral argilosa, e o fíler calcário (FC) é produzido a partir de rocha sedimentar carbonática (MO, GAO, SU, 2021; QIN *et al.*, 2021). A cinza de casca de arroz (CCA) é um subproduto agrícola e pode apresentar atividade pozolânica dependendo de suas propriedades químicas e físicas (SHATAT, 2016).

Estas adições minerais são amplamente utilizadas como substitutos do cimento para alcançar os objetivos de desenvolvimento sustentável da moderna indústria do concreto. Para o uso prático, são necessários estudos experimentais e análises numéricas para esclarecer os efeitos dos materiais de substituição do cimento no desempenho do concreto (LIN, HAN, WANG, 2021).

Muitos estudos experimentais foram feitos sobre o comportamento de concretos com fíler calcário, sílica ativa, metacaulim ou cinza de casca de arroz. Inicialmente, estudos fundamentais investigaram o concreto binário incorporando essas adições minerais, isto é, a combinação do cimento Portland com uma adição mineral. Snelson *et al.* (2008) relataram que o concreto com metacaulim tem um calor de hidratação maior do que o concreto convencional. Dadsetan e Bai (2017) verificaram que, quando comparado com a cinza volante, o metacaulim apresentou um efeito maior na resistência microestrutural da zona de transição do concreto, por meio de ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e análise de espectroscopia de raio X por energia dispersiva (EDS). Ferreira *et al.* (2016) relataram que o MC poderia aumentar a resistência ao ataque de cloretos no concreto.

Sobre o fíler calcário, Jiang (2020) concluiu que a sua utilização poderia aumentar a resistência inicial do concreto devido ao efeito de nucleação. Vance *et al.* (2013) estudaram a influência do FC com três tamanhos de partícula (0,7, 3 e 15  $\mu\text{m}$ ). Os autores verificaram que o fíler calcário mais fino produz aceleração e amplificação na hidratação inicial, enquanto que o FC mais grosso não apresentou aceleração significativa da reação com o clínquer. Elgahud *et al.* (2016) relataram que as propriedades relacionadas à estrutura de poros do concreto permanecem inalterados quando a taxa de substituição de fíler calcário é inferior a 25%.

O emprego da cinza de casca de arroz em concretos ganhou considerável importância devido aos requisitos de segurança ambiental e construção mais durável (NAJI *et al.*, 2010). A utilização da CCA tem sido associada a muitas vantagens como aumento das resistências à compressão e à flexão (RODRIGUEZ, 2006), redução da permeabilidade (GANESAN *et al.*, 2008), aumento da resistência ao ataque químico (CHINDAPRASIRTA *et al.*, 2007) e maior trabalhabilidade (HABEED, FAYYADH, 2009).

No entanto, o interesse na utilização de sistemas ternários e quaternários tem aumentado devido ao desempenho da combinação de mais de dois tipos de adições com o cimento. Visto que, em comparação com sistema binário ou de mistura única, os de misturas múltiplas (CP com duas ou mais adições) podem melhorar o desempenho ambiental, mantendo ao mesmo tempo resistência e durabilidade (LI, ZHAO, 2003). Rivera, Sanjuán e Martín (2020), relataram que o concreto ternário, com cinza volante e escória granulada de alto-forno, apresentou um desempenho superior quando à resistência à compressão aos 28 dias em relação a mistura somente com cimento Portland. Entretanto, segundo Hakeem *et al.* (2023) os estudos centrados no efeito de sistema quaternários do concreto sustentável de alta resistência são limitados.

Desse modo, com o intuito de alcançar uma melhor compressão sobre o avanço de pesquisas sobre concretos de alta resistência compostos com sistemas ternário e quaternário de ligantes, isto é, pela combinação do cimento Portland com duas e três adições minerais, respectivamente, foi realizada uma abordagem quantitativa por meio da Teoria do Enfoque Meta-analítico Consolidado (TEMAC), proposto por Mariano e Rocha (2017). Deste modo, para se obter uma melhor visualização, foram elaborados mapas de calor por meio do software *VOSviewer*. Os mapas científicos levaram em consideração: co-citações, acoplamento bibliográfico (*bibliographic coupling*) e palavras mais frequentes nos resumos dos artigos publicados relacionados ao tópico.

### 2.5.1 Revisão da literatura com enfoque meta-analítico

Nesta etapa da pesquisa, adotou-se a Teoria do Enfoque Meta-analítico Consolidado (TEMAC), proposta por Mariano e Rocha (2017), que é dividida em três etapas: preparação da pesquisa, apresentação e inter-relação dos dados, detalhamento e validação por evidências.

Para o início do mapeamento sistemático foi realizada uma busca no dia 26/02/2023 na base de dados *Web of Science* com as seguintes palavras-chave: “*Supplementary cementitious materials*” OR “*mineral additions*” no espaço temporal de 20 anos. Foram encontrados 2.626

artigos relevantes. Para delimitar os resultados foram utilizados os filtros (*concrete OR paste*) *AND (ternary OR quaternary)*, resultando em 272 artigos.

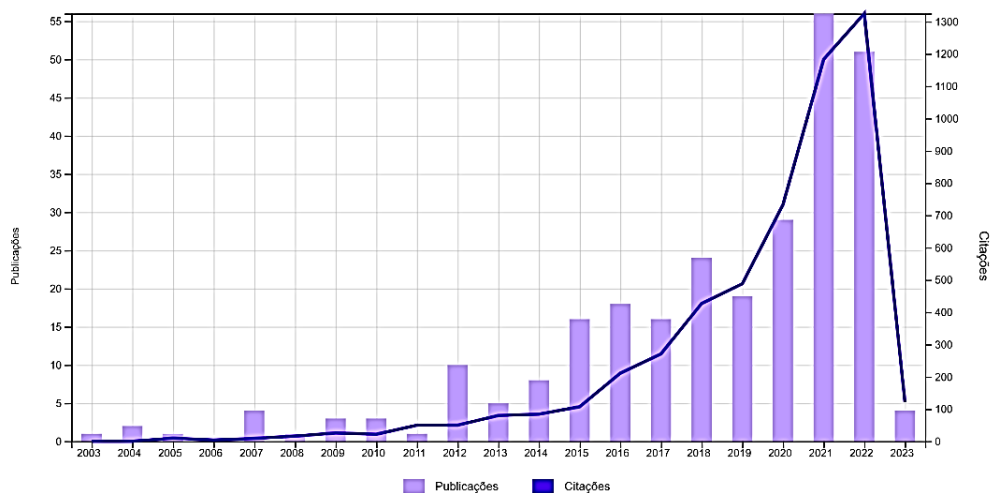
Com a amostra obtida de 272 artigos, foi realizada uma análise com o intuito de se aprofundar em relação aos principais autores, artigos relevantes, países que mais pesquisam sobre o tema e autores que mais publicam sobre o tema.

Para se obter uma melhor visualização, foram elaborados mapas de calor por meio do software *VOSviewer*. Os mapas científicos levaram em consideração: co-citações, acoplamento bibliográfico (*bibliographic coupling*), palavras mais frequentes nos resumos dos artigos publicados relacionados ao tópico.

A necessidade de se ter uma base de dados consolidada e de reconhecida reputação pela sua qualidade e nível de informação direcionou essa pesquisa ao uso do *Web Of Science*. A partir dos 272 registros obtidos nesta base de dados, com os filtros mencionados anteriormente, iniciou-se a etapa de análise a respeito do tema.

O registro mais antigo a respeito do tema, é do ano de 2003, quando Isaia, Gastaldini e Moraes (2003) estudaram os efeitos físico e químico (pozolânico) de adições minerais na resistência mecânica de concretos de alta resistência por meio de misturas ternárias considerando como adições minerais a cinza volante, a cinza de casca de arroz e o filler calcário. Além disso, a Figura 2.2 aponta para o ganho de interesse no meio científico sobre o tema a partir de 2012, onde o maior número de publicações foi alcançado em 2021, atingindo 1.336 citações, sendo um grande progresso comparado aos anos anteriores.

Figura 2.2 - Evolução quantitativa de publicações e citações sobre a temática



Fonte: *Web of Science*, 2023.

Ao se realizar o cruzamento de informações das revistas mais citadas com as de maiores fatores de impacto, percebe-se que as revistas com maiores citações acerca do tema (*Construction and Building Materials* (47), *Cement e Concrete Composites* (20) e *Cement and Concrete Research* (16)) fazem parte daquelas de maiores fatores de impacto na área da pesquisa (*Cement and Concrete Research* (ISI: 11.4), *Cement e Concrete Composites* (ISI: 10.5) e *Construction and Building Materials* (ISI: 7.4)). Essa etapa é essencial pois ilustra ao pesquisador quais fontes não podem faltar em sua pesquisa.

Dentre os autores mais citados estão Isaia, Gastaldini e Moraes (2003) com 301 citações, Paris, Roessler e Townsend (2016) com 245 citações e Scholer, Lothenbach e Zajac (2015) com 196 citações. Em relação ao ano de publicação dos 10 artigos mais citados, verificou-se que 6 deles foram escritos depois de 2015, o que demonstra a recenticidade do tema. Com relação aos países que mais publicam a respeito do tema “*supplementary cementitious materials*” e “*mineral additions*”, a China é o país que mais publica, com 479 trabalhos, seguido pelos Estados Unidos, com 419. Esses dois países juntos correspondem a mais de 30% do total. O Brasil aparece em 9º lugar com 103 trabalhos publicados.

O trabalho mais citado, desenvolvido por Isaia, Gastaldini e Moraes (2003), quantifica os efeitos pozolânico e físico provocados pela substituição do cimento em 12,5%, 25% e 50% por sistemas binário e ternário contendo cinza volante, cinza de casca de arroz e fíler calcário. Os resultados mostraram que ambos os efeitos cresceram com o aumento das adições minerais nas misturas, sendo maiores após 91 dias de idade do que aos 28 dias. Verificou-se maior crescimento da resistência mecânica para as misturas ternárias (em 50%), onde o maior efeito sinérgico foi obtido nas misturas entre cinza volante e cinza de casca de arroz, quando altos teores (12,5% para cinza volante e 25% para a cinza de casca de arroz) estão presentes.

Segundo trabalho mais citado é um artigo de revisão desenvolvido por Paris, Roessler e Townsend (2016), no qual os autores apresentam um resumo das principais informações sobre o uso de resíduos como materiais cimentícios suplementares em concreto, como: bagaço de cana-de açúcar, cinza de casca de arroz, cinza de biomassa de resíduos de madeira e resíduos de vidro. O trabalho pontuou que embora as propriedades em idade inicial, como resistência à compressão, foram bem estudadas, o desempenho a longo prazo do concreto em ambientes agressivos (alta salinidade, alcalino, incêndio, congelamento e degelo) não está bem documentado. Os autores ainda destacaram a necessidade de estudos voltados a combinação de sistemas ternário e quaternário desses materiais alternativos com adições mais comuns como a escória granulada de alto-forno, cinza volante, sílica ativa e metacaulim.

Com a finalidade de confirmar as linhas de pesquisas que são alvo de interesse no meio científico e saber o rumo das novas pesquisas, a busca das palavras-chave nos artigos mais relevantes é essencial. A Figura 2.3 ilustra o “word cloud”, criado pelo site *Tagcrowd.com*, com objetivo de analisar quais são as palavras-chave que mais aparecem nos artigos. As cinco palavras-chave que mais ocorrem são “concrete”, “strength”, “cement”, “materials” e “slag”.

Figura 2.3 - Palavra-chaves dos artigos selecionados



Fonte: Autora da pesquisa.

Analisando as palavras em destaque, pode-se inferir que o meio científico está com crescente interesse sobre avaliação de parâmetros voltados às propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos e pastas, obtidos a partir de misturas ternárias utilizando como principais substitutos do cimento materiais cimentícios suplementares, como: sílica ativa, metacaulim, fíler calcário e escória granulada de alto-forno.

Com o intuito de analisar como o tema em questão se encontra na literatura, foi realizado um estudo de co-citação, acoplamento bibliográfico (*bibliographic coupling*) e das palavras mais frequentes dos 272 artigos selecionados, a partir das palavras-chave definidas anteriormente. Para identificar a relação entre os artigos obtidos através de dados do *Web of Science*, foi utilizado o software *VOSviewer* para a criação de mapas de calor.

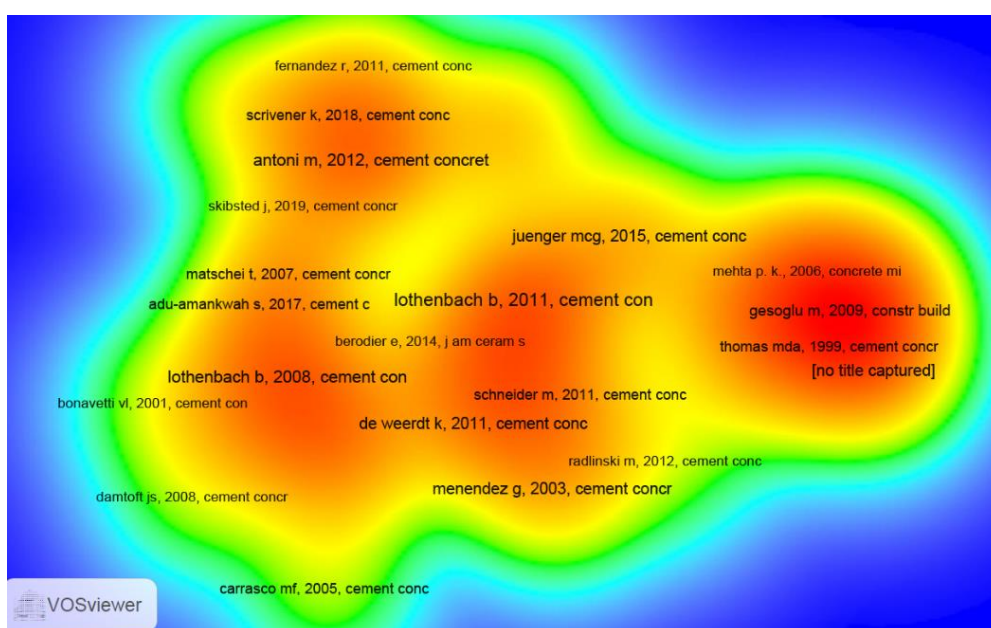
As co-citações possibilitam realizar uma análise sobre quais artigos são frequentemente citados juntos. Dessa forma, é possível identificar os autores que possuem uma linha de pesquisa similar. Por meio da Figura 2.4 é possível identificar uma grande área de concentração, o que sugere relação entre essas pesquisas.

Entre eles, a maior incidência de co-citação se dá entre os trabalhos dos autores Lothenbach, Scrivener e Hooton (2011) e Juenger e Siddique (2015). Após a revisão desses



estudos, verificou-se que ambos trabalhos tratam de uma revisão bibliográfica sobre os avanços obtidos no meio científico sobre o uso de materiais cimentícios em concreto. O primeiro estudo aborda os efeitos de adições como sílica ativa, escória e cinzas volantes, na microestrutura e na cinética de hidratação, por meio de princípios químicos e termodinâmicos. No segundo estudo, os autores avaliam os efeitos das adições nas propriedades do concreto. Ambos os trabalhos destacam a influência do tamanho das partículas dos materiais, uma vez que materiais mais finos reagem mais rapidamente, e de altas temperaturas na aceleração das reações.

Figura 2.4 - Mapa de calor de co-citações



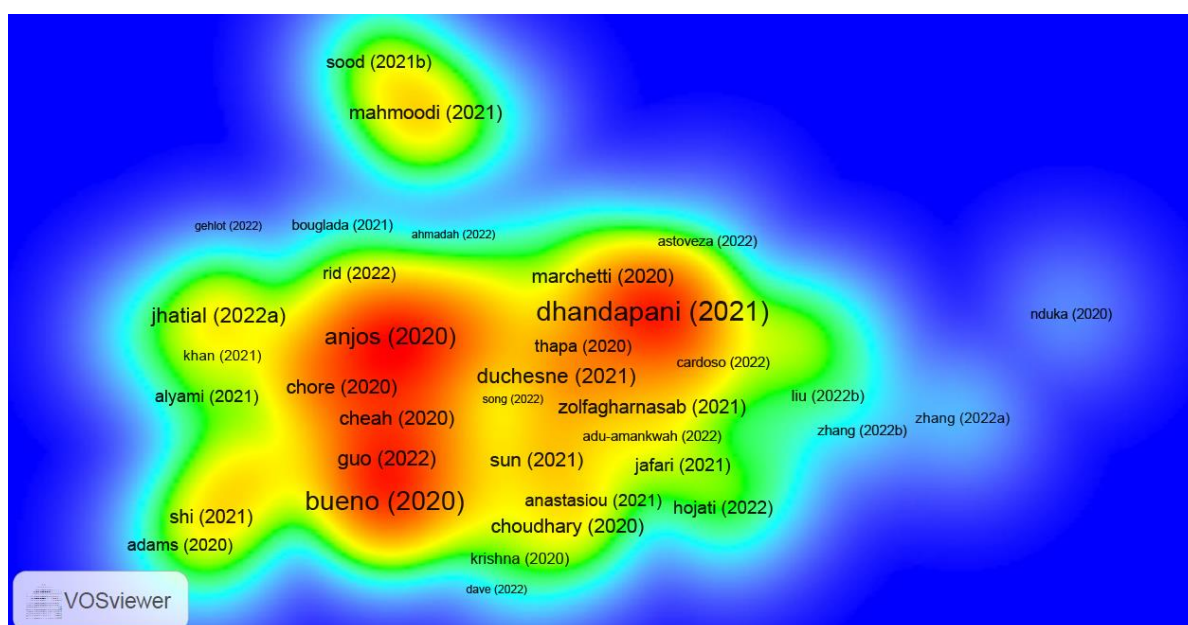
Fonte: Extraído do *VOSviewer*

Os autores concluíram que a presença das adições minerais em substituições binárias (cimento + uma adição) influencia a quantidade e o tipo de hidratos formados em sistemas cimentícios e, portanto, o volume, a porosidade e, finalmente, a durabilidade de tais sistemas. Nos níveis de substituição normalmente utilizados, a maior mudança está na composição da fase C-S-H que se move para relações Ca/Si mais baixas, apesar de a portlandita ainda estar presente na maioria dos sistemas. Para adições contendo alumina, o C-S-H também incorpora uma quantidade considerável deste elemento.

À vista de conhecer os *fronts* de pesquisa foi utilizado o mapa de calor de *coupling*. O acoplamento bibliográfico (*bibliographic coupling*) apresenta os artigos que possuem referências em comum. A Figura 2.5 apresenta o mapa de calor utilizando essa metodologia, ou seja, ele revela as abordagens que estão se fortalecendo a partir de agora.

De acordo com a Figura 2.5, é possível perceber uma forte relação entre os trabalhos de Dhandapani *et al.* (2021) com Marchetti *et al.* (2020). No primeiro os autores apresentam uma revisão da literatura sobre misturas ternárias envolvendo fíler calcário, de modo a entender os efeitos na cinética de hidratação, química, reatividades e resultados desenvolvidos sobre as propriedades mecânicas e durabilidades de pastas de cimento e concretos. Do mesmo modo, Marchetti *et al.* (2020), estudaram experimentalmente pastas ternárias de cimento contendo metacaulim e fíler calcário e avaliaram o efeito da otimização da densidade de empacotamento nas propriedades avaliadas no estado fresco e endurecido.

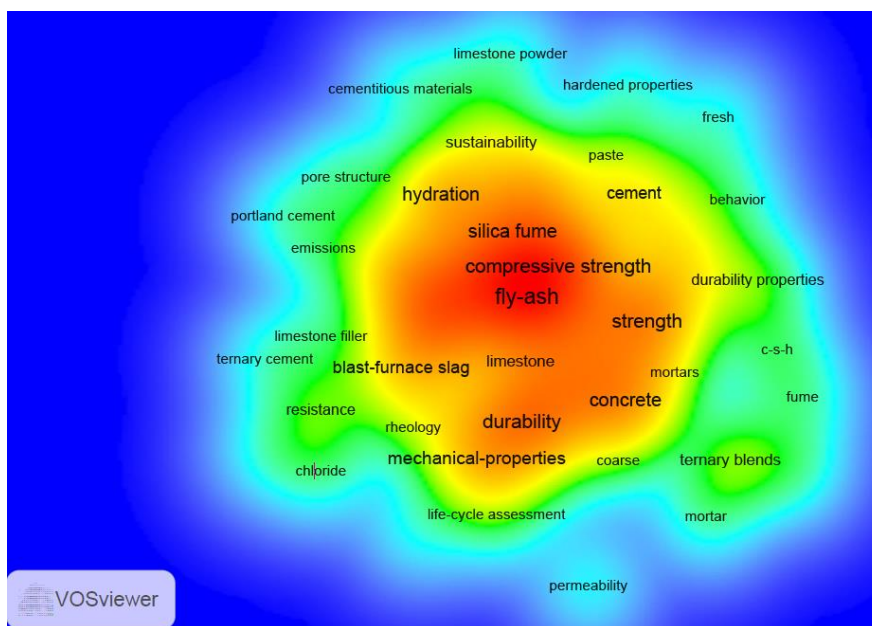
Figura 2.5 - Mapa de calor *bibliographic coupling*



Fonte: Extraído do *VOSviewer*

No que segue, realizou-se a análise das palavras que aparecem com frequência nesses resumos, representadas no mapa de calor pela Figura 2.6. Foi possível verificar a maior ocorrência nos artigos das seguinte palavras-chave: “*compressive strength*”, “*silica fume*”, “*fly-ash*”, “*durability*” e “*sustainability*”. Esse grupo de palavras indicam artigos voltados à avaliação de propriedades mecânicas, como a resistência à compressão, e de parâmetros de durabilidade de concretos produzidos a partir da substituição do cimento por adições minerais como a sílica ativa e cinza volante. Desse modo, nota-se que este trabalho está na linha dos tópicos mais estudados recentemente.

Figura 2.6 - Mapa de calor de palavras



Fonte: Extraído do *VOSviewer*

### 2.5.2 Principais resultados

Após a delimitação das palavras-chave (“*concrete*”, “*paste*”, “*ternary*” e “*quaternary*”) verificou-se que a busca através de dados é muito abrangente. Dessa forma, foi necessário realizar uma análise minuciosa para aceitação ou recusa dos artigos adquiridos. Essa análise foi realizada primeiramente através do título e, posteriormente, por resumo. Aqueles que se distanciavam de alguma forma do objeto de pesquisa proposto por essa revisão, no caso as propriedades mecânicas e durabilidade de concretos ou pastas de alta resistência constituídos de misturas ternárias ou quaternárias contendo adições minerais que são alvo desta pesquisa (sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário), foram excluídos. Ao final, restaram 20 artigos os quais, pelos dados do título e, do resumo, aparentemente se encaixavam no escopo da presente pesquisa.

Cabe lembrar que também é imprescindível que o material encontrado esteja vinculado a uma revista com reputação idônea no meio científico, de forma a garantir a lisura das informações prestadas. Para isso, as revistas dos artigos selecionados foram avaliadas quanto ao fator de impacto *Journal Citation Report* (JCR). Artigos vinculados às revistas que não possuíam JCR não foram analisados. Ademais, quatro dos artigos selecionados não foram disponibilizados pela editora, sem custos. Esse material foi considerado como resultado, por referir-se à temática abordada, mas não foi possível realizar a coleta de informações dos

mesmos. Os 16 trabalhos restantes estão sintetizados cronologicamente na Tabela 2.1, sendo evidenciados: (i) as adições utilizadas; (ii) as faixas de porcentagens utilizadas; (iii) o tamanho médio das partículas; (iv) as propriedades avaliadas; (v) o período de ensaio (idade); e (vi) as principais conclusões.

De modo geral, verificou-se que os estudos sobre concreto de alta resistência com misturas ternária e quaternária de materiais aglomerantes, ou seja, aquelas constituídas com uma combinação de cimento Portland com duas e três adições minerais, respectivamente, são relativamente escassos (VANCE *et al.*, 2013; LIN, HAN, WANG, 2021; VIJAYA *et al.*, 2021).

Sobre as misturas ternárias envolvendo metacaulim (MC) e fíler calcário (FC), os resultados indicaram que a incorporação de MC melhora significativamente a microestrutura dos poros e as propriedades mecânicas das misturas (LOTHENBACH, 2008; ANTONI *et al.*, 2012; WANG *et al.*, 2018; MARCHETTI *et al.* 2020; ROJO-LÓPEZ *et al.*, 2022). Tang *et al.* (2019) descobriram que o efeito sinérgico na resistência é dependente da razão de massa entre o metacaulim e o fíler calcário. Antoni *et al.* (2012) concluíram que quando 45% do cimento foi substituído por 30% de metacaulim e 15% de fíler calcário, a resistência mecânica aos 28 dias aumentou em cerca de 15% em relação às pastas de alta resistência com apenas cimento Portland. Os resultados demonstraram que o aluminato adicional proveniente do MC, reage com FC para formar hidratos de carboaluminato. Com isso, observou-se um refinamento significativo da conectividade dos poros das misturas, e este refinamento das misturas ternárias pode ser ilustrado pela formação de C-S-H e carboaluminato. No entanto, a formação adicional de produtos de hidratação foi limitada devido à falta de grandes poros na microestrutura mais densa.

Resultados semelhantes foram obtidos por Vance *et al.* (2013), que avaliaram o efeito de diferentes tamanhos de partículas de FC combinados com MC e cinza volante como substitutos do cimento Portland em pastas de alta resistência. Os autores descobriram que o efeito sinérgico entre metacaulim e fíler calcário é muito maior do que entre cinza volante e fíler calcário. A mistura ternária de metacaulim com 10% de FC 0,7 µm (mais fino) resultou em resistência à compressão maior do que qualquer uma das misturas binárias correspondentes, mesmo em um nível geral de substituição de cimento mais alto. Isso pode ser atribuído aos efeitos combinados de formação de carboaluminato, estabilização da etringita e reações pozolânicas, que aumentariam o volume sólido dos hidratos e reduziriam a porosidade do sistema.

Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quaternárias em pastas e concretos de alta resistência

Autor (es)	Alvo do estudo	Adições/Teores de Substituição/Granulometria	Propriedades	Período avaliado	Principais resultados
Antoni <i>et al.</i> (2012)	Pastas alta resistência	MC e FC / Binária e Ternária - 10%, 20%, 30% e 40% MC e 5%, 10%, 15% e 20% FC (em massa)	RC, RF e PM	7, 28 e 91 dias	Concluíram que quando 45% do cimento foi substituído por 10% e 30% de MC e 5% e 15% de FC, as propriedades mecânicas aos 7 e 28 dias apresentaram resultados superiores de cerca de 15% em relação ao de referência (100% CP).
Vance <i>et al.</i> (2013)	Pastas alta resistência (superior a 60 MPa)	MC, CV e FC/ Binária e Ternária - 10 e 20% FC, 0 e 10% MC (em volume) / FC tamanho médio 0,7 µm, 3 µm e 15 µm	RC	1, 7, 14 e 28 dias	Os autores concluíram que o filler calcário acelera a hidratação nas primeiras idades, resultando em valores de resistência à compressão comparáveis ou melhores, e ainda apresenta maiores teores de hidróxido de cálcio em comparação com pastas de cimento puras. A mistura ternária de metacaulim com 10% de pó de calcário 0,7 µm (mais fino) resultou em resistências à compressão maiores (da ordem de 5%) do que qualquer das misturas binárias correspondentes.
Palou <i>et al.</i> (2016)	Pastas de alta resistência	MC, SA e ES / Quaternária 5, 10 e 15% (em massa)	calorimetria, RC	1, 7 e 28 dias	A contribuição dos materiais pozolânicos para a evolução da resistência à compressão superou o efeito da diluição, especialmente para idades avançadas. Enquanto que o a mistura quaternária com 15% SA influenciou no aumento da RC em idades iniciais em cerca de 30% em relação a mistura de referência.
Zhang e Zhao (2016)	Concreto UHPC	MC, FC, CCA e SA/ Ternária e Quaternária - MC, CCA e SA 10% e 20% e FC 30% ( em volume)/ tamanho médio 4,5 µm (MC), 14,8 µm (FC), 32,3 µm (CCA) e 0,35 µm (SA)	T, RC, RF	7, 28, 90 e 365 dias	As misturas com 50%CP + 10%MC + 30%FC +10%SA e 50%CP + 10%MC + 30%FC apresentaram resistência à compressão equivalente ao concreto de referência em todas as idades. As misturas contendo CCA apresentaram menor resistência mecânica em comparação com as outras misturas de cerca de 15%.

Continua

Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quaternárias em pastas e concretos de alta resistência (continuação)

Autor (es)	Alvo do estudo	Adições/Teores de Substituição/Granulometria	Propriedades	Período avaliado	Principais resultados
Shatat (2016)	Pastas alta resistência (50 a 80 MPa)	MC, CCA/ Ternária - 5, 10, 15, 20 e 25% ( em massa) / CCA passante na peneira de 45 µm	RC, PR, DA	3,7,28,90 e 180 dias	Os resultados apontaram que o aumento do teor de CCA provoca o efeito de diluição, exige maiores demandas de água e forma uma camada de partículas de cinza ao redor dos grãos de cimento, o que atrasa a sua hidratação. Os autores recomendam a mistura contendo 75% em massa de CP, 15-20% de MC e 5-10% de CCA. Pois foram as misturas que apresentaram melhor resistência à compressão do que a mostra sem cinza de casca de arroz.
Gursel e Ostertag (2016)	Concreto de alta resistência ( 50 a 70 MPa)	CCA, CV e FC/ Ternária (10% e 20% CCA e 30% e 40% CV) e Quaternárias ( 5% FC, 15% CCA e 30% e 40% CV) (em massa)/	RC, ME, PC e ciclo de vida	RC: 3,7,28,56 e 90 dias. ME e PC: 56 e 90 dias	A evolução da resistência à compressão após 56 dias é a mais lenta para as misturas com CP na faixa de 50% a 70%. Os melhores resultados aos 91 para a RC foi para a mistura ternária com 50% CP + 30% CV + 20%CCA. Os resultados sobre a durabilidade dos concretos mostraram que as misturas ternárias e quaternárias com CCA apresentaram um desempenho significativamente melhor, em até 10 vezes, com relação ao concreto de referência com (100% de Cimento Portland).
Dave <i>et al.</i> (2017)	Pastas de alta resistência ( 50 a 70 MPa)	MC, SA, CV e ES / Quaternária 5, 7,5, 10, 15 e 20% (em massa)	Tempo de pega, RC, RT, RF, VPU e PC	7, 28, 56, 90 e 365 dias	Os sistemas quaternários têm uma demanda de água aumentada em 10 a 30% quando comparados apenas com o CP como ligante. Com base nos resultados de resistência mecânica, a produção de cimento Portland com as mistas quaternárias (50% CP+30% CV +10% SA + 10% ES/MC) podem ser consideradas opções adequadas para a produção comercial de aglomerantes quaternários. Os resultados de resistência à flexão e à tração foram 25% e 11% superiores, respectivamente, em relação a mistura de referência.

Continua

Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quarternárias em pastas e concretos de alta resistência (continuação).

Autor (es)	Alvo do estudo	Adições/Teores de Substituição/Granulometria	Propriedades	Período avaliado	Principais resultados
Zareei <i>et al.</i> (2017)	Concreto de alta resistência (80 a 90 MPa)	CCA, Microsílica/ Ternária - 5,10,15,20 e 25% CCA e 10% SA (em massa)	RC, RT, ABS,PC	7 e 28 dias	Os resultados indicaram que a substituição de 15% de CCA trouxe ganhos de cerca de 20% para a resistência à compressão. Foi considerado o nível ótimo de 20% para obter melhorias nas propriedades de resistência e durabilidade.
Msinjili <i>et al.</i> (2019)	Concreto de alta resistência (50 a 60 MPa)	CCA e FC/ Ternária 10% e 15% CCA e 5% e 10% FC / Tamanho médio 30 µm (CCA) e 7,38 µm (FC)	T e RC	7, 28 e 90 dias	Em idades iniciais o desenvolvimento da resistência com CCA é inferior em 2 a 5% e em relação ao de referência (sem adição de superplastificante) e ainda mais reduzido no sistema ternário com 5 e 10% de FC. Em idades posteriores o desenvolvimento da resistência é superior ao de referência em cerca de 10% para as misturas ternárias com 10% e 15% CCA e 10% FC.
Chen <i>et al.</i> (2020)	Pastas de alta resistência (superior a 50 Mpa)	MC e SA/ Ternária 0 a 25% (em volume)/ Tamanho médio 9,43µm e 3,20µm, respectivamente	T, RC, ABS, PR	28 dias	Os autores definiram que as misturas ternárias de cimento com 10% a 15% de MC e 10% a 15% de SA apresentaram melhor desempenho geral considerando trabalhabilidade, resistência e durabilidade. Esses efeitos sinérgicos são devidos aos efeitos de preenchimento das partículas de MC de tamanho intermediário e as partículas de SA ultrafinas, e a capacidade do MC de preencher vazios sem aumentar excessivamente a área superficial específica.

Continua

Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quaternárias em pastas e concretos de alta resistência (continuação)

Autor (es)	Alvo do estudo	Adições/Teores de Substituição/Granulometria	Propriedades	Período avaliado	Principais resultados
Marchetti <i>et al.</i> (2020)	Pastas de alta resistência (superior a 50 MPa)	MC e FC/ Ternárias 10% MC e 0 a 30% FC	Densidade de empacotamento, tempo de pega e RC	7 e 28 dias	A incorporação do MC e FC acelerou o tempo de pega devido ao melhor empacotamento das partículas, o que foi maior para o caso das pastas contendo metacaulim devido a maior quantidade de pontos de nucleação para os produtos de hidratação. Aos 28 dias a RC das pastas ternárias com 10% de MC e FC atingiram valores superior ao de referência em cerca de 10%.
Vijaya <i>et al.</i> (2021)	Concreto de alta resistência (60 MPa)	CCA, CV e SA/ Ternária 20% CV, 5% SA e CCA / Tamanho médio de 25µm CCA	RC, RF	7 e 28 dias	Os resultados obtidos indicaram que a combinação ternária com SA, CCA e CV apresentaram resistências desejadas, mesmo apresentando resistência menor que o concreto de referência.
Lin, Han e Wang (2021)	Pastas alta resistência	MC, CV e FC / Quaternária 10, 15 e 30%	T, RC, calor de hidratação, resistividade elétrica, Emissão de CO <sub>2</sub>	28 dias	Os autores relataram que o aumento das adições minerais influencia na redução da trabalhabilidade, resistência à compressão, o calor de hidratação e a emissão de CO <sub>2</sub> . Além disso, um modelo numérico foi realizado a fim de determinar um projeto ótimo com essa combinação, com base na resistência à compressão aos 28 dias, baixa emissão de CO <sub>2</sub> e calor de hidratação.
Khan, Sikandar e Jamal (2021)	Pastas alta resistência	SA, MC e FC/ Ternária 10% e 20% (em massa)	RC, RF, VPU, MD e comportamento reológico (tensão de escoamento e viscosidade plástica)	7, 28 e 91 dias	A mistura ternária com 20% de SA promoveu maior resistência à compressão e à flexão seguida pela mistura com 20% de MC em relação a pasta de referência (cimento Portland + CV). A RC aumentou em cerca de 15,38% e 7,69% para 20%SA e 20%MC, respectivamente. Enquanto a 20%FC reduziu em 16,66%. Os valores de VPU aumentaram com a idade de cura para todas as pastas, a máxima velocidade foi obtida para as misturas ternárias com SA, seguida pelas misturas com MC, de referência e FC.

Continua



Tabela 2.1 - Resumo sobre pesquisas envolvendo misturas ternárias e quarternárias em pastas e concretos de alta resistência(continuação)

Autor (es)	Alvo do estudo	Adições/Teores de Substituição/Granulometria	Propriedades	Período avaliado	Principais resultados
Rojo-López <i>et al.</i> (2022)	Concreto autoadensável (50 MPa)	MC e FC/ Binárias 25% FC e Ternária 25% FC e 15% MC (em volume) / Tamanho médio 12,24 µm (FC) e 20,96 µm (MC)	RC, VPU, Resistividade elétrica, Comportamento reológico e eficiência	28 dias	A utilização do fíler calcário em substituição ao cimento contribuiu para a redução do volume de vazios na pasta de cimento, melhorando assim a compacidade da matriz. A resistência a compressão do concreto binário com FC apresentou uma redução de 20% em relação ao concreto com apenas cimento Portland. As diferenças foram mínimas da RC entre o concreto binário e ternários com adição de metacaulim. A VPU foi superior para o concreto ternário (25%FC + 15%MC) nos primeiros 20 dias de idade.
Sanjuán <i>et al.</i> (2022)	Pastas alta resistência	SA e FC/ Ternário 3%, 5% e 7% SA e 10%, 15% e 20% FC/ Tamanho médio 10 µm e 2 µm (FC)	RC, RF	2,7,14 e 28 dias	Aos 28 dias a RC diminui acentuadamente à medida que a % de FC aumenta, independente da sua finura. O maior resultado de RC aos 28 dias foi obtido para mistura com apenas 3% de sílica ativa grossa, de 62MPa enquanto o de referência foi de 59 MPa. A maior RF em 1 dia de idade foi obtida para mistura ternária com 3% SA e 10% FC (10 µm).

Legenda: **SA** Sílica ativa, **FC**- Fíler calcário, **MC** – Metacaulim, **CCA**- Cinza de casca de arroz, **ES** – Escória granulada de alto forno, **CV** – Cinza volante, **T**- Trabalhabilidade, **RC** - Resistência à compressão, **RT** - Resistência à tração, **RF** - Resistência à flexão, **MED** - Módulo de Elasticidade Dinâmico, **VPU** – Velocidade de pulso ultrassônico, **ABS** – Absorção de água, **PR** - Porosidade, **PC** - Permeabilidade aos íons cloreto, **DA** - Densidade aparente.

Fonte: Autora da pesquisa.

Shatat (2016) avaliou pastas de alta resistência contendo misturas ternárias com MC e CCA, em diferentes níveis de substituição do cimento, em massa. Os resultados apontaram que o aumento do teor de CCA provoca o efeito de diluição, exige maiores demandas de água e forma uma camada de partículas de cinza ao redor dos grãos de cimento, o que retarda a sua hidratação. Os autores recomendam a mistura contendo 75% de cimento Portland, 15-20% de MC e 5-10% de CCA, em massa, pois foram as misturas que apresentaram melhor resistência à compressão em comparação com a mistura sem cinza de casca de arroz.

Khan e Haq (2020) analisaram as propriedades mecânicas e durabilidade de concretos de alta resistência contendo misturas ternárias de cimento Portland com MC, SA e CCA. Os autores indicaram que as adições minerais reduziram as resistências até os 28 dias de idade, mas auxiliaram em sua restauração em idades posteriores. As misturas ternárias com CCA e MC ou CCA e SA aumentaram a capacidade dos concretos em resistir às tensões de compressão e tração, enquanto, por outro lado, aumentaram a sua capacidade de absorção de água.

Sobre misturas envolvendo a sílica ativa e o metacaulim, Chen *et al.* (2020) avaliaram, para diferentes níveis de substituição em volume (0-25%), pastas de alta resistência com misturas ternárias. Em relação ao desempenho geral considerando trabalhabilidade, resistência mecânica e durabilidade, as melhores misturas ternárias de aglomerantes foram as que apresentaram 0% a 15% de MC e 10% a 15% de SA. Para os autores esses efeitos sinérgicos estão associados ao preenchimento das partículas de MC de tamanho intermediário e das partículas ultrafinas de SA, e à capacidade do MC de preencher vazios sem aumentar excessivamente a área superficial específica.

Dave *et al.* (2017) realizaram um estudo sobre misturas quaternárias envolvendo combinações de adições como escória granulada de alto-forno, cinza volante, metacaulim e sílica ativa, para diferentes níveis de substituição. Os autores apontaram que para sistemas quaternários foi observado que a demanda de água foi elevada cerca de 10 a 30% quando comparado aos resultados de misturas contendo apenas o cimento Portland como ligante. Resultados semelhantes foram observados por Zhang e Zhao (2016) e Lin, Han e Wang (2021), que relataram que à medida que se tem um aumento dos teores das adições minerais nas misturas houve uma redução na trabalhabilidade, resistência à compressão, calor de hidratação e emissão de CO<sub>2</sub>. Além disso, um modelo numérico foi realizado, a fim de determinar um projeto ótimo com combinação quaternária de cimento, fíler calcário, metacaulim e cinza volante (CV), com base na resistência à compressão aos 28 dias, baixa emissão de CO<sub>2</sub> e calor de hidratação.

Em resumo, como foi observado pelo levantamento bibliográfico realizado, a maioria das pesquisas apresentadas focaram no desempenho de concretos binários ou ternários. Estudos sobre desempenho de concretos de alta resistência com misturas quaternárias contendo combinações entre cimento e sílica ativa, metacaulim, fíler calcário e cinza de casca de arroz são muito limitados.

Em comparação com misturas binárias ou ternárias, a mistura quaternária inclui mais tipos de materiais de substituição de cimento e mostra-se com maiores aplicações potenciais para reciclagem de recursos e gestão de resíduos (LIN, HAN, WANG, 2021; SANJUÁN *et al.* 2022). À vista disso, no Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos envolvendo as propriedades mecânicas e durabilidade dos concretos de alta resistência contendo misturas ternárias e quaternárias, com as adições minerais que foram alvo de interesse deste capítulo e consideradas na pesquisa ( sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário).

## 2.6 CONCRETO EM ELEVADA TEMPERATURA

O incêndio é um dos riscos mais graves e imprevisíveis que podem afetar o funcionamento de um sistema estrutural durante sua vida útil. Ele tira milhares de vidas a cada ano e causa danos a propriedades no valor de bilhões de dólares em uma escala global (EVART, 2018). Desse modo, as medidas de segurança contra incêndio para elementos estruturais são medidas em termos de resistência ao fogo, que é a duração a qual um elemento estrutural exibe capacidade de resistir à falha, colapso e propagação do fogo (PHAN *et al.*, 2010).

O comportamento de um elemento estrutural de concreto exposto ao fogo depende, em parte, das propriedades térmicas, mecânicas e de deformação do concreto que compõe o elemento. Os materiais constituintes do concreto convencional (cimento, agregados e água), quando combinados quimicamente, formam um material essencialmente inerte e com baixa condutividade térmica, alta capacidade térmica e menor degradação da resistência com a temperatura (KODUR, 2014). Malik *et al.* (2021) indicam que essa condutividade térmica relativamente baixa e um alto calor específico permitem que o concreto atue como barreira térmica eficaz contra o fogo entre os diferentes componentes estruturais até uma determinada temperatura e período de tempo. No entanto, a exposição prolongada às altas temperaturas, ou seja, superior a 300°C faz com que o concreto sofra alterações em suas características físicas e químicas, bem como em suas propriedades mecânicas.

As mudanças citadas ocorrem primeiro na pasta de cimento hidratada, na qual a degradação do hidróxido de cálcio começa a 400°C e continua a destruir o silicato de cálcio

hidratado a 600°C (AZARIJAFARI *et al.*, 2019). A desidratação do gel de C-S-H durante o aquecimento faz com que os materiais cimentícios percam suas propriedades de ligação e induz o engrossamento da microestrutura, conhecido como engrossamento da porosidade, que essencialmente significa o enfraquecimento da microestrutura, aumentando a porosidade interna e, com isso, aumentando a permeabilidade e reduzindo a durabilidade do concreto (CHAN *et al.*, 1999; VARONA *et al.*, 2018). No caso de componentes de concreto armado, a penetração de calor pode enfraquecer as armaduras de aço, afetando adversamente a integridade estrutural. O aço estrutural sofre severas deformações além da exposição à temperatura de 500 °C (EUROCODE 2, 2004; KODUR, 2004, WANG, 2010).

A possível utilização posterior dos elementos estruturais de concreto aquecido, devido ao incêndio, depende de seu desempenho residual (BABALOLA *et al.*, 2021). No entanto, a natureza heterogênea do concreto e a exposição não uniforme à temperatura tornam difícil para os pesquisadores avaliar a extensão exata e a causa da deterioração dos elementos estruturais de concreto em caso de incêndio (MALIK *et al.*, 2021).

Atualmente ainda não existem procedimentos padronizados para avaliar o concreto em alta temperatura. Creen, Green e Noumowé. (2013) consideram as duas metodologias mais abordadas pelos pesquisadores sendo (i) ensaio em alta temperatura e (ii) ensaio residual após exposição a alta temperatura. O primeiro procedimento é adequado para determinar as propriedades do concreto durante um evento de incêndio e calcular a resistência ao fogo estrutural, enquanto o segundo é apropriado para determinar a resistência e recuperação de uma estrutura de concreto após um incêndio (POON *et al.*, 2001; ARIQZ, 2009; RAJAWAT *et al.*, 2018).

No Capítulo 3 serão apresentadas informações sobre ensaios em alta temperatura que, apesar de serem escassos (PHAN, CARINO, 2002; PERSSON, 2004; MALIK *et al.*, 2021), desempenham papel essencial na compressão no desempenho do concreto durante toda a duração do incêndio. No meio científico estudos foram realizados a fim de avaliar as propriedades mecânicas residuais do concreto para diferentes temperaturas e tendências de diminuição de resistência (KODUR, PHAN, 2007; PHAN, 2008; SAHMARAN, LACHEMI, 2010). Este item tem como objetivo abordar uma revisão sobre os principais resultados experimentais obtidos para concreto de alta resistência em elevadas temperaturas, incluindo a presença de diferentes tipos de adições minerais em sua composição.

## 2.6.1 Efeito do fogo no concreto e seus constituintes

### 2.6.1.1 Alterações físicas e químicas

Com a elevação da temperatura, o concreto sofre alterações físicas e químicas que são responsáveis pelas alterações das suas propriedades mecânicas. As propriedades em elevadas temperaturas da pasta de cimento e dos agregados naturais, que constituem o concreto convencional, estão bem definidas no meio científico. Com base em revisões da literatura sobre o assunto (MA *et al.*, 2015; CREEN, GREEN, NOUMOWÉ, 2013; MEMON *et al.*, 2019; MALIK *et al.*, 2021), a Tabela 2.2 apresenta as temperaturas máximas e mínimas observadas no meio científico para as alterações dos constituintes do concreto.

Tabela 2.2- Mudanças na pasta de cimento e agregados com aumento da temperatura.

	Pasta de cimento	Agregados
Produtos de hidratação	A etringita se desintegra quimicamente entre 70 e 90°C. Acima de 350°C, o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se decompõe em cal e água, ou se converte em C-S-H devido à aceleração da reação pozolânica em altas temperaturas. Em cerca de 560°C o C-S-H começa a se decompor, havendo a decomposição completa do gel de CSH entre 750 e 950°C.	Em 100°C a água livre evapora. Entre 300 e 500°C a maioria dos agregados permanecem estáveis. Em cerca de 570°C ocorre a expansão volumétrica do quartzo. A desintegração dos agregados de calcário ocorre em temperaturas em torno de 600 e 900°C.
Evaporação da água	Entre 80 e 110°C ocorre a remoção da água evaporável, aumento da porosidade e microfissuras. Remoção da água não evaporável, ou seja, água capilar entre 100 e 300°C. Isso explica a observação que a resistência fica constante para CAR em temperaturas inferiores a 300°C, pois sua baixa permeabilidade resiste ao fluxo de umidade. A água capilar é perdida completamente a 400°C	Acima de 100 °C toda a água livre evapora do agregado.

Fonte: MA *et al.*, 2015; CREE *et al.*, 2013; MEMON *et al.*, 2019; MALIK *et al.*, 2021.

### 2.6.1.2 Propriedades mecânicas do concreto de alta resistência em elevada temperatura

Embora o concreto de resistência convencional (resistência característica à compressão de 20 a 50 MPa) seja comumente classificado como um excelente material à prova de fogo, muitos estudos indicam extensos dados ou mesmo falhas catastróficas em altas temperaturas, particularmente em concreto de alta resistência (PHAN, 1996; KODUR, MCGRATH, 2003;

HEIKAL *et al.*, 2013). Estudos indicam diferenças bem definidas entre as propriedades do concreto de resistência convencional (CRC) e de alta resistência (CAR) em elevadas temperaturas, sendo a perda de resistência mecânica mais pronunciada em concretos de alta resistência e sua suscetibilidade ao lascamento explosivo mesmo em temperaturas abaixo de 400°C. Essa suscetibilidade ao lascamento foi justificada devido à sua baixa permeabilidade e menor relação água/cimento, em comparação ao concreto de resistência normal (SUHAENDI, HORIGUCHI, 2006; KODUR, 2018).

As principais propriedades mecânicas do concreto que são de interesse após a exposição a temperaturas elevadas incluem resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e comportamento tensão-deformação. Essas propriedades são comumente utilizadas para medir a extensão da perda de resistência e deterioração do concreto em temperaturas elevadas.

De acordo com Aslani e Bastami (2011), o CRC normalmente perde cerca de 10 a 20% e de 60 a 75% de sua resistência à compressão quando aquecido a temperaturas de 300°C e 600°C, respectivamente, enquanto o concreto de alta resistência tem taxas mais altas de perda de resistência de até 40% a temperaturas de até 450°C (ASLANI, BASTAMI, 2011; KODUR, 2014). Resultados semelhantes também foram obtidos por Rilem (2000), que concluiu que concretos de alta resistência sofrem maior perda de resistência à compressão que concretos de resistência convencional em temperaturas máximas de exposição de 600°C.

Porém, resultados contrários foram obtidos por Poon *et al.* (2001): para o concreto de alta resistência, foi obtido um valor percentual maior de resistência à compressão residual do que no CRC. Este fato foi justificado pelo enfraquecimento da microestrutura e maior diâmetro dos poros para o CRC do que o CAR em temperaturas elevadas. Da mesma forma, Phan *et al.* (2001) observaram que na temperatura máxima de 450°C no interior do concreto, o concreto com maior resistência à compressão (93 MPa) e menor relação água/cimento (*a/c*) apresentou maior resistência à compressão residual, em relação aquele com menor resistência inicial (51 MPa em temperatura ambiente aos 28 dias) e maior relação *a/c*.

A utilização de adições minerais em concretos de alta resistência pode melhorar a resistência à compressão residual (detalhes no item 2.6.2), uma vez que esse melhor desempenho se deve à reação pozolânica com o hidróxido de cálcio, que aumenta a resistência mecânica e a durabilidade tanto em temperaturas normais quanto em altas temperaturas (WANG *et al.*, 2008; MA *et al.*, 2015). Os estudos apontam que as propriedades do CAR a partir da substituição de cimento por cinzas volantes e escória, em altas temperaturas, são superiores do aqueles com 100% cimento Portland (TANG, LO, 2009; MALIK *et al.*, 2021).

Isso porque esses concretos exibem menor formação de fissuras em comparação com o cimento Portland comum, o que pode ser atribuído à concentração reduzida de  $\text{Ca(OH)}_2$ , que desempenha um papel importante na formação de fissuras durante os processos de desidratação e reidratação.

Com relação à resistência à tração residual do CRC, da mesma forma que a resistência à compressão, ocorre a sua redução à medida que ocorre o aumento da temperatura, fato que pode estar associado à sua microestrutura frágil, o que permite a formação de microfissuras (KODUR, 2014; BALOLA *et al.*, 2021). Por outro lado, a degradação da resistência à tração para o concreto de alta resistência não é consolidada, pois existem variações significativas relatadas por diferentes autores.

Chan *et al.* (1999) observaram que a perda de resistência mecânica (resistência à compressão e à tração) em concretos de alta resistência é semelhante à do concreto de resistência normal para exposição de até 1200°C. Khaliq (2018) relatou uma perda inicial maior a 100°C para o CAR confeccionados com agregado reciclado; depois disso, a perda de resistência à tração tornou-se gradual até 800°C com uma redução média de 12 a 16% da resistência à temperatura ambiente a 800°C. No entanto, Laneyrie *et al.* (2016) observaram uma tendência oposta de que concretos de alta resistência com relação a/c 0,30 apresentam menor diminuição da resistência à tração relativa com o aumento da temperatura em comparação com concretos de resistência normal com a/c 0,60 devido à melhor aderência na zona de transição quando o teor de água diminuiu.

Em relação ao módulo de elasticidade do concreto, Balola *et al.* (2021) mencionam que tanto valores diferentes da resistência à compressão do concreto à temperatura ambiente quanto a temperatura de exposição, afetam o nível de redução do módulo de elasticidade em temperaturas elevadas. Fato esse observado por Lau e Anson (2006), que compararam o módulo de elasticidade residual do concreto com faixa de resistência à compressão de 39 MPa, 53 MPa e 99 MPa. Os autores concluíram que para o concreto com resistência de 39 MPa houve redução de cerca de 7% a 93% do seu módulo de elasticidade quando exposto à temperaturas entre 105°C e 1100°C, respectivamente, enquanto as misturas de alta resistência (53 e 99 MPa) reduziram cerca de 24% a 93% nos mesmos intervalos de temperatura. Dessa forma, os autores destacaram que para níveis elevados de temperatura (600°C a 1100 °C) a perda do módulo de elasticidade tornou-se consideravelmente semelhante para o CRC e CAR.

Outros autores também indicaram considerável diminuição no módulo de elasticidade em temperaturas na faixa de 400°C, onde para faixas de temperaturas mais altas (600°C a 1100°C) tanto para o concreto de resistência normal quanto para o de alta resistência houve

semelhança na perda do módulo de elasticidade (CHEN, LIU, 2004; LAU, ANSON, 2006; GALES *et al.*, 2015; XIE *et al.*, 2017). De acordo com Chen e Liu (2004), a degradação do módulo de elasticidade é muito mais rápida em relação a resistência à compressão e a resistência à tração. Essa rápida degradação do módulo de elasticidade tem sido atribuída à perda de água livre e o efeito do desenvolvimento de fissuras em corpos de prova de concreto expostos a altas temperaturas (PHAN, 1996; CHOE *et al.*, 2015).

No entanto, as propriedades térmicas (condutividade térmica, calor específico, expansão térmica e perda de massa) do concreto de alta resistência, em temperaturas elevadas, são semelhantes às do concreto com resistência normal (KODUR, KHALIQ, 2011).

### 2.6.1.3 *Spalling*

A exposição ao fogo pode levar à ocorrência do deslocamento no concreto, que prejudica a sua integridade e compromete suas propriedades mecânicas. Com isso, a fragmentação do concreto pode ser o motivo para o colapso da estrutura (MA *et al.*, 2015). O acúmulo de pressão de vapor nos poros (devido ao movimento de umidade interna) e a distribuição não uniforme das tensões térmicas são as duas principais causas de fragmentação do concreto (DING *et al.*, 2016).

Os poros do concreto endurecido são saturados em diferentes níveis, onde seu teor de umidade depende da relação água/aglomerante, da idade do concreto e do ambiente (MA *et al.*, 2015). Desse modo, quando a superfície do concreto é exposta a altas temperaturas, uma porção de água aprisionada será vaporizada e lançada para atmosfera. No entanto, há também uma parcela de água que tende a se mover para o interior da estrutura (Figura 2.7a).

Esse movimento para o interior da estrutura resulta no desenvolvimento de um gradiente térmico, pois em regiões internas em que a temperatura se iguala à temperatura do vapor de água, ocorre a condensação novamente. 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). Essa camada resistirá ao movimento adicional de vapor que se forma no interior do concreto que, por sua vez, provoca o aumento da pressão nos poros nas camadas internas. Esta pressão pode reduzir caso a camada saturada composta de vapores condensados de alguma forma se dissipar ou encontrar escape para atmosfera (MA *et al.*, 2015; MEMON *et al.*, 2019).

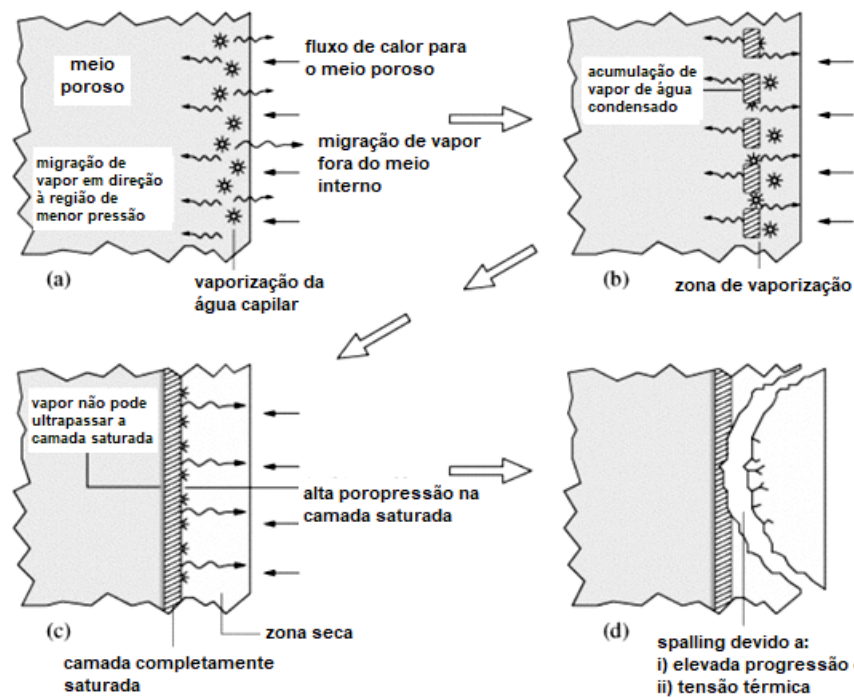
À vista disso, se a microestrutura do concreto for densa e/ou a taxa de aquecimento for elevada, o escape do vapor não será rápido o suficiente, provocando uma elevação da pressão



dos poros no concreto. A Figura 2.7 ilustra todo o processo de fragmentação térmica do concreto como resultado da pressão de vapor dos poros.

Segundo Ma *et al.* (2015), em altas temperaturas (acima de 600°C) a máxima pressão nos poros é observada no interior do concreto, pois, quando comparado com o interior, o vapor da região externa é facilmente dissipado. Além disso, a pressão máxima nos poros do concreto de alta resistência é geralmente maior do que no concreto de resistência convencional (KALIFA *et al.*, 2000; BANGI, HORIGUCHI *et al.*, 2012; JEONGWON *et al.*, 2011), podendo apresentar aos 300°C valores superiores a 8 MPa, sendo um valor bem significativo em relação à resistência à tração do concreto. Esse fato é justificado pela microestrutura densa do concreto, que ao ser exposto a altas temperaturas, o vapor resultante apresenta maior dificuldade para se dissipar, resultando, então, em um aumento na pressão dos poros (MA *et al.*, 2015).

Figura 2.7- Mecanismo de fragmentação do concreto devido ao movimento de umidade interna do concreto.



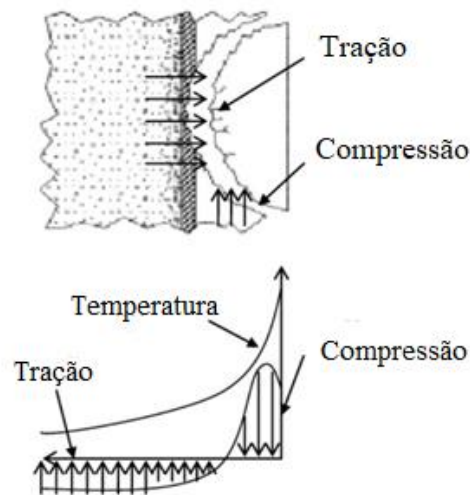
Fonte: Adaptado de Zeiml *et al.* (2006, p.930)

Simultaneamente, também será formado um gradiente térmico entre a face exposta ao fogo e o interior do concreto pouco aquecido (PHAN *et al.*, 2010; SHOUKRY *et al.*, 2011). Devido ao fato da camada superficial do concreto se aquecer de forma mais rápida, uma expansão térmica na superfície surgirá, provocando tensões de compressão paralelamente à face superficial do concreto aquecido, devido às restrições impostas pelo material. Com isso, tensões

de tração são geradas no interior do concreto na direção perpendicular (MEMON *et al.*,2019). Quando essas tensões diferenciais excedem a resistência à tração do concreto ocorre o *spalling* (lascamento do concreto), conforme demonstrado na Figura 2.8.

Ambas as causas acima resultariam em fissuras do concreto em alta temperatura. Além desses dois motivos, a fissuração da matriz do concreto também poderia ser causada pela decomposição dos produtos de hidratação, retração da pasta de cimento hidratada e expansão dos agregados (MA *et al.*,2015).

Figura 2.8 - Fragmentação do concreto induzida por tensões térmicas



Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2015)

A relação água/cimento ( $a/c$ ) também é um fator decisivo para a fragmentação ocorrer. Conforme relatado por Phan *et al.* (2001), a fragmentação ocorreu para o concreto com  $a/c$  de 0,22 quando a temperatura foi elevada para 450°C, enquanto o concreto com  $a/c$  de 0,33 ainda estava intacto na mesma temperatura. Resultados semelhantes foram encontrados para o concreto contendo escória granulada de alto-forno e metacaulim quando variou  $a/c$  de 0,30 a 0,50 e 0,23 a 0,71, respectivamente (POON *et al.*,2001; POON *et al.*,2003; WANG *et al.*, 2008), pois, como discutido anteriormente, menores relações  $a/c$  estão relacionadas com a formação de uma microestrutura densa ao concreto e, com isso, levam a um maior acúmulo de pressão nos poros.

A Fib (2007) classifica o *spalling* em seis formas ( explosivo, superficial, de agregado, de aresta, por delaminação e pós-resfriamento), os quais variam com a resistência mecânica 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 armadura, 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 (CEN, 2004) e Aslani e Samali (2014) sugerem 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 e, assim, acarretando o aumento de sua permeabilidade. Esses fenômenos reduzem os danos e eleva a resistência residual do concreto submetido às altas temperaturas.

### **2.6.2 Influência da adição de materiais cimentícios suplementares no comportamento de concretos em elevadas temperaturas**

Uma série de estudos já foram conduzidos sobre o concreto de resistência convencional e de alta resistência contendo cimento Portland comum (CPC) no que diz respeito às suas propriedades em temperatura elevada (; PHAN,1996; ULRICH,1998; NAUS, 2006). Entretanto, há um número muito limitado de estudos sobre o desempenho comparativo de diferentes concretos com adições minerais em temperatura elevada (POON et al., 2001; NADEEM *et al.* 2014; JU *et al.*,2017), enquanto cinza volante, sílica ativa, escória granulada de alto-forno, metacaulim, entre outras adições minerais, estão sendo cada vez mais incorporadas ao concreto e sendo utilizadas na indústria da construção civil (CREE, GREEN, NOUMOWÉ, 2013).

Como já discutido neste capítulo, as adições minerais não só trazem sustentabilidade para a indústria do concreto, mas também seu uso criterioso pode levar a um concreto com desempenho superior em termos de resistência mecânica e durabilidade, melhorando sua microestrutura (BAHURUDEEN *et al.*, 2015).

No entanto, as altas temperaturas afetam as propriedades mecânicas do concreto como também sua densidade e aparência superficial (XU et al., 2001; SAVVA et al., 2005; MORSY *et al.*, 2008). Alguns estudos relataram melhoria na resistência ao fogo dos concretos ao ser substituído o cimento parcialmente por materiais pozolânicos (PHAN *et al.*, 2001; DEMIRBOGA *et al.*, 2007; AYDIN, 2008; WANG, 2008).

Diante disso, revisões da literatura sobre concretos contendo adições minerais apontam a falta de normas e orientações para esses concretos com adições e expostos ao incêndio (MEMON *et al.*, 2019; BALOLA *et al.*, 2021; MALIK *et al.*,2021). Portanto, ainda há muito

trabalho a ser feito para se obter maiores informações e, assim, preencherem as lacunas sobre o desempenho desses concretos ecoeficientes em situação de incêndio. A seguir uma revisão foi elaborada sobre as adições minerais, como sílica ativa, cinza de casca de arroz, metacaulim etc., adicionadas ao concreto a fim de estudar suas propriedades em situação de incêndio.

A Tabela 2.3 ilustra um resumo sobre os principais estudos voltados a avaliar as propriedades mecânicas residuais do concreto de alta resistência contendo as adições minerais de interesse desta pesquisa. Foram considerados como fatores importantes de serem destacados: porcentagens de substituição das adições minerais, tipos de ensaios mecânicos realizados após incêndio, tempo de cura, idade do concreto ensaiado, temperatura analisada, taxa de aquecimento, tempo de exposição ao calor, nível de temperatura (redução da resistência à compressão) e temperatura em que houve o *spalling*.

Os estudos apresentados na Tabela 2.3 utilizaram o método de ensaio de resistência residual sem tensão, ou seja, nesta abordagem as amostras são deixadas esfriar até a temperatura ambiente antes serem carregadas até a falha. Trabalhos indicam que esta é a abordagem que apresenta menores valores de resistência e, portanto, torna-se mais adequada para se determinar a resistência mecânica e recuperação de uma estrutura de concreto após um incêndio (POON *et al.*, 2001; PHAN *et al.*, 2001; CREE, GREEN, NAOUMOWÉ, 2013).

Outros parâmetros do ensaio que são frequentemente variados e foram destacados são o tempo de exposição (ou quantidade de tempo que se manteve a temperatura elevada), taxa de aquecimento e método de resfriamento. A ocorrência de lascamento explosivo é um fenômeno conhecido para concretos de alta resistência (KHALIQ, KODUR, 2013; KHALIQ, WAHEED, 2017; KHALIQ, MUJEEB, 2018). Com isso, a maioria dos estudos apresentados neste capítulo utilizaram uma taxa de aquecimento reduzida em torno de 2 a 5 °C/min na busca de reduzir a fragmentação em CAR.

O desempenho ao fogo do concreto é altamente dependente de seus materiais constituintes. Resultados disponíveis na literatura indicam que a inclusão da sílica ativa resulta em baixo desempenho do concreto ao fogo e também aumenta sua suscetibilidade ao lascamento explosivo (POON *et al.*, 2001). A microestrutura densificada do concreto devido à SA dificulta o fácil escape da umidade, o que resulta no acúmulo de pressão dos poros pelos vapores de água e o desenvolvimento do lascamento explosivo. Uma vez que a evaporação da água fisicamente absorvida começa a 100°C, induz-se fissuras térmicas, e esses concretos apresentam desempenho inferior em relação aos concretos somente com cimento Portland em temperaturas elevadas (POON *et al.*, 2001; ASLANI, BASTAMI, 2011; BABALOLA *et al.*, 2021; MELOM *et al.*, 2021).

Tabela 2.3 – Pesquisas anteriores sobre concretos contendo adições minerais em elevadas temperaturas

Autor (es)	Concreto/ Adições	% de substituição	Tipo de Ensaio	Tamanho da amostra (mm)	Tempo de cura	Temperatura alvo (°C)	Taxa de aquecimento (°C/min)	Tempo de exposição ao calor	Temperatura apresenta alteração na resistência (% alteração)	Meio de Resfriamento	Spalling
Felicetti e Gambarova (1998)	CAR/ SA	SA 6%, 7%, 9,4%	RCR	100 x 300	-	100, 200, 300, 400 e 500° C	0,2		200 °C (20 - 30%)	Forno	Não mencionado
Poon <i>et al.</i> (2001)	CRC, CAR/ SA, CV,EAF	SA 5,10%. CV 20,30,40%. EAF 30, 40%	RCR (não tensionada)	RCR 100 x200. PIC 100 x 50.	28 dias em condições controladas. Seguidas por 30 dias de cura à temperatura ambiente (20 °C) e 75% de umidade relativa	200, 400, 600 e 800 ° C	2,5	1 h (para cada temperatura)	SA: 200°C (1,2%), 400°C (7,13%), 600°C (48,56%), 800°C (79,84%)	Natural	Não mencionado. Fissuras superficiais após 300 °C
Phan <i>et al.</i> (2001)	CAR/ SA	SA 10%	RCR, E	100 x 200	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu após 400 dias	100,200, 300 e 450 °C	5	5hs	100°C (13%), 300 °C (35%), 450 °C (50%)	Natural	Em 300 °C

Continua

Tabela 2.3 – Pesquisas anteriores sobre concretos contendo adições minerais em elevadas temperaturas (continuação)

Autor (es)	Concreto/ Adições	% de substituição	Tipo de Ensaio	Tamanho da amostra (mm)	Tempo de cura	Temperatura alvo (°C)	Taxa de aquecimento (°C/min)	Tempo de exposição ao calor	Temperatura apresenta alteração na resistência (% alteração)	Meio de Resfriamento	Spalling
Poon <i>et al.</i> (2003)	CRC, CAR/ SA,MC,CV	SA 5,10%. MC 5,10,20%. CV 20,30,40%	RCR (não tensionada), PR	RCR 100 x 200. PIC 100 x 50.	28 dias em condições controladas. Seguidas por 30 dias de cura à temperatura ambiente (20 °C) e 75% de umidade relativa	200, 400, 600 e 800 °C	2,5	1 h (para cada temperatura)	MC: 600°C (55- 61%), 800°C (80-85%)	Natural	Entre 400 e 600 °C em concreto MC
Noumowé (2003)	CAR/ SA	SA 10%	RCR, E, RT	150 x 300	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu após 40 dias	100, 200	1	7 hs	200 °C (38%)	Forno	Não mencionado
Xiao e Falkner (2006)	CAR, SA	SA 10%	RCR	100 x 200	28 dias em condições controladas	100 - 900 °C	ISO 834	3hs	400 °C (9%)	Forno	Acima de 500 °C

Continua

Tabela 2.3 – Pesquisas anteriores sobre concretos contendo adições minerais em elevadas temperaturas (continuação)

Autor (es)	Concreto/ Adições	% de substituição	Tipo de Ensaio	Tamanho da amostra (mm)	Tempo de cura	Temperatura alvo (°C)	Taxa de aquecimento (°C/min)	Tempo de exposição ao calor	Temperatura apresenta alteração na resistência (% alteração)	Meio de Resfriamento	Spalling
Behnood e Ziari (2010)	CRC, CAR/ SA	SA 6%, 10%	RCR, RTR	100 x 200	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu imediatamente após a cura.	100, 200, 300 e 600 °C	3	3hs	100°C (+1,3 a 1,7%), 200°C (30%), 300°C (30%), 600°C (73%)	Natural	Não mencionado
Ghandehari et al. (2010)	CAR/ SA	SA 6%, 10%	RCR, VPU	100 x 200	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu imediatamente após a cura.	100, 200, 300 e 600 °C	3	3hs	200 °C (14%), 300°C (30%), 600°C (72%)	Natural	Não mencionado
Nadeem et al. (2014)	CAR/ CV, MC	CV 20%, 40%, 60%. MC 5%, 10%, 20%.	RCR, ABS	100 x 200	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu após 5 meses de cura a 27 °C e 65% de umidade	200, 400, 600 e 800 °C	5	3hs	Resfriamento natural 200°C (9%), 400°C (22%), 600°C (40%) e 800°C (81%). Resfriamento rápido 400 (53%), 600 (60%), 800 (82%)	Natural e Rápido (água)	Após 400 °C

Continua

Tabela 2.3 – Pesquisas anteriores sobre concretos contendo adições minerais em elevadas temperaturas (continuação)

Autor (es)	Concreto/ Adições	% de substituição	Tipo de Ensaio	Tamanho da amostra (mm)	Tempo de cura	Temperatura alvo (°C)	Taxa de aquecimento (°C/min)	Tempo de exposição ao calor	Temperatura apresenta alteração na resistência (% alteração)	Meio de Resfriamento	Spalling
Ju <i>et al.</i> (2017)	CAR/ SA	8%, 12%, 16%, 22%	RCR, MEV, PIM	100 x 50	28 dias em condições controladas. Ensaio ocorreu imediatamente após a cura.	100, 200, 300, 400 e 500 °C	5	-	Não foi possível realizar a medição devido ao <i>spalling</i>	Forno	Após 350°C
Khaliq e Mujeeb (2018)	CAR/ CCA	10%	RCR, RTR	100 x 200	91 dias em cura submersa em tanque de água. Ensaio ocorreu após a cura.	100, 200, 400, 600 e 800 °C	3	2hs	100 °C (17,5%), 200 °C (4,5%), 400 °C (-51,3%), 600 °C (76,3%)	Natural	Após 600 °C

Legenda: **RCR** - Resistência à compressão residual, **RTR**- Resistência à tração residual, **MER**- Módulo de Elasticidade Residual, **VPU** - Velocidade por pulso ultrassônico, **ABS** - Absorção de água

Fonte: Autora da Pesquisa.



Contudo, estudos voltados a avaliar diferentes níveis de substituição do cimento pela sílica ativa em elevadas temperaturas destacam um melhor desempenho quando o cimento foi substituído por cerca de 10% de sílica ativa em concretos de alta resistência (HERTZ, 1984; HERTZ, 1991; SANJAYAN, STOCKS, 1993; SAAD *et al.*, 1996; XIAO, FALKNER, 2006). Ressalta-se que nesses casos os concretos não foram aquecidos a uma taxa superior a 5°C/min. Entretanto, Sarshar *et al.* (1993) e Felicitti *et al.* (1998) relataram resultados contrários a essas observações, afirmando que a substituição de 10% de cimento Portland comum por sílica ativa não trouxe benefícios em temperaturas elevadas.

De acordo com os resultados ilustrados na Tabela 2.3, para níveis de substituição de SA de 6 a 10% e taxa de aquecimento de 2,5 a 5 °C/min, a resistência à compressão de CAR apresentou reduções de 12 a 38%, 13% a 33% e 25 a 58% quando exposto às temperaturas de 200, 300 e 600 °C, respectivamente. Phan *et al.* (2001) relatam que a adição da sílica ativa em concreto de alta resistência (a/c 0,22) foi capaz de manter maior resistência residual em comparação com aqueles sem SA. Saad *et al.* (1996) relataram que amostras de concreto com 10% de SA aumentaram a resistência em 3,6 % e 13% quando expostos às temperaturas de 300 e 400 °C, respectivamente.

No entanto, resultados contrários também foram relatados, onde para todas as temperaturas analisadas, os concretos de alta resistência com SA apresentaram o pior desempenho em relação aos concretos de alta resistência sem SA (RAVINDRARAJAH *et al.*, 2002; BEHNOOD, ZIARI, 2008). Este efeito foi atribuído à zona de transição mais densa entre os agregados e a pasta devido às partículas ultrafinas de SA nos concretos que dificultam o fácil escape da umidade. Em temperatura elevada, a expansão dos agregados e a retração da pasta desenvolveram maiores concentrações de tensões na zona de transição que causaram maior sensibilidade da ligação entre agregado e pasta contendo SA do que apenas o concreto com cimento Portland, levando a uma maior perda de resistência dos concretos com sílica ativa (LI, ZHAO, 2003).

De acordo com as observações de Rashad (2015), a sílica ativa, quando misturada com cinza volante, produz maior resistência à compressão residual após exposição a temperatura elevada do que o concreto com cimento Portland comum. De acordo com Melom *et al.* (2021), o desempenho ao fogo de concretos com cinza volante (CV) tem sido muito explorado. Comparado aos concretos à base de sílica ativa, os concretos com cinza volante apresentam um desempenho ligeiramente melhor em altas temperaturas.

Nadem *et al.* (2014) fizeram observações semelhantes para o concreto com cinza volante, pois, no geral, em temperaturas superiores a 400°C, o concreto com 20% de

substituição do cimento por CV apresentou melhor desempenho, em relação as misturas com níveis de substituição de 10% e 20% por metacaulim . Isso dá uma indicação de que as misturas com MC devem ser usadas com cuidado, especialmente em estruturas que podem estar sujeitas a temperaturas superiores a 400°C, uma vez que a resistência à compressão das misturas com MC diminuiu continuamente com o aumento da temperatura. Perdas de resistência à compressão de até 9%, 22%, 40% e 81% foram observadas quando da exposição a temperatura de 200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C, respectivamente. Isso mostra que a maior perda de resistência ocorreu após 400 °C.

Poon *et al.* (2003) relataram um ganho de 2 a 8% na resistência mecânica quando o concreto feito com 5%, 10% e 20% de metacaulim foi submetido à temperatura de 200°C, enquanto uma queda marginal na resistência de 5 a 8% foi relatada a 400°C. Essa observação é consistente e foi observada também por outros pesquisadores (BEHNOOD, ZIARI, 2008; GHANDEHARI *et al.*, 2010; NADEM *et al.*, 2014).

Alguns autores relataram que a resistência à compressão de um corpo de prova é aumentada se o seu teor de umidade for reduzido uniformemente. Esse aumento na resistência à compressão em 200°C pode ainda ser atribuído à evaporação da água livre que eleva as forças entre as partículas de gel (forças de Van der Waalls) (AYDIN, BARADAN, 2007; MORSY *et al.*, 2012).

Da discussão acima, pode-se deduzir que a duração da cura e do aquecimento, bem como a taxa de aquecimento, podem ter um efeito influente na resistência à compressão do concreto submetido a temperaturas abaixo de 600°C. No entanto, acima de 600°C, o efeito desses parâmetros não foi tão significativo (POON *et al.*, 2003; NADEM *et al.*, 2014).

A revisão de estudos anteriores mostra que o comportamento em altas temperaturas de concretos de alta resistência com adições minerais convencionais é mais conhecido e apresenta variabilidade significativa. No entanto, há falta de informações sobre concreto de alta resistência contendo adições minerais como cinza de casca de arroz em temperaturas elevadas. Khaliq e Mujeeb (2018) desenvolveram um estudo pioneiro sobre as propriedades mecânicas residuais comparando concretos de alta resistência com e sem a adição de CCA.

De forma geral, os autores concluíram que o concreto com CCA apresentou uma maior resistência à compressão inicial em relação ao CAR sem adição da cinza, no entanto teve um desempenho inferior em temperaturas acima de 200 °C, o que foi atribuído à sua microestrutura densa. A deterioração da resistência de 400 a 800 °C foi associada principalmente ao comprometimento da ligação pasta-agregado devido à expansão térmica dos agregados e à

retração da pasta, a decomposição do  $\text{Ca(OH)}_2$  entre 400 e 500 °C, desintegração do gel de C-S-H acima de 600 °C e calcinação de  $\text{CaCO}_3$ .

Além da microestrutura densa, a qualidade superior da zona de transição interfacial (ZTI) em concretos com adições minerais, como a CCA, provocada pela atividade pozolânica, reduziu os espaços disponíveis para acomodar a dilatação e retração sofrida pelos agregados e pela pasta de cimento. Khaliq e Mujeeb (2018) relataram que o alto acúmulo de tensões internas provocou maiores microfissuras nos concretos com CCA. Além disso, houve lascamento explosivo em torno de 672 °C, que foi atribuído à maior densidade da microestrutura e qualidade da ZTI em comparação com as outras misturas.

Sobre a resistência à tração residual do concreto de alta resistência com adições minerais com destaque para as de interesse desta pesquisa (sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário), existe uma literatura limitada sobre sua tendência em temperaturas elevadas (MALIK *et al.*, 2021, BABALOLA *et al.*, 2021).

Behnood e Ghandehari (2009) afirmam que, embora o concreto com sílica ativa possua boas propriedades mecânicas à temperatura ambiente, em temperaturas elevadas o concreto de alta resistência sofre severa perda de resistência à tração após exposição a 600°C. No entanto, no estudo realizado por Bastami *et al.* (2014), os autores observaram melhoria na resistência à tração residual para todas as temperaturas de exposição com uso da nanosílica.

De acordo com Babalola *et al.* (2021) o concreto sofre maior degradação em termos de resistência à tração em comparação a resistência à compressão após o aquecimento. Isso tem sido atribuído ao fato de que a resistência à tração é mais sensível a microfissuras térmicas do que a resistência à compressão (BEHNOOD, GHANDEHARI, 2010; KHALIQ, WAHEED, 2017 ). Isso porque à medida que os agregados começam a se deteriorar a uma temperatura elevada, a ligação entre os agregados e a pasta é completamente perdida, resultando em microfissuras severas entre a pasta e agregado e, conseqüentemente, levando a uma menor resistência à tração (KHALIQ, MUJEEB, 2018).

Resultados da literatura sugerem que o efeito da adição mineral no módulo de elasticidade do concreto está mais relacionado com o tipo de agregado utilizado. Poon *et al.* (2004) verificaram que o metacaulim e a sílica ativa não apresentaram efeito significativo na rigidez do concreto com agregado de granito antes e depois da exposição a temperaturas elevadas. Resultados semelhantes também foram observados por Khaliq e Mujeeb (2018) para concretos com adição de cinza de casca de arroz e agregados de calcário, onde a variação do módulo de elasticidade em função da temperatura foi compatível com a variação da resistência à compressão e à tração.

---

No entanto, ao substituir o agregado graúdo natural por agregados reciclado, autores obtiveram melhores resultados do módulo de elasticidade residual. Kien *et al.* (2018) encontraram um aumento de 35% após 500°C com adição de 5% de cinza volante, enquanto a substituição de cimento por SA nos teores de 10% e 15% resultou na redução de 7% e 27%, respectivamente, para a mesma temperatura de exposição. De acordo com Babalola *et al.* (2021), os resultados indicam que o agregado reciclado combinado com cinza volante e metacaulim apresentam um melhor desempenho que a sílica ativa em termos de módulo de elasticidade residual.

## CAPÍTULO 3

---

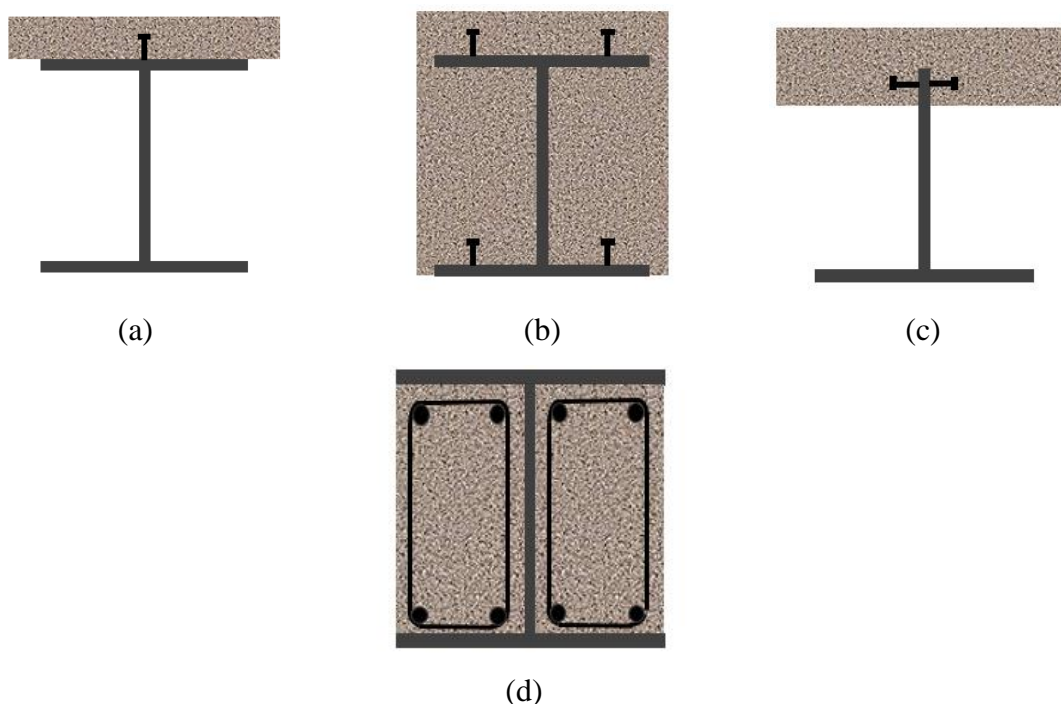
### 3 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Um elemento estrutural misto de aço e concreto é definido como aquele formado por componentes de concreto, armado ou não, e aço trabalhando de forma conjunta (ABNT NBR 8800:2008). Nas últimas décadas têm sido amplamente adotadas as vigas mistas de aço e concreto em projetos de engenharia civil e sua configuração tradicional (Figura 3.1a) é constituída por um perfil de aço I conectado a uma laje de concreto por meio de conectores de cisalhamento (LIU, BRADFORD, ATAEI, 2017; JIANSHEN *et al.*, 2020; HAO *et al.*, 2021). De Nardin e El Debs (2009) apontam que embora esse arranjo se encontre consolidado no meio científico, sua concepção pode conduzir à construção de pavimentos com pisos de grandes alturas.

Como uma alternativa para essa desvantagem surgiram as vigas mistas totalmente revestidas (VMTR), Figura 3.1b, e as parcialmente revestidas (VMPR), Figura 3.1c e Figura 3.1d, de modo que a diferença entre elas está na viga de aço ser embutida total ou parcialmente no elemento de concreto. No entanto, independente da configuração adotada, o comportamento misto é garantido por meio da interação satisfatória entre os dois materiais, que pode ser alcançado por meio de conectores de cisalhamento (Figura 3.1a e Figura 3.1c) ou pelo uso de armaduras transversais e longitudinais (Figura 3.1d).

Tratando-se especificamente das vigas mistas parcialmente revestidas, objeto de estudo desta pesquisa, Malite (1993) aponta que os primeiros estudos sobre esse sistema foi desenvolvidos por volta de 1914, na Inglaterra, por meio de ensaios de sistemas compostos para piso. Também foram encontrados registros de investigações experimentais realizados no Canadá em meados de 1922. Com relação às prescrições normativas, Cavalcanti (2010) comenta que a primeira normatização para estruturas mistas foi registrada em 1930, sendo elaborada nos Estados Unidos e registrada pelo *New York City Building Code*. No Brasil, os elementos mistos foram introduzidos em diretrizes normativas no ano de 1986 e atualmente o código que guia o dimensionamento das vigas mistas é a ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

Figura 3.1 - Vigas mistas de aço e concreto: (a) convencional (b) totalmente revestida e (c) e (d) parcialmente revestida



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

As VMPR são elementos cuja alma da seção de aço é revestida por concreto. Estudos apontam que essa configuração foi originalmente projetada para melhorar o desempenho ao fogo. No entanto, à medida que houve o avanço científico verificou-se que o revestimento do concreto aliado ao perfil de aço também contribuía para melhorar a capacidade resistente dos elementos sem aumentar o tamanho total da seção transversal de aço ( KINDMANN *et al.*, 1993, HEGGER, GORALSKI, 2006, JIANG *et al.*, 2016, PILOTO *et al.*, 2017).

Isso porque estudos demonstraram que a presença do concreto confinado entre as mesas do perfil de aço pode efetivamente reduzir o risco de instabilidades locais da seção metálica (WENG; YEN; JIANG, 2002; YIYI, WEI, CHENH, 2017). Outros benefícios, estão relacionados com a agilidade na execução e também melhor comportamento ao sismo, devido à maior rigidez do conjunto misto (WENG; YEN; JIANG, 2002; DE NARDIN; EL DEBS, 2009). Além disso, Piloto *et al.* (2017) afirmam que as vigas mistas são também uma solução interessante para vãos longos de 12 a 15 m, no qual as vigas de concreto armado são inviáveis de serem aplicadas devido às altas taxas de armadura que seriam necessárias.

Como desvantagens da utilização das vigas formadas por perfis de aço parcialmente revestidas com concreto, recorre-se a um fator que engloba as estruturas mistas em geral, ou seja, à necessidade de garantir a eficiente interação entre os materiais, garantindo seu

comportamento misto satisfatório. Além disso, as VMPR exigem um volume maior de concreto e conseqüente maior peso à estrutura, em comparação às estruturas metálicas convencionais (PILOTO *et al.*, 2013).

O que governa o comportamento misto de um elemento é a garantia da atuação combinada do aço e do concreto, de forma a potencializar seus benefícios, por meio da transferência dos esforços longitudinais que surgem em cada material, como também que não haja a separação transversal entre eles. No meio científico inúmeros trabalhos foram desenvolvidos de modo avaliar a eficiência na ligação entre o aço e concreto por meio de conectores de cisalhamento ( VERISSIMO, 2007; CHAVES, 2009, DE NARDIN, EL DEBS, 2009; PETRAUSKI, 2016). Para isso, os autores avaliaram o tipo, a posição e quantidade de conectores presentes na seção transversal.

Assim, foi possível caracterizar o comportamento estrutural, rigidez e ductilidade da ligação de modo a definir o grau de interação que existe entre os dois materiais, podendo ser classificada como completa, parcial ou nula. Na interação completa, considera-se que o escorregamento relativo entre o aço e concreto pode ser desprezado nos cálculos, ou seja, há transferência integral de esforços. Quando é observado um escorregamento relativo expressivo ao nível da ligação, caracteriza-se a interação parcial. Já a interação nula ocorre quando os dois materiais atuam de forma independente no sistema misto e não há transferência de esforços entre eles.

No entanto, uma outra solução para garantir o comportamento misto do aço e concreto está relacionada a utilizar armaduras longitudinais e transversais para compor a seção mista, sendo as últimas soldadas na alma do perfil de aço e aumentando o confinamento do concreto, como apontado em Piloto *et al.* (2013), Piloto *et al.* (2017), e Ahn e Lee (2017). É importante destacar que esta ligação foi utilizada para a construção das VMPR desta pesquisa.

A seguir são apresentados os principais estudos encontrados na literatura sobre vigas mistas parcialmente revestidas com destaque ao seu comportamento à flexão, de modo que, a interação do perfil de aço com o concreto não será abordada nesta tese. Por último, é realizada uma apresentação dos principais métodos de cálculo para obtenção da capacidade resistente à flexão de uma VMPR.

### 3.1 VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONVENCIONAL E DE ALTA RESISTÊNCIA EM TEMPERATURA AMBIENTE

A Tabela 3.1 apresenta as principais pesquisas experimentais encontradas no meio científico sobre o comportamento à flexão de VMPR. Vale destacar que foram evidenciadas: (i) as características dos corpos de prova, (ii) as variáveis consideradas e (iii) as principais conclusões.

Tabela 3.1 - Síntese dos principais trabalhos sobre o comportamento à flexão das VMPR em temperatura ambiente

<b>Autor (es)</b>	<b>Corpos de prova</b>	<b>Parâmetros avaliados</b>	<b>Principais resultados</b>
Kinmann e Bergmann (1993)	Total de 13 modelos de VMPR com e sem laje/ CC	Diferentes seções transversais e conectores de cisalhamento	Os resultados demonstram a necessidade de atualização do método de cálculo do Eurocode 4 Parte 1-1:2004, devido a consideração das armaduras nos cálculos de momento resistente à flexão e deslocamentos.
Assi, Abed e Hunaiti (2002)	Total de 12 modelos/ VMPR e metálicas sem laje/ vão de 2,0 m/ CC	Diferentes seções transversais e a presença ou não do concreto entre as mesas	Verificou-se que independente do concreto utilizado houve um aumento superior a 50% na resistência à flexão das vigas de aço.
Nakamura e Narita (2003)	Total de 4 modelos/ VMPR e metálicas/ vão de 3,0 m/ CC	Armaduras soldadas e não soldadas no perfil e a presença do concreto entre as mesas	Constatou-se que em ambos os casos (armaduras soldadas e não soldadas nas mesas) as VMPR apresentaram momento de resistência à flexão superior em 2,08 vezes a viga de aço.
Hegger e Goralski (2004)	Total de 8 modelos de VMPR/ vão 5,6 m/ CAR	Diferentes seções transversais e o esquema de carregamento	Revestimento de concreto de alta resistência contribuiu significativamente para resistir aos esforços e prevenir instabilidade precoce do perfil.
Elghazouli e Treadway (2008)	Total de 10 modelos de VMPR/ vão 2,4 m/ CC	Diferentes seções transversais, comportamento inelástico das vigas	Concreto contribuiu em cerca de 20% para aumento da capacidade resistente

Continua



Tabela 3.1 - Síntese dos principais trabalhos sobre o comportamento à flexão das VMPR em temperatura ambiente (continuação)

<b>Autor (es)</b>	<b>Corpos de prova</b>	<b>Parâmetros avaliados</b>	<b>Principais resultados</b>
Nardin e El Debs (2009)	Total de 3 modelos de VMPR/ com e sem conectores de cisalhamento/ vão de 2,8 m/ CC	Presença ou não de conectores de cisalhamento e disposição dos conectores (soldados na alma e mesa do perfil)	O arranjo mais eficiente, em termos de capacidade resistente foi o composto por conectores soldados verticalmente na mesa inferior do perfil.
Cavalcanti (2010)	Total de 4 modelos de VMPR/ com e sem conectores de cisalhamento e armaduras/ vão de 2,8 m/ CC	Presença das armaduras longitudinais e transversais e disposição dos conectores (soldados na alma e mesa do perfil)	Nenhum dos ensaios houve a ruptura do concreto situado entre as mesas do perfil de aço. A VMPR com conectores soldados horizontalmente a alma do perfil, apresentou o momento resistente à flexão 10% menor em relação às demais.
Kvočáka e Drab (2012)	Total de 2 modelos/ VMPR e metálica/ CC	Instabilidade e economia de aço	A presença do concreto evitou a instabilidade lateral por torção que havia acontecido nos experimentos das vigas metálicas.
Jiang <i>et al.</i> (2016)	Total de 4 modelos/ viga mista convencional e VMPR com laje / vão de 3,9 m/ CC	Influência do revestimento de concreto e taxa de armadura longitudinal	Todos os elementos apresentaram maior capacidade resistente que o perfil de aço sem revestimento. O revestimento da alma contribuiu para retardar o escoamento do aço da mesa inferior e assim, evitar o modo de falha local na viga de aço.
Ahmad, Masri e Saleh (2017)	Total de 6 modelos de VMPR com e sem furo na alma/ vão 2,8 m/ CAR	Taxa de armadura na seção transversal e a presença ou não de furos na alma do perfil metálico	Maior resistência à flexão e maior controle de fissuração foi obtida para as VMPR com aberturas na alma. Ganho da resistência mecânica das vigas com o aumento da taxa de armadura.

Fonte: Autora da pesquisa.

De maneira geral, diante do apresentado na literatura, é perceptível os benefícios em termos de capacidade resistente e comportamento estrutural das vigas mistas de aço e concreto parcialmente revestidas. Pois os trabalhos que realizaram um estudo comparativo sobre a capacidade resistente das vigas puramente metálicas em relação aquelas revestidas com concreto (VMPR) apontaram que, independente do concreto utilizado e da seção transversal, houve um aumento significativo na resistência à flexão devido à presença do concreto entre as

mesas (ASSI, ABED, HUNAOTI, 2002; NAKAMURA, NARITA, 2003; KVOČÁKA, DRAB, 2012; AHMAD, MASRI, SALEH, 2017), chegando a valores superiores a 50% como discutido em Assi, Abed e Hunaiti (2002).

Além disso, alguns autores destacaram que a presença do concreto entre as mesas evitou o aparecimento de instabilidades locais no perfil de aço durante os ensaios de flexão, como também a redução de fissuras na laje quando associadas às VMPR ao invés da viga puramente metálica (viga mista convencional) (HEGGER; GORALSKI, 2004; KVOČÁKA, DRAB, 2012; JIANG *et al.*, 2016).

Outros estudos avaliaram experimentalmente a influência de conectores de cisalhamento, quanto à sua disposição e posicionamento no comportamento estrutural das VMPR. Um exemplo desta análise consta em De Nardin e El Debs (2009), onde foi avaliado, por meio do ensaio à flexão a quatro pontos, o melhor dentre dois arranjos de conectores. No estudo foram considerados corpos de prova com conectores soldados horizontalmente na alma do perfil e verticais soldados na mesa inferior do perfil, além de um modelo de referência sem conectores, onde a transferência de esforços de cisalhamento ocorreu pela aderência natural entre os dois materiais. A partir dos resultados, observou-se que houve um aumento na resistência à flexão dessas vigas com conectores de cisalhamento, sobretudo quando colocado na vertical e soldado na mesa inferior do perfil de aço.

Como estudo complementar ao realizado em De Nardin e El Debs (2009), Cavalcanti (2010) avaliou a influência das armaduras longitudinais e transversais na capacidade resistente das VMPR. Para isso, o autor utilizou nos ensaios à flexão a quatro pontos corpos de prova com a mesma disposição e posicionamento dos conectores de cisalhamento do estudo anterior, porém inseriu armaduras longitudinais e transversais aos elementos estruturais. O autor afirmou que houve a ligação efetiva entre o aço e o concreto, uma vez que não houve ruptura do concreto situado entre as mesas do perfil de aço para nenhum dos modelos ensaiados. Todas as vigas ensaiadas pelo autor apresentaram maior capacidade resistente que aquelas ensaiadas por De Nardin e El Debs (2009).

Por último, é importante destacar que poucos estudos foram encontrados no meio científico sobre a utilização de concreto de alta resistência para formação das VMPR, com destaque para Hegger; Goralski (2004) e Ahmad, Masri e Saleh (2017). Ambos os trabalhos concluíram que, além de elevar a rigidez e a capacidade resistente do elemento estrutural, o concreto de alta resistência evitou o aparecimento de instabilidades locais no perfil de aço. Ademais, Ahmad, Masri e Saleh (2017) variaram a taxa de armadura nos corpos de prova estudados e constataram que o seu aumento elevou a resistência mecânica das vigas.

### 3.1.1 Métodos analíticos para a previsão da capacidade resistente à flexão de VMPR em temperatura ambiente

O estudo e dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto são contemplados pela maior parte dos códigos normativos vigentes, porém a configuração foco desse trabalho, com o revestimento parcial do perfil de metálico com concreto ainda é apresentado como um campo ativo de pesquisa. No Brasil a ABNT NBR 8800:2008 apresenta o dimensionamento apenas da configuração tradicional ilustrada na Figura 3.1a. Logo, as VMPR não são contempladas pelo código normativo brasileiro.

No entanto, o Eurocode 4 Parte 1-1:2004, incorpora em seu escopo além do dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto em sua configuração convencional, algumas discussões para o cálculo da configuração alvo desta pesquisa (Figura 3.1d), com a consideração de armaduras longitudinais e transversais embutidas na seção em estudo.

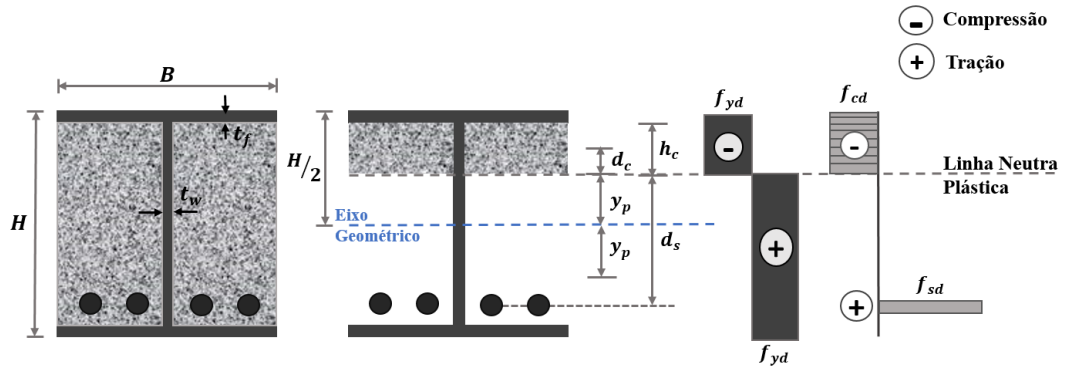
A seguir são apresentados alguns modelos analíticos presentes na literatura, uma vez que essa configuração de VMPR com concreto tem fomentado o desenvolvimento desses modelos com o intuito de prever a capacidade resistente do elemento a partir de formulações para o cálculo do momento fletor resistente da seção em estudo. Dessa forma, conhecer os métodos analíticos para realizar essa previsão é essencial para verificar a aplicabilidade dos métodos normativos e, assim, compará-los com os resultados experimentais obtidos nesta tese, os quais são descritos mais adiante no Capítulo 6.

Inicia-se com o modelo desenvolvido por Kindmann e Bergmann (1993), no qual foi desenvolvido um estudo experimental e teórico pioneiro sobre VMPR, onde resultados experimentais demonstraram a necessidade da consideração da influência do concreto entre as mesas do perfil de aço e também das barras de armaduras longitudinais na resistência à flexão desses elementos estruturais. Com isso, os autores forneceram subsídios para atualização da norma europeia vigente naquele período, Eurocode 4, a qual não contemplava a colaboração do concreto armado na resistência do sistema misto.

O método analítico desenvolvido pelos autores é baseado na teoria da plasticidade e o modelo de viga de Bernouilli, isto é, as seções permanecem planas após a deformação. Além disso, foram adotadas algumas hipóteses simplificadoras, como a interação completa entre aço e concreto, o perfil metálico admite-se duplamente simétrico, a parcela do concreto submetida à tração é desprezada e todos os materiais se encontram com suas respectivas tensões máximas. Um esquema representativo do modelo teórico proposto por Kindmann e Bergmann (1993) está ilustrado na Figura 3.2 e as formulações propostas estão apresentadas nas Equações 3.1 e 3.2,

respectivamente, para o cálculo da linha neutra plástica da seção mista  $y_p$ , e para o momento fletor resistente.

Figura 3.2 – Modelos analítico para determinação do momento resistente de VMPPR 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).

$$y_p = \frac{(B-t_w)(H/2-t_f)f_{cd}-A_s f_{sd}}{2t_w f_{yd}+(B-t_w)f_{cd}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

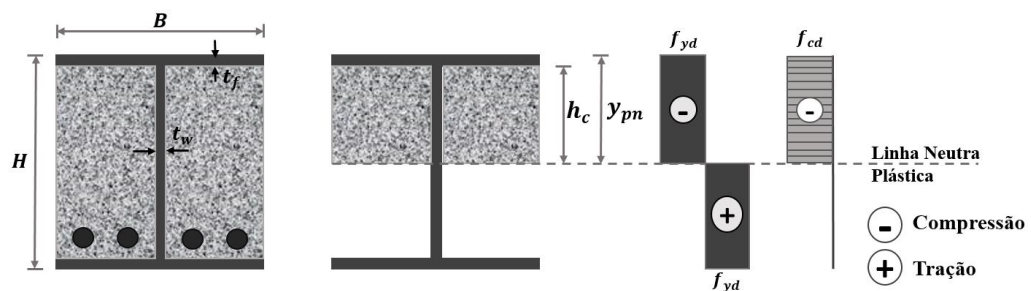
$$M_{Rd} = y_p^2 t_w f_{yd} + Z f_{yd} + A_c f_{cd} d_c + A_s f_{sd} d_s \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Nas Equações 3.1 e 3.2,  $f_{yd}$  é a resistência ao escoamento de cálculo do perfil de aço,  $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto,  $f_{sd}$  indica a resistência ao escoamento de cálculo das armaduras,  $Z$  é o módulo de elasticidade do perfil de aço e  $A_c$  indica a área do concreto acima da linha neutra plástica.

Também com intuito de contribuir para o desenvolvimento de modelos teóricos para capacidade resistente de VMPR, Assi, Abed e Hunaiti (2002) realizaram um estudo teórico e experimental com o objetivo de analisar o comportamento à flexão de VMPR a partir de 12 ensaios. Para o cálculo do momento fletor resistente foram adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras: interação completa entre perfil de aço e revestimento de concreto, o perfil metálico se encontra em escoamento nas regiões de tração e compressão; o encruamento do aço não foi considerado; o concreto tracionado não foi englobado para cálculo do momento resistente; considerou-se que acima da linha neutra plástica, o concreto comprimido atingia sua capacidade última na flexão.

Na Figura 3.3 está ilustrado o modelo proposto pelos autores juntamente com o bloco de tensões e forças resultantes originada em cada material. A partir dessas considerações chegou-se as Equações 3.3 e 3.4, para determinar a altura da linha neutra plástica  $y_{pn}$  (medida a partir da fibra mais comprimida) e momento resistente da VMPR, respectivamente.

Figura 3.3 – Esquema teórico para o cálculo do momento resistente de VMPR conforme Assi, Abed e Hunaiti (2002)



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

$$y_{pn} = \frac{(H-2t_f)t_w f_{yd}}{B f_{cd} + t_w(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$M_{Rd} = \left[ B t_f (H - t_f) - \frac{t_w}{2} y_{pn} (H - 2t_f) + \frac{t_w}{2} (H - 2t_f)^2 \right] f_{yd} \quad (\text{Eq.3.4})$$

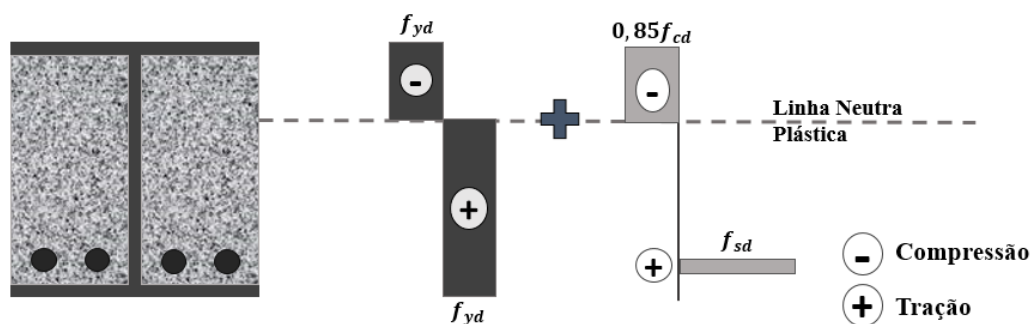
É importante destacar que esses autores consideraram a influência do concreto comprimido apenas para o cálculo da profundidade da linha neutra plástica  $y_{pn}$ , não apresentando influência direta no momento resistente do elemento estrutural. Além disso, as

armaduras que podem estar presentes no concreto também não são consideradas no cálculo de  $M_{Rd}$ .

Sobre o método analítico proposto pelo Eurocode 4, a partir dos resultados do estudo de Kindmann e Bergmann (1993) o dimensionamento das VMPR sofreu modificações. A partir de 2004, o cálculo da capacidade resistente passou a admitir a influência do concreto armado. No entanto, apesar desta condição estar explícita em seu texto base, o Eurocode 4 Parte 1-1:2004 não apresenta nenhum equacionamento para calcular a resistência desse tipo de viga mista. São consideradas algumas hipóteses simplificadoras para o dimensionamento das vigas mistas, como: a 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 ( $f_{yd}$ ); considera-se o escoamento das armaduras cuja tensão de cálculo é  $f_{sd}$ ; o concreto na zona comprimida resiste a uma tensão máxima de cálculo igual a  $f_{cd}$ .

É importante destacar que assim como Kindmann e Berhmann (1993), o Eurocode 4 Parte 1-1:2004 deixa claro que seu modelo teórico segue a teoria da plasticidade e as armaduras de compressão presentes no concreto podem ser desprezadas. Desse modo, o processo numérico desenvolvido por esses autores é o mesmo utilizado pelo Eurocode 4. No entanto, a única diferença está relacionada com a resistência de cálculo do concreto,  $f_{cd}$ , que, para essa norma, deve ser multiplicada por 0,85, conforme ilustrado na Figura 3.4, devido à aproximação do diagrama tensão *versus* deformação do concreto presente em estruturas mistas.

Figura 3.4 – Esquema teórico para o cálculo do momento resistente da VMPR conforme o Eurocode 4 Parte 1-1:2004



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

No meio científico existem outras metodologias para o cálculo da capacidade resistente das VMPR, sendo que assim como essas apresentadas neste subitem, seguem a teoria da plasticidade para a determinação da linha neutra plástica. No entanto, as variações observadas estão relacionadas com as seções transversais estudadas e as hipóteses simplificadoras para o

equacionamento, o que influencia diretamente no cálculo no momento fletor resistente. Como é caso dos estudos desenvolvidos por Limizaie e Chen (2015) que propuseram um método analítico para prever a capacidade resistente de VMPR, para componentes de piso de pequenas alturas (*Slim-Floor*), incorporando a possibilidade de consideração da interação parcial entre o perfil de aço e o concreto.

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

A melhoria da resistência ao fogo das vigas mistas parcialmente revestidas baseia-se na redução da área superficial do aço exposta a temperaturas elevadas e na introdução de um material de baixa condutividade térmica (concreto), conforme verificado em pesquisas anteriores (KODAIRA *et al.*, 2004; CORREIA, RODRIGUES, 2011; PILOTO *et al.*, 2013; PILOTO *et al.*, 2017; FELÍCIO, 2018).

Como discutido no item 3.1, as VMPR foram amplamente estudadas em temperatura ambiente, no entanto, em temperaturas elevadas a revisão da literatura indica um número limitado de estudos experimentais para esse tipo de concepção estrutural. A Tabela 3.2 a seguir ilustra um resumo sobre os principais estudos voltados a avaliar experimentalmente as VMPR em situação de incêndio. Foram considerados como fatores importantes para serem destacados: (i) os parâmetros avaliados; (ii) características dos corpos de prova; (iii) modelo de programa experimental adotado; e (iv) as relevantes conclusões obtidas.

Tabela 3.2 - Pesquisas anteriores sobre vigas mistas em elevadas temperaturas

<b>.Autor (es)</b>	<b>Tipo de Análise</b>	<b>Parâmetros avaliados</b>	<b>Corpos de Prova</b>	<b>Programa Experimental</b>	<b>Principais resultados</b>
Koidara <i>et al.</i> (2004)	Experimental em situação de incêndio e numérica	Diferentes seções transversais, comprimento da viga, armaduras longitudinais e fator de carga (33%, 40% e 50%).	Total de 8 modelos de VMPR com e sem laje de concreto armado, vãos de 3,6 m e 6,6 m, concreto convencional.	Ensaio de flexão a quatro pontos e posteriormente aquecidas de acordo com a curva de incêndio-padrão ISO 834. Critério de parada deslocamento limite ou a taxa de deformação limite	Para um mesmo nível de carregamento, VMPR com maior seção transversal e com associação da laje, apresentaram maiores resistências ao fogo.
Piloto <i>et al.</i> (2013)	Experimental em temperatura ambiente e em situação de incêndio	Nível de carga (37%, 56% e 74%), sem estribos, estribos soldados e não soldados na alma do perfil de aço e modo de deformação.	Total de 15 modelos de VMPR sem laje, vão de 1,2 m, perfil metálico tipo I, concreto convencional, armadura longitudinal (4 barras Ø 8mm) e transversal (Ø 6 mm).	Ensaio de flexão a três pontos. Em temperatura ambiente carga foi aplicada de forma incremental. Em elevadas temperaturas nível de carga foi mantido constante e aplicado o incêndio-padrão ISO-834. Aquecimento nas 4 faces da viga. Critério de parada deslocamento limite e a taxa de deformação limite.	A resistência ao fogo depende do nível de carga, onde a houve sua diminuição de 25 min para 21 min e 18 min de acordo com a evolução do nível de carregamento em 37%, 56% e 74%, respectivamente. Ensaio com maior nível de carregamento falharam devido à instabilidade lateral por torção. Não houve evidência do efeito da condição de cisalhamento entre estribos (soldados e não soldados) na alma do perfil sobre o valor da resistência ao fogo.

Continua



Tabela 3.2 - Pesquisas anteriores sobre vigas mistas em elevadas temperaturas(continuação)

Autor (es)	Tipo de Análise	Parâmetros avaliados	Corpos de Prova	Programa Experimental	Principais resultados
Piloto <i>et al.</i> (2017)	Experimental em temperatura ambiente e em situação de incêndio	Instabilidade por flambagem lateral por torção, esbeltez, temperatura e disposição da armadura transversal.	Total de 27 modelos VMPR, perfil metálico tipo I, comprimento total 2,4 m e 3,9 m. Concreto convencional (C20). Armadura longitudinal (4 barras Ø8 mm) transversal (Ø6 mm). Estribos soldados, não soldados à alma e aderência natural entre o aço e o concreto.	Ensaio de flexão a quatro pontos. Em temperatura ambiente (único estágio) incrementos de deslocamento de 2,4 mm/min). Em incêndio ação térmica foi aplicada até atingir a temperatura de 200 °C, 400 °C e 600 °C e após a sua estabilização o carregamento foi empregado. Aquecimento na mesa superior e inferior. Critério de parada deslocamento limite (L/30).	A resistência à flexão das VMPR à temperatura ambiente foi superior em 15% em relação a viga puramente metálica. A redução da resistência para a viga mista não foi proporcional ao aumento da temperatura. A 200°C, o comportamento à flexão foi semelhante ao da viga mista em temperatura ambiente. Não houve variação do comportamento de flexão das vigas mistas para diferentes condições de soldagem dos estribos devido à dimensão da seção transversal.
Ahn e Lee (2017)	Experimental em situação de incêndio e numérica	Presença ou não de armaduras longitudinais e nível de carga (25% a 51%)	Total de 8 modelos de vigas mistas: tradicional, VMPR com laje <i>slim floor</i> e totalmente revestida com laje. Perfil tipo H. Comprimento 7,7 m. Concreto convencional. Sem armadura longitudinal. Estribos soldados a alma.	Carregamento aplicado no topo da laje de concreto após atingir o nível desejado o forno era acionado, seguindo o incêndio-padrão ISO-834. Aquecimento em 1 e em 3 faces da viga. Critério de parada L/20 devido limitações do forno.	VMPR com e sem armaduras e vigas do tipo <i>slim floor</i> apresentaram resistência ao fogo superior a 120 min para um fator de carga de 30%. Viga mista convencional o tempo de resistência ao fogo foi de 30 min.

Continua

Tabela 3.2 - Pesquisas anteriores sobre vigas mistas em elevadas temperaturas (continuação)

Autor (es)	Tipo de Análise	Parâmetros avaliados	Corpos de Prova	Programa Experimental	Principais resultados
Felício (2018)	Experimental em temperatura ambiente e em situação de incêndio	Nível de carga 30% para viga metálica e 30% e 40% VMPR.	Total de 6 modelos de vigas: VMPR e metálica sem laje. Perfil tipo W. Comprimento 6,0 m. CAR (C60). Armaduras longitudinal (8 barras Ø 6,3 mm) e transversal (Ø 5 mm)	Flexão a três pontos. O ensaio em temperatura ambiente foi realizado para obter a capacidade de carga das vigas. Em situação de incêndio após atingir o nível de carregamento o forno era acionado seguindo o incêndio-padrão ISO-834. Aquecimento em 3 faces.	Em elevadas temperaturas a viga metálica apresentou em apenas 7 min de ensaio um deslocamento superior a 90 mm. As VMPR apresentaram um melhor comportamento em situação de incêndio. Para um fator de carga de 30% a VMPR apresentou um deslocamento de 50 mm aos 30 minutos de aquecimento.
Simões (2022)	Experimental em temperatura ambiente, em situação de incêndio, pós-fogo.	VMPR com diferentes concretos: convencional e com agregados reciclados (ARC e ARM).	Total de 8 modelos de VMPR sem laje. Perfil tipo W. Comprimento 6,0 m. CC (C20). Armaduras longitudinais (8 barras Ø 6,3 mm) e transversal (Ø 5 mm)	Flexão a três pontos. O ensaio em temperatura ambiente foi realizado para obter a capacidade de carga das VMPR. Nível de carregamento de 30% foi mantido constante e aquecimento seguiu a curva de incêndio-padrão ISO 834. Aquecimento em 3 faces. Critério de parada normativo não foi seguido devido as limitações do forno.	A VMPR produzida com 100% de agregado graúdo reciclado apresentou as maiores temperaturas nas seções transversais e maiores deslocamentos. As demais vigas revestidas com concreto com brita e areia reciclada apresentaram resultados semelhantes a VMPR com concreto convencional. Os ensaios pós-fogo mostraram perda de resistência inferior a 7% para as VMPR com CCAR, de modo que o incêndio padrão de 35 min não afetou significativamente a capacidade resistente das VMPR com e sem agregados reciclados.

Fonte: Autora da pesquisa.

Em geral, nesses trabalhos os autores avaliaram, para diferentes níveis de carga, a resistência ao fogo, como também a influência da presença ou não de armaduras transversais. Os estudos indicam uma melhora no comportamento ao fogo para o caso de vigas mistas parcialmente revestidas por concreto, devido à rigidez fornecida pelo concreto circundante à alma do perfil de metálico.

Ao analisar o programa experimental dos estudos presentes no meio científico, sobre VMPR em situação de incêndio, verificou-se que a determinação da capacidade resistente desses elementos por meio do ensaio de flexão em temperatura ambiente serviu, posteriormente, na avaliação da influência de diferentes níveis de carregamento (30% a 70%) no comportamento em elevadas temperaturas.

De modo geral, esses ensaios utilizaram curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 para o aquecimento das vigas ( KOIDARA *et al.*, 2004; PILOTO *et al.*, 2013; PILOTO *et al.*, 2017; AHN, LEE, 2017; FELÍCIO, 2018; SIMÕES, 2022), onde somente após atingir o nível de carregamento desejado houve aplicação da ação térmica. Para definir a resistência ao fogo desses elementos, alguns estudos atribuíram como critério de parada, as recomendações dessa norma, sendo elas: o deslocamento limite e a taxa de deformação limite, o que fosse atingido primeiro ou simultaneamente, onde esse último foi adotado no estudo de PILOTO *et al.* (2013).

Com ressalva para os ensaios realizados por Ahn e Lee (2017), Felício (2018) e Simões (2022), que apesar de seguirem a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999, nenhum dos critérios de parada normativo foram alcançados devido às limitações do forno. Destaca-se o estudo de Simões (2022), que também desenvolveu ensaios experimentais no Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP, onde utilizou como critério de parada o máximo deslocamento no meio do vão para manter a segurança e efetividade dos ensaios, sendo o calor considerado de 100 mm. Desse modo, todos os ensaios foram finalizados aos 35 minutos para fins comparativos, que foi o tempo de ensaio da VMPR com concreto de referência.

Alguns trabalhos pontuaram que a distribuição de temperatura na seção transversal não foi uniforme, o que impactou diretamente as tensões e deformações geradas (KOIDARA *et al.*, 2004; PILOTO *et al.*, 2013). Piloto *et al.* (2013) verificaram que após a fase inicial de aquecimento, a evolução da temperatura na seção transversal apresentou uma diferença constante de aproximadamente 150 °C entre as temperaturas medidas no interior e exterior da seção transversal, onde a oscilação inicial da temperatura ocorreu devido ao efeito da evaporação da água no concreto.

Os trabalhos que avaliaram diferentes níveis de carregamento pontuaram que as VMPR submetidas a maiores fatores de carga apresentaram menores tempos de resistência ao fogo

(KOIDARA *et al.*, 2004; PILOTO *et al.*, 2013; AHN, LEE, 2017). Nos ensaios realizados por Piloto *et al.* (2013), as vigas com níveis de carga de 0,37 e 0,56 atingiram o estado limite pela formação de rótulas plásticas, enquanto aquelas com maior nível de carregamento, 0,74, falharam devido à instabilidade por torção.

Os resultados ainda mostraram melhorias significativas na resistência da VMPR quando comparadas com a viga metálica e a viga mista convencional. Os ensaios de Piloto *et al.* (2017) sinalizaram que 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. Felício (2018) também verificou significativa redução do deslocamento no meio do vão para o caso da VMPR, pois enquanto a viga metálica apresentou um deslocamento de 90 mm em apenas 7 min de ensaio, para um mesmo nível de carregamento, a VMPR apresentou um deslocamento no meio do vão de 50 mm aos 30 min.

No que diz respeito às vigas mistas tradicionais, Ahn e Lee (2017) constataram que o tempo de resistência ao fogo foi de 30 min, enquanto as VMPR com e sem armaduras constituídas por concreto armado alcançaram tempo superior a 120 min para um fator de carga próximo a 0,30.

Diante dessa abordagem, fica evidente a escassez de pesquisas voltadas às vigas mistas de concretos ecoeficientes de alta resistência em situação de incêndio, uma vez que poucos trabalhos foram voltados a estudar a utilização de concretos de alta resistência com revestimento desse sistema estrutural. Felício (2018) realizou um estudo experimental no Laboratório de Estruturas do SET/ EESC/USP com o intuito de avaliar o comportamento de uma viga de aço e três VMPR em situação de incêndio, cuja resistência à compressão média do concreto foi de 63,26 MPa. No entanto, cabe destacar que em todos os experimentos houve excessiva rotação dos apoios, como pode ser visto na Figura 3.5, impondo a necessidade de encerramento dos ensaios por questão de segurança.

Como já citado anteriormente, Simões (2022) também realizou uma pesquisa de caráter experimental utilizando o mesmo forno do estudo anterior, no entanto, o autor realizou um trabalho comparativo sobre VMPR, sendo uma revestida com concreto de referência com agregados naturais (C30) e outras três com concretos constituídos por agregados reciclados (CCAR). A partir dos resultados obtidos o autor verificou que a presença do revestimento por CCAR nas VMPR não influenciou nos resultados em situação de incêndio, onde a resistência mecânica e a rigidez apresentaram resultados semelhantes ao da VMPR com concreto convencional tanto em temperaturas elevadas como pós-fogo. Isso possibilita afirmar que essa estratégia permitiu produzir um sistema misto, com um material de revestimento com

vantagens do posto de vista ambiental, o CCAR, com bom desempenho em temperaturas elevadas.

Figura 3.5 - Rotação excessiva nos apoios nos ensaios em incêndio



Fonte: Felício (2018).

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

A norma brasileira voltada ao dimensionamento de estruturas mistas em situação de incêndio, a ABNT NBR 14323:2013, não contempla em suas diretrizes o cálculo para vigas mistas parcialmente revestidas, sendo limitado somente para o caso das vigas mistas de configuração tradicional. Apesar disso, o Eurocode 4 Parte 1-2:2005 apresenta em seu texto base uma discussão sobre o dimensionamento das VMPR.

De acordo com a norma europeia esse tipo de solução construtiva deve ser dimensionado seguindo valores tabelados ou modelo de cálculo simplificado, sendo que em ambos os métodos a VMPR está associada a uma laje de concreto. O primeiro refere-se ao dimensionamento da seção transversal da VMPR por meio de dimensões mínimas pré-definidas segundo os mais variados tempos requeridos de resistência ao fogo. Esses valores são definidos de acordo com o nível de carregamento que o elemento está submetido, e são válidos apenas para exposição ao incêndio-padrão ISO 834-1:1999 e condições de apoio simples.

O modelo de cálculo simplificado se encontra disponível no item 4.3 no código europeu. No entanto sua aplicação fica restrita para vigas mistas sujeitas ao incêndio padrão e aquecidas somente em sua face inferior. Nesse caso, o efeito da temperatura nas características dos materiais é obtido ao reduzir as dimensões da seção que compõem o sistema misto, por meio

da multiplicação dos valores característicos das propriedades do materiais por um fator de redução (método de cálculo encontra-se no anexo E dessa norma).

Por meio dessa breve discussão ficou evidente que essas metodologias não consideram o caso mais comum de aquecimento das VMPR, uma vez que, normalmente, as vigas recebem o aquecimento em mais de uma face, sendo mais crítico o caso em que somente sua face inferior está aquecida. Desse modo, os ensaios experimentais realizados nesta tese abordaram situações que se aproximam de abordagens práticas, sendo a viga aquecida em três faces, como será apresentado mais adiante no Capítulo 6.

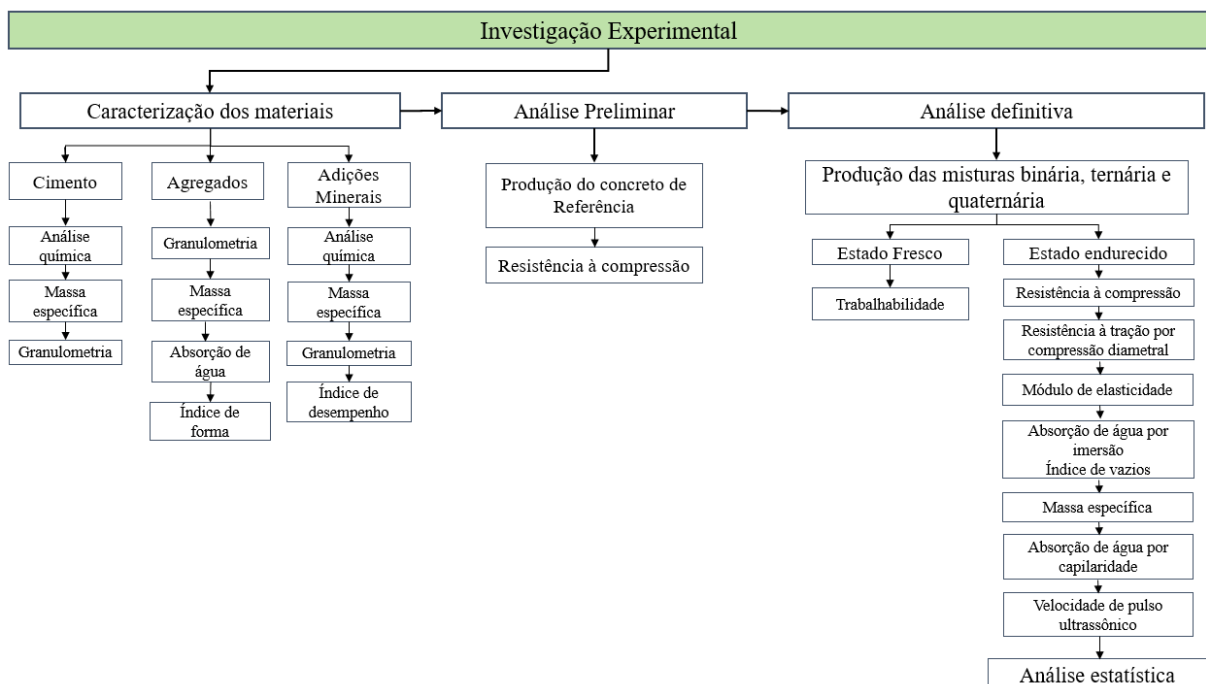
Em suma, neste capítulo foi fornecido um panorama geral sobre as principais pesquisas científicas, como também os aspectos normativos atuais sobre as vigas mistas parcialmente revestidas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Nos próximos capítulos, são descritos a metodologia e os resultados obtidos no estudo experimental desta tese.

## CAPÍTULO 4

### 4 CARACTERIZAÇÃO, DOSAGEM E PROPRIEDADES DO CONCRETOS PRODUZIDOS COM ADIÇÕES MINERAIS

O presente capítulo descreve o programa experimental desenvolvido para o estudo do concreto de alta resistência ecoeficiente. Inicialmente compreende a escolha e caracterização das adições minerais utilizadas como substitutos parciais do cimento para produção das misturas de concreto de alta resistência (CAR) aplicadas na pesquisa. Posteriormente, é desenvolvido o concreto de referência, constituído somente por sílica ativa, com resistência característica à compressão de 60 MPa, produzido com auxílio do método de dosagem tradicional IPT/EPUSP. A partir desse traço foram elaborados outros dez traços de concreto, que contemplaram misturas ternárias (cimento e duas adições minerais) e misturas quaternárias (cimento e três adições minerais) de materiais finos, buscando uma redução de pelo menos 20% no consumo de cimento dos traços e mantendo o mesmo desempenho mecânico do concreto de referência. 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 neste Capítulo.

Figura 4.1 – Fluxograma do programa experimental adotado



Fonte: Autora da pesquisa.

Dessa forma, foram moldados corpos de prova dos onze traços de concreto produzidos, os quais foram curados em câmara úmida seguindo os procedimentos determinados pelas normas vigentes. As propriedades dos concretos foram avaliadas tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, com o intuito de verificar a eficiência das substituições realizadas. Também foi estabelecido o índice de intensidade de ligantes para avaliar o desempenho ambiental de cada concreto produzido.

Para análise dos resultados experimentais foi aplicada 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* para decisão de descarte de valores duvidosos e verificação da homogeneidade dos resultados obtidos. Logo após, realizou-se uma análise de variância (ANOVA) de modo a verificar se a utilização das adições minerais 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 indica se os valores analisados apresentam diferenças significativas para o nível de confiança de 95%. Caso detecte tal diferença, é aplicado o teste de Tukey que permite identificar as amostras (ou concretos) significativamente diferentes entre si.

#### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste estudo, foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland composto com escória, com classe de resistência de 32 MPa (CPII E 32), duas areias naturais de quartzo (classificadas como areia média com dimensão máxima característica de 2,36 mm, módulo de finura de 2,94 e massa específica de 2,59 g/cm<sup>3</sup>, e areia fina com dimensão máxima característica de 0,60 mm, módulo de finura de 2,52 e massa específica de 2,58 g/cm<sup>3</sup>), e uma brita de origem basáltica (com dimensão máxima característica de 19 mm e massa específica de 3,00 g/cm<sup>3</sup>). As adições minerais utilizadas foram: (i) sílica ativa não densificada (SA), (ii) metacaulim (MC), (iii) cinza de casca de arroz (CCA), e (iv) fíler calcário (FC). A água de mistura foi proveniente da rede de abastecimento local e foi utilizado um aditivo superplastificante (SP) à base de policarboxilatos para conferir a trabalhabilidade desejada para os concretos. No Apêndice A estão descritos com maiores detalhes os ensaios de caracterização realizados e as discussões a respeito das características dos materiais utilizados na pesquisa, com ênfase nas adições minerais que são objetos de interesse desta pesquisa.



A Tabela 4.1 apresenta um resumo sobre os principais resultados obtidos para as características físicas – massa específica e tamanho médio das partículas – a composição química do cimento e das adições minerais, obtida por fluorescência de raios-X (FRX) – e a reatividade das adições minerais. A Figura 4.2 mostra a distribuição granulométrica dos materiais finos obtida por difração a laser, conforme a norma ABNT ISO 13320: 2009. A partir desses resultados, destaca-se o alto teor de óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ) na SA, MC e CCA, o alto teor de óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) no cimento e FC, e o teor de alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) no MC.

Com relação à CCA, a mesma apresentava coloração preta, devido à combustão incompleta da casca de arroz e, como material bruto, se encontrava com partículas muito grosseiras (80% do material retido na peneira de 45  $\mu\text{m}$ ). Visando atender os requisitos da ABNT NBR 12653:2014, que estabelece o limite máximo de material retido na peneira de 45  $\mu\text{m}$  de 20% para materiais pozzolânicos, realizou-se a moagem do material em um moinho de bolas por um período de 60 minutos, onde esse tempo ótimo foi determinado por meio de um estudo preliminar, conforme descrito no Apêndice A. Após a moagem, o tamanho médio das partículas da CCA foi de 37,8  $\mu\text{m}$ , com uma redução do material retido na peneira de 45  $\mu\text{m}$ , que passou para 24%, não atendendo ao limite normativo. Como, o processo de moagem da CCA ocorreu durante a pandemia da COVID-19, não foi possível realizar o monitoramento adequado junto à empresa que realizou a moagem, bem como uma nova moagem se tornou inviável pela dificuldade de acesso ao local e ausência de tempo hábil para isso. Ainda assim, ciente da não conformidade das características da CCA, optou-se pelo prosseguimento de sua consideração no estudo pelo fato desta ser um resíduo agrícola abundante no país, com grande potencial para uso como adição mineral na produção de concreto de cimento Portland.

Tabela 4.1 - Propriedades químicas e físicas do cimento e adições minerais

<b>Componentes químicos (% em massa)</b>	<b>CP</b>	<b>SA</b>	<b>MC</b>	<b>CCA</b>	<b>FC</b>
$\text{SiO}_2$	21,1	98,6	70,6	95,3	2,6
$\text{CaO}$	64,8	0,3	0,2	0,9	95,7
$\text{Al}_2\text{O}_3$	5,5	-	25,0	-	0,4
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	3,1	-	2,1	0,2	0,4
$\text{SO}_3$	2,1	0,3	-	-	-
$\text{P}_2\text{O}_5$	-	-	-	0,6	-
$\text{K}_2\text{O}$	0,3	0,6	0,3	2,4	-
$\text{MnO}$	0,5	-	-	0,3	-
$\text{TiO}_2$	0,5	-	2,0	-	0,6
$\text{SrO}$	0,3	-	-	-	-

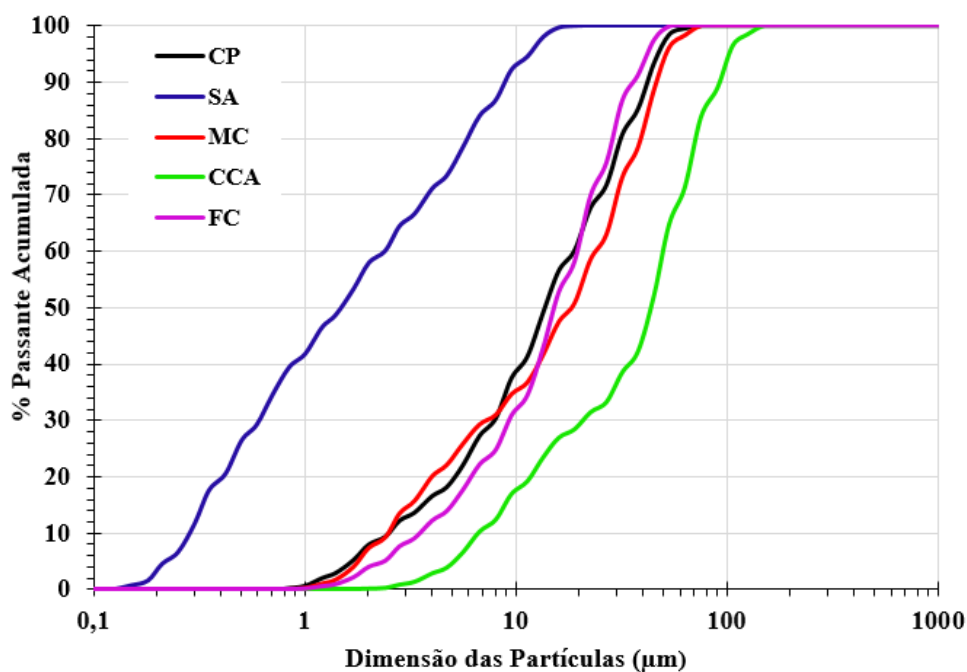
Continua

Tabela 4.1 - Propriedades químicas e físicas do cimento e adições minerais (continuação)

Componentes químicos (% em massa)	CP	SA	MC	CCA	FC
In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,1	-	-	-	-
Cl	-	0,2	-	0,3	0,3
Propriedades físicas					
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,0	2,2	2,7	2,0	2,6
Tamanho médio da partícula (µm)	13,4	1,4	11,3	37,8	13,4
Reatividade					
Índice de desempenho com cimento Portland (NBR 5752:2014)	-	115%	92%	67%	113%
Atividade pozolânica com cal aos sete dias (NBR 5751:2015)	-	-	8,0	6,8	-

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.2 - Distribuição granulométrica do cimento e adições minerais utilizados neste estudo



Fonte: Autora da pesquisa.

À vista disso, a cinza de casca de arroz apresentou um índice de desempenho com o cimento Portland de 67%, inferior ao limite mínimo de 90% proposto pela NBR 12653:2014, como pode ser observado pela Tabela 4.1. Esse fato que pode ser associado à sua menor finura em relação às demais adições minerais. Com relação aos resultados referentes ao ensaio de atividade pozolânica com a cal aos setes dias, os valores obtidos foram superiores ao limite mínimo de 6 MPa determinado pela NBR 12653:2014, tanto para a CCA como para as demais adições minerais.

Contudo, apesar da cinza de casca de arroz obtida sob condições não controladas ser evitada por não atender os requisitos da NBR 12653:2014, estudos mostram que embora a

temperatura de queima seja um ponto crítico para produção de cinzas amorfas e reativas, uma possível alternativa seria incorporar CCA com tamanho de partícula menor que o cimento, uma vez que a moagem mecânica pode minimizar o efeito do carbono residual e a presença de compostos cristalinos no material (CORDEIRO *et al.*, 2009; CHATVEERA, LERTWATTANARUK, 2011; CHOPRA *et al.*, 2015; RÊGO *et al.*, 2015). Além disso, resultados positivos em relação à resistência à compressão também foram observados por Bahri *et al.* (2018), que utilizaram CCA sob condições de queima não controladas com tamanho médio das partículas superior ao do cimento Portland (64  $\mu\text{m}$  e 24  $\mu\text{m}$ , respectivamente).

## 4.2 DOSAGEM DOS CONCRETOS

A partir do estudo de dosagem do grupo de pesquisa do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, definiu-se o concreto de referência (REF) a partir de um sistema binário, no qual foi utilizado 10% de sílica ativa em substituição volumétrica ao cimento. Para isso, o estudo de dosagem fixou alguns parâmetros, como o teor de argamassa seca de 63%, teor de água/materiais secos de 7,5% e um valor de abatimento de (120  $\pm$  20 ) mm.

A Tabela 4.2 exibe o consumo dos materiais constituintes do concreto de referência que serviu como base para o desenvolvimento dos concretos com as misturas ternárias e quaternárias de cimento e adições minerais consideradas no estudo.

Tabela 4.2– Proporções da mistura do concreto de referência (kg/m<sup>3</sup>)

<b>Traço em Massa</b>	<b>1: 2,24 : 1,97 : 0,40</b>
<b>Consumo real de materiais (kg/m<sup>3</sup> de concreto)</b>	
Cimento	393
Sílica Ativa	33
Areia Média	587
Areia Fina	392
Brita	865
Água	175
Aditivo superplastificante (0,7%)	2,75
Índice de ar	1,01

Fonte: Autora da pesquisa.

Na sequência, com o intuito de reduzir o consumo de cimento, o REF foi modificado a partir da combinação das adições minerais, sendo produzidas seis misturas ternárias (cimento + duas adições) e quatro misturas quaternárias (cimento + três adições), com um teor de

substituição de 10% em volume, para cada uma das adições (SA, MC, CCA e FC). O consumo dos materiais constituintes das novas misturas de concreto foi calculado considerando sua massa específica, como pode ser observado na Tabela 4.3.

Como o teor de água/materiais secos foi mantido constante, ressalta-se que não foi possível obter a mesma relação água/aglomerante da mistura de referência, devido à diferença de massa específica dos materiais, que interfere na quantidade em massa de material adicionado. Isso porque a substituição foi realizada em volume havendo a compensação pela massa específica dos materiais.

Tabela 4.3 – Proporções das misturas dos concretos ecoeficientes (kg/m<sup>3</sup>)

Nomenclatura	CP	SA	MT	CCA	FC	Areia	Brita	Água	SP	a/c	a/agl	I <sub>a</sub>
SA-CCA	367	34	-	32	-	1028	908	184	3,30	0,50	0,42	0,96
SA-MC	338	32	39	-	-	948	838	172	3,72	0,50	0,41	1,04
SA-FC	355	33	-	-	40	994	879	178	2,49	0,50	0,41	0,99
CCA-MC	351	-	40	30	-	982	868	175	3,51	0,50	0,42	1,01
CCA-FC	347	-	-	30	39	971	859	173	2,08	0,50	0,42	1,02
MC-FC	352	-	41	-	39	985	871	176	2,99	0,50	0,41	1,0
SA-MC-CCA	302	32	40	30	-	967	855	173	3,78	0,57	0,43	1,02
SA-MC-FC	308	33	41	-	39	986	872	176	3,85	0,57	0,42	1,00
SA-CCA-FC	309	33	-	31	39	990	875	177	3,87	0,57	0,43	0,99
MC-CCA-FC	311	-	41	31	40	996	880	178	3,89	0,57	0,42	0,98

I<sub>a</sub> – índice de ar

Fonte: Autora da pesquisa.

Definidos os traços de concreto, a partir da substituição do cimento pelas adições minerais, suas propriedades foram avaliadas tanto no estado fresco quanto no estado endurecido de modo a verificar a eficiência da otimização realizada.

### 4.3 PRODUÇÃO DO CONCRETO

A produção das misturas de concreto foi executada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), utilizando materiais secos, em betoneira de eixo inclinado com capacidade de 200 litros. O procedimento de mistura obedeceu a seguinte ordem: mistura-se inicialmente 50% da água com os agregados grão e miúdo por 1 minuto; em seguida, acrescenta-se o cimento,

## Capítulo 4 – Caracterização, dosagem e propriedades dos concretos com adições minerais

as adições minerais ( de acordo com a composição do concreto ) e o restante da água, e homogeneiza a mistura por aproximadamente 5 minutos; por fim, o aditivo superplastificante é incorporado à mistura, que prossegue por mais 5-7 minutos, garantindo completa homogeneização. Como as relações água/cimento e água/aglomerante foram mantidas constantes, o teor de aditivo foi ajustado durante o procedimento de mistura do concreto, realizando-se sucessivas adições até que a mistura se apresentasse dentro do intervalo de consistência proposto, de acordo com a faixa de abatimento estabelecida inicialmente.

No estado fresco, analisou-se a consistência 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.

Os corpos de prova foram moldados segundo a NBR 5738:2016 e adotou-se o adensamento por vibração. O processo de cura úmida ocorreu em um ambiente saturado (câmara úmida), de forma contínua até as idades de interesse, quando eram retirados para os respectivos ensaios no estado endurecido.

A Tabela 4.4 apresenta os ensaios de caracterização dos concretos no estado endurecido, o tipo de corpo de prova moldado para cada ensaio e as idades de interesse. Para todos os ensaios foram utilizados 3 corpos de prova por idade, de modo que, os corpos de prova prismáticos foram realizados ensaios de módulo de elasticidade dinâmico e velocidade de pulso ultrassônico que, por se tratar de ensaios não destrutivos, aos 91 dias de idade, os mesmos foram utilizados para o ensaio de tração na flexão, caracterizando tal propriedade para cada traço.

Tabela 4.4 – Propriedades do concreto a serem avaliadas no estado endurecido

Propriedade	Corpos de prova			
	Código Normativo	Tipo	Dimensões (mm)	Idade (dias)
RC	ABNT NBR 5739:2018	Cilíndrico	100 x 200	7, 28, 56, 91 e 180
RTCD	ABNT NBR 7222:2011	Cilíndrico	100 x 200	28 e 91
RTF	ABNT NBR 12142:2010	Prismático	150 x 150 x 500	91
MED	ASTM E 1876:2021	Prismático	150 x 150 x 500	1,7,28,56 e 91
MAV	ABNT NBR 9778:2009	Cilíndrico	100 x 200	28 e 91
ABS	ABNT NBR 9779:2012	Cilíndrico	100 x 200	28 e 91
VPU	ABNT NBR 8802:2019	Prismático	150 x 150 x 500	28 e 91

Legenda: **RC**: Resistência à compressão; **RTCD**: Resistência à tração por compressão diametral; **RTF**: Resistência à tração na flexão; **MED**: Módulo de elasticidade dinâmico; **MAV**: Massa específica, absorção de água por imersão e índice de vazios; **ABS**: Absorção de água por capilaridade; **VPU**: Velocidade de pulso ultrassônico.

**Fonte:** Autora da pesquisa.

#### 4.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

As propriedades analisadas para o concreto no estado fresco foram (i) consistência pelo ensaio de abatimento do tronco de cone e (ii) a massa específica, cujas considerações são apresentadas a seguir.

##### 4.4.1 Consistência

O valor do abatimento do tronco de cone para cada mistura de concreto, foi obtido segundo o procedimento prescrito pela NBR 16889:2020, que mede a consistência da mistura. Para execução desses ensaios, foi fixado o abatimento em  $(120 \pm 20)$  mm, pois nesse intervalo o concreto é fácil de ser lançado e moldado, principalmente para estruturas convencionais. A Figura 4.3 ilustra o ensaio de abatimento para o concreto MC-FC.

Figura 4.3 – Ensaio de abatimento de tronco de cone do traço MC-FC



**Fonte:** Autora da pesquisa.

A Tabela 4.5 apresenta os resultados do abatimento e do consumo de aditivo (kg/m<sup>3</sup>), considerado em relação à massa de cimento empregado em cada mistura para a obtenção do abatimento desejado, uma vez que a quantidade de água foi mantida constante (teor de água/materiais secos fixo em 7,5% para todas as misturas).

O concreto de referência com 10% de sílica ativa (REF) apresentou abatimento dentro do intervalo esperado com um dos menores valores de consumo de aditivo superplastificante (2,75 kg/m<sup>3</sup>). No estudo desenvolvido por Johari *et al.* (2011), os autores relataram uma melhora na trabalhabilidade de concretos de alta resistência com a presença da sílica ativa. Os autores afirmaram que devido à sua extrema finura e partículas com formato esférico, a sílica ativa pode proporcionar redução adicional de água através do seu potencial efeito de rolamento das partículas. Ocorre que, para isso, os autores definiram um teor ótimo de SA de 10%, que proporcionou dispersão máxima das partículas de cimento e contribuiu para redução da demanda de água e maior trabalhabilidade.

Tabela 4.5 – Valores de abatimento e massa específica para os concretos no estado fresco

Mistura	Teor de aditivo (%)	SP (kg/m <sup>3</sup> )	Abatimento (mm)
REF	0,70	2,75	130
SA-CCA	0,90	3,30	130
SA-MC	1,10	3,72	100
SA-FC	0,70	2,49	140
CCA-MC	1,00	3,51	130
CCA-FC	0,60	2,08	100
MC-FC	0,85	2,99	120
SA-MC-CCA	1,25	3,78	130
SA-MC-FC	1,25	3,85	140
SA-CCA-FC	1,25	3,87	120
MC-CCA-FC	1,25	3,89	140

Fonte: Autora da Pesquisa.

No caso das misturas ternárias e quaternárias verificou-se perda sistemática da trabalhabilidade para a maioria delas, sendo necessário o aumento do consumo de aditivo para atingir a consistência previamente estabelecida. Este comportamento também foi verificado em outros estudos (LIN, HAN, WANG, 2021; FONSECA *et al.*, 2022).

A redução de trabalhabilidade foi mais evidente para todas as misturas de concreto com teor de substituição superior, isto é, de 30% para as misturas quaternárias, onde o consumo de



superplastificante apresentou um aumento de cerca de 40% em relação ao concreto de referência. Esse fato pode estar associado ao aumento da quantidade de finos nas misturas ecoeficientes, acompanhado da maior área superficial e rugosidade das adições minerais em relação ao cimento Portland.

Entretanto, as combinações de SA-FC e CCA-FC apresentaram redução do teor de SP de 10% e 24%, respectivamente, em relação ao concreto de referência, para obter a consistência desejada. A melhora na trabalhabilidade desses concretos pode estar associada à compensação proporcionada pelas partículas de granulometria intermediária do fíler calcário nas misturas ternárias. Isso porque o FC, quando combinado com o cimento e sílica ativa, ou ainda com a cinza de casca de arroz, proporcionou um maior empacotamento de partículas, preenchendo vazios em que a água poderia estar presente e, assim, liberando a água para conferir trabalhabilidade ao concreto, levado à redução da demanda por aditivo superplastificante.

Esses resultados estão apoiados nos estudos desenvolvidos por Kwan *et al* (2013) e Chen *et al.* (2019), que demonstraram que adição de um material ligante mais fino que o cimento afeta a trabalhabilidade a partir de dois fenômenos principais: (i) melhoria da densidade de empacotamento; e (ii) aumento da área superficial. O primeiro provoca a redução da quantidade de água necessária para preencher os vazios e, com isso, tem-se quantidade de água em excesso para formar filmes de água e lubrificar as partículas sólidas, enquanto o outro fenômeno reduz a espessura do filme de água que reveste as partículas sólidas. Dessa forma, o efeito líquido desses dois fenômenos que controla a trabalhabilidade do concreto.

Com isso, para melhorar a densidade de empacotamento sem aumento excessivo da área superficial, um ligante de tamanho intermediário em relação ao cimento e à sílica ativa ou cinza de casca de arroz pode ser uma estratégia vantajosa para reduzir os vazios em uma extensão maior do que a substituição do cimento por uma única adição mineral.

#### **4.4.2 Massa específica**

A NBR 9833:2008 define o ensaio para determinação da massa específica do concreto no estado fresco (ABNT, 2008). No presente estudo, a massa específica foi determinada a partir das leituras em três amostras diferentes de cada mistura. A média dos valores, bem como a variação dessa grandeza com relação ao valor encontrado para o concreto de referência, estão apresentados na Tabela 4.6.

Os resultados apresentados demonstraram que as massas específicas dos concretos se situaram entre 2364 a 2553 kg/m<sup>3</sup>. Desse modo, verifica-se que a substituição do cimento pelas



adições minerais não alterou de maneira expressiva os valores da massa específica em relação ao concreto de referência, para grande parte das misturas, uma vez que a maior diferença foi para o concreto com sílica ativa e cinza de casca de arroz, que apresentou um valor superior a 4% em relação ao concreto de referência.

Tabela 4.6 – Massa específica dos concretos no estado fresco

<b>Traço</b>	<b>Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>% em relação ao REF</b>
REF	2444,49	-
SA-CCA	2552,66	104%
SA-MC	2363,58	97%
SA-FC	2478,58	101%
CCA-MC	2446,55	100%
CCA-FC	2418,84	99%
MC-FC	2462,94	101%
SA-MC-CCA	2399,23	98%
SA-MC-FC	2455,11	100%
SA-CCA-FC	2453,98	100%
MC-CCA-FC	2475,69	101%

Fonte: Autora da pesquisa.

#### 4.5 PROPRIEDADE DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO

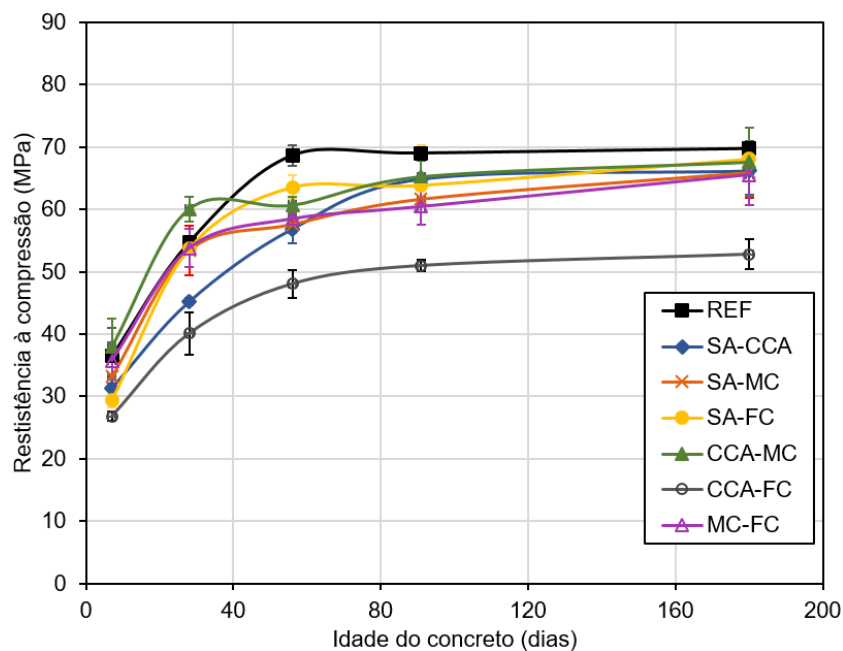
Neste item são apresentados os resultados e análises referentes às propriedades mecânicas e aspectos voltados à durabilidade dos concretos no estado endurecido. As propriedades analisadas são (i) resistência à compressão, (ii) resistência à tração por compressão diametral, (iii) resistência à tração na flexão, (iv) módulo de elasticidade dinâmico, (v) absorção de água por imersão, (vi) índice de vazios, (viii) massa específica, (viii) absorção de água por capilaridade e (ix) velocidade de pulso ultrassônico.

##### 4.5.1 Resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão seguiu as recomendações definidas pela NBR 5739:2018. Os resultados dos ensaios de resistência média à compressão, aos 7, 28, 56, 91 e 180 dias, para os concretos de referência e ecoeficientes são apresentados a seguir. As Figura 4.4 e Figura 4.5 mostram a tendência de evolução da resistência média à compressão ao

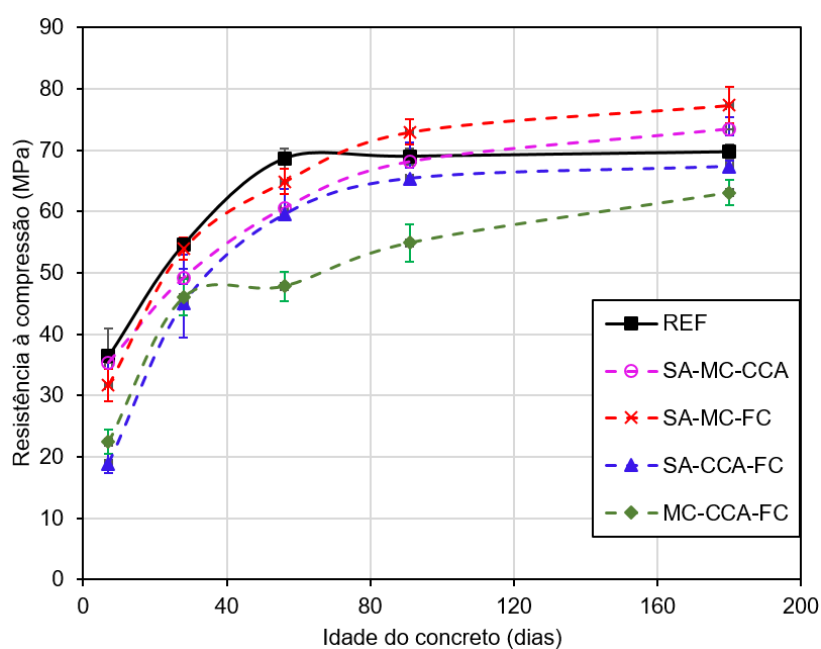
longo do tempo das misturas de concreto produzidas considerando misturas ternárias e quaternárias, respectivamente.

Figura 4.4 – Evolução da resistência média à compressão para os concretos de referência e com misturas ternárias



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.5 - Evolução da resistência média à compressão para os concretos de referência e com misturas quaternárias



Fonte: Autora da pesquisa.

Nota-se que o concreto de referência com 10% de sílica ativa após 56 dias apresentou valores praticamente constantes para a resistência à compressão. Em relação ao seu crescimento, os maiores percentuais foram de 150% e 125%, dos 7 aos 28 dias e dos 28 aos 56 dias de idade, respectivamente. Apesar disso, o crescimento da resistência à compressão não foi suficiente para apresentar o valor estipulado pelo estudo de dosagem inicial para sua validação aos 28 dias, sendo a resistência característica à compressão de 60 MPa atingida posteriormente, aos 56 dias de idade. Como discutido no Apêndice A, esse fato pode estar associado à aglomeração da sílica ativa, que ocorreu em função ao mal acondicionamento do material no laboratório.

A fim de verificar a homogeneidade dos resultados do ensaio de resistência à compressão, foram calculados o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) para cada idade dos concretos produzidos. Em geral, os resultados apresentaram pouca variação, conforme apresentado na Tabela 4.7. Chama-se atenção somente para os traços REF e SA-MC, que aos 7 e 180 dias de idade, apresentaram um coeficiente de variação igual a 12,32% e 12,37%, respectivamente. Ainda assim, as amostras apresentaram boa homogeneidade dos resultados de acordo com o critério de *Chauvenet*, como discutido no Apêndice B.

Para o caso das misturas ternárias e quaternárias, observou-se uma maior proximidade dos valores médios de resistência à compressão para as idades avaliadas. Diante do exposto, foram realizadas análises estatísticas – análise de variância (ANOVA) e teste de Tukey –, visando avaliar com maior precisão a influência das adições minerais no comportamento mecânico dos concretos. A análise estatística foi aplicada nas idades de 28 dias, amplamente considerada referência nos projetos estruturais, e 180 dias, de maneira a contemplar o desempenho dos concretos em idades mais avançadas. Detalhes da análise estatística realizada são apresentados no Apêndice B.

Nas Figura 4.6 e 4.7, os resultados da resistência à compressão podem ser visualizados de forma detalhada aos 28 e 180 dias, respectivamente, para os concretos produzidos com misturas ternárias e quaternárias. Para a idade de 28 dias, grande parte dos concretos ecoeficientes com misturas ternárias e quaternárias apresentou valores inferiores (2% a 27%) da resistência à compressão, quando comparado ao concreto de referência. Contudo, estatisticamente, apenas as misturas com SA-CCA, CCA-FC e SA-CCA-FC apresentaram reduções significativas nos valores de resistência à compressão aos 28 dias em comparação com o concreto de referência. Dessa forma, as demais misturas apresentaram valores de resistência média semelhantes ao REF.

Na literatura essa redução na taxa inicial de desenvolvimento da resistência à compressão nas idades iniciais é bem conhecida (SHATAT, 2016; KHAN; HAQ, 2020), e pode ser explicada pela velocidade lenta da reação pozolânica. No entanto, em idades avançadas, essa situação se modifica, sendo que grande parte das misturas ternárias e quaternárias do estudo apresentaram maiores ganhos de resistência à compressão ao longo do tempo, embora com taxas de ganho de resistência distintas.

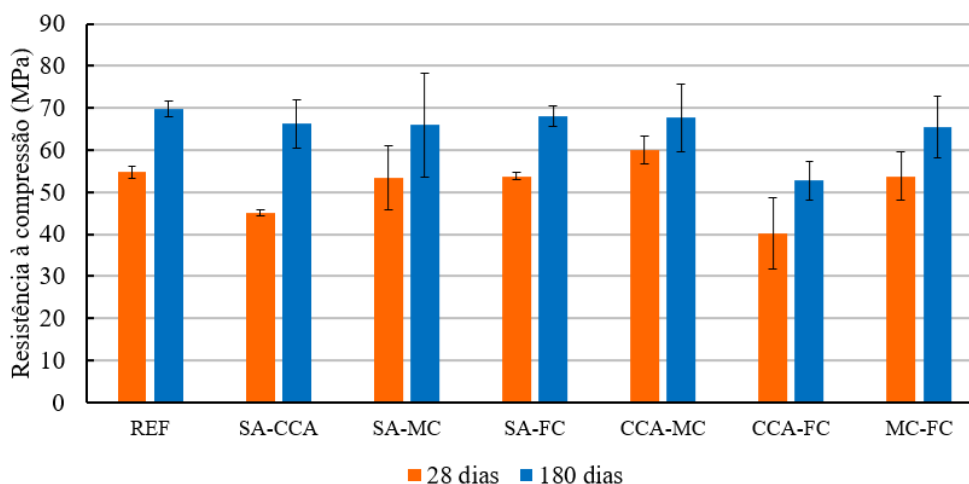
Tabela 4.7- Resistência média à compressão dos concretos ao longo do tempo

Traço	7 dias			28 dias			56 dias		
	Média (MPa)	DP	CV	Média (MPa)	DP	CV	Média (MPa)	DP	CV
REF	36,48	4,49	12,32	54,71	0,77	1,40	68,63	1,72	2,50
SA – CCA	31,24	1,96	6,26	45,15	0,30	0,67	56,85	2,28	4,01
SA - MC	33,16	3,55	10,69	53,40	3,99	7,48	57,60	0,45	0,77
SA - FC	29,39	1,18	4,01	53,72	0,48	0,89	63,57	1,91	3,00
MC-CCA	37,95	4,53	11,94	60,10	1,99	3,31	60,71	1,33	2,20
CCA -FC	26,83	0,70	2,61	40,11	3,42	8,52	48,07	2,21	4,60
MC - FC	35,70	2,94	8,25	53,77	3,07	5,71	58,48	1,34	2,30
SA – MC - CCA	35,41	1,38	3,89	49,24	3,69	7,49	60,55	3,13	5,17
SA – MC - FC	31,70	2,58	8,15	53,99	1,82	3,36	64,90	2,01	3,10
SA – CCA - FC	18,89	1,60	8,50	45,07	5,66	12,55	59,52	0,34	0,57
MC – CCA - FC	22,42	2,00	8,94	46,04	3,01	6,55	47,83	2,39	5,00
Traço	91 dias			180 dias					
	Média (MPa)	DP	CV	Média (MPa)	DP	CV			
REF	69,00	1,28	1,85	69,72	1,27	1,82			
SA – CCA	64,89	4,44	6,84	66,19	3,78	5,71			
SA - MC	61,64	0,05	0,08	65,92	8,16	12,37			
SA - FC	63,89	6,33	9,91	68,09	1,59	2,34			
MC-CCA	65,29	4,28	6,56	67,63	5,50	8,13			
CCA -FC	51,00	0,90	1,76	52,81	2,43	4,61			
MC - FC	60,45	2,90	4,79	65,56	4,80	7,32			
SA – MC - CCA	68,11	3,14	4,61	73,43	2,01	2,74			
SA – MC - FC	73,00	2,00	2,74	77,37	2,89	3,73			
SA – CCA - FC	65,39	0,47	0,72	67,34	0,97	1,43			
MC – CCA - FC	54,90	3,05	5,55	63,06	2,06	3,26			

Fonte: Autora da pesquisa.

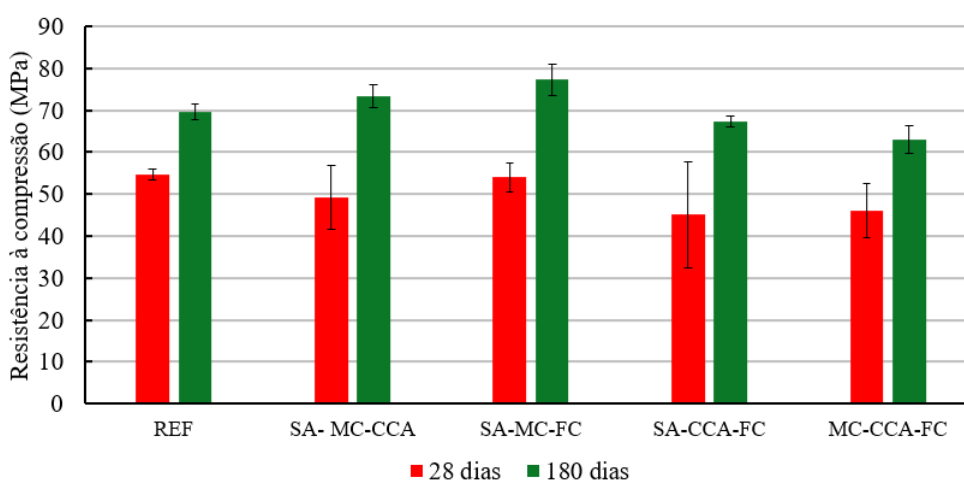
Apesar de estatisticamente a mistura ternária com MC-CCA aos 28 dias não implicar em uma diferença significativa com relação ao concreto de referência, o valor médio da resistência à compressão foi 10% superior ao REF. Esse fato pode estar associado à maior atividade pozolânica conferida pela combinação dessas duas adições minerais. No entanto, nas demais idades o concreto não ultrapassou a resistência à compressão do concreto de referência.

Figura 4.6 - Resistência à compressão para os concretos de referência e com misturas ternárias aos 28 e 180 dias



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.7- Resistência à compressão para os concretos de referência e com misturas quaternárias aos 28 e 180 dias



Fonte: Autora da pesquisa.

Apesar do fíler calcário não ser considerado uma pozolana reativa - tendo em vista que possui bastante carbonato de cálcio e reage muito pouco com os produtos da hidratação do

cimento -, a sua presença como um dos substitutos do cimento pode conferir melhora na resistência à compressão devido ao seu efeito de preenchimento (efeito físico). Isso porque o FC possui tamanho de partículas reduzido, permitindo o preenchimento de micro vazios e, assim, melhorando mecanicamente a microestrutura da matriz da pasta de cimento hidratada e na zona de interface pasta-agregado, levando ao aumento da resistência à compressão (LIU; YAN, 2010).

As análises estatísticas para maioria das misturas ternárias e quaternárias, exceto para a mistura CCA-FC, em termos de resistência à compressão aos 180 dias, não implicaram em diferenças significativas em relação ao concreto de referência. Isso demonstra o efeito positivo para o caso de sistemas quaternários, onde ocorre maiores níveis de substituição do cimento Portland.

Diante disso, verificou-se que apesar do consumo de cimento reduzido de  $302 \text{ kg/m}^3$ , os concretos de alta resistência obtidos pelas combinações quaternárias de cimento com SA-MC-CCA, SA-MC-FC e SA-CCA-FC apresentaram desempenho mecânico semelhante ou superior aos 180 dias em relação aos concretos produzidos com misturas binária e ternária de cimento com as mesmas adições minerais (REF, SA-MC, SA-FC, SA-CCA, MC-FC, MC-CCA e CCA-FC).

A elevação da resistência à compressão dos concretos produzidos com as combinações quaternárias de aglomerantes mencionadas acima pode ser atribuída à formação de alto volume de C-S-H durante a reação de hidratação devido à reação pozolânica. Trabalhos anteriores relatam que a resistência à compressão do concreto melhora não apenas com a continuação da cura por mais tempo, mas também com a substituição do cimento por materiais pozolânicos (MALHOTRA, 2006; DAVE *et al.*, 2018).

#### 4.5.2 Resistência à tração

Não há um experimento normalizado que determine a resistência à tração direta do concreto. Apesar disso, a ABNT NBR 6118:2023 afirma que essa propriedade pode ser calculada indiretamente a partir da resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) ou pela resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) do material. O ensaio de resistência à tração indireta ou por compressão diametral (Figura 4.8) é realizado de acordo com a ABNT NBR 7222:2011, enquanto o ensaio de resistência à tração na flexão (Figura 4.9) segue as diretrizes da ABNT NBR 12142:2010.

Figura 4.8– a) Ensaio de compressão diametral; b) Corpo de prova pós ruptura



a)

b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.9 – a) Ensaio de flexão a quatro pontos; b) Ruptura do prisma



a)

b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Os valores obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de resistência à tração na flexão são apresentados nas Tabelas 4.8 e 4.9, respectivamente. De 28 para 91 dias, a resistência à tração por compressão diametral apresentou um aumento, chegando a se elevar, para o caso das misturas ternárias, de 12% a 40%, enquanto que as misturas

quaternárias, apresentam valores superiores a 12% a 27%. Este comportamento pode estar relacionado ao maior teor de adições minerais nessas misturas, responsáveis pelo fortalecimento da zona de transição na interface pasta/agregado, contribuindo com o aumento da resistência à tração em idades posteriores.

Tabela 4.8– Resistência à tração por compressão diametral (MPa)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	3,92	0,48	12,19	5,17	1,02	19,70
SA – CCA	3,68	0,15	3,98	5,37	0,68	12,67
SA - MC	4,42	0,55	12,38	5,37	0,36	6,64
SA - FC	4,37	0,69	15,72	4,71	0,29	6,08
CCA - MC	3,68	1,02	27,69	4,15	0,33	8,05
CCA -FC	3,11	0,08	2,45	4,07	0,62	15,12
MC - FC	3,73	0,15	4,15	3,28	0,024	0,72
SA – MC - CCA	3,64	0,27	7,31	4,18	0,14	3,39
SA – MC - FC	3,56	0,95	26,77	4,51	1,15	25,41
SA – CCA - FC	3,61	0,45	12,53	3,65	0,73	20,04
MC – CCA - FC	3,15	0,89	28,37	3,54	0,95	26,87

DP = Desvio-padrão (MPa)

CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 4.9 – Resistência à tração na flexão (MPa)

Traço	91 dias		
	Média	DP	CV
REF	9,31	0,18	1,92
SA – CCA	9,24	0,74	7,98
SA - MC	9,12	0,22	2,36
SA - FC	8,23	0,48	5,88
CCA - MC	8,90	0,16	1,83
CCA -FC	5,90	0,27	4,64
MC - FC	7,63	0,10	1,26
SA – MC - CCA	8,90	0,62	7,02
SA – MC - FC	8,56	0,67	7,85
SA – CCA - FC	7,41	1,14	15,41
MC – CCA - FC	6,20	0,81	13,06

DP = Desvio-padrão (MPa)

CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Com relação à análise estatística, de maneira geral, houve uma pequena variação dos resultados, salvo algumas misturas em que o coeficiente de variação chegou a valores iguais a 26,87% e 28,37%. De todo o modo, a amostra apresentou boa homogeneidade, conforme o critério de *Chauvenet*. Detalhes dos testes estatísticos para a resistência à tração estão dispostos



no Apêndice C. De acordo com a ANOVA foram observadas diferenças significativas em relação às resistências à tração por compressão diametral e na flexão apenas aos 91 dias de idade. No entanto, aplicando o teste de Tukey, os resultados demonstraram não existir diferenças significativas para a resistência à tração por compressão diametral das amostras produzidas com misturas ternárias e quaternárias de aglomerantes em relação ao concreto de referência, de modo que a presença de maiores níveis de substituição do cimento pelas adições minerais implicou em comportamentos semelhantes ao concreto de referência para esta propriedade mecânica.

Para o caso dos resultados da resistência à tração na flexão (Tabela 4.9), houve uma redução de cerca de 35%, em relação ao concreto de referência, para as misturas ecoeficientes com as combinações CCA-FC e MC-CCA-FC. Para os demais concretos ternários e quaternários, as análises estatísticas realizadas pelo teste de Tukey indicaram que esses concretos apresentam resultados semelhantes ao concreto de referência para a resistência à tração na flexão aos 91 dias de idades.

### 4.5.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma das propriedades mecânicas do concreto que pode ser determinada por ensaios estáticos ou dinâmicos. Na literatura são apresentadas diversas equações simplificadoras, como a de Otani e Pereira (2017), para previsão do módulo de elasticidade estático (MEE) em função do dinâmico (MED). De acordo com Metha e Monteiro (2014), essa proporção está relacionada com a 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.

Com a finalidade de acompanhar a evolução da cura do concreto e o ganho de resistência do material, realizou-se o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico (Figura 4.10), que se baseia na ABNT NBR 8522-2:2021. O experimento foi realizado em corpos de prova prismáticos de dimensões de 150 x 150 x 500 mm<sup>3</sup> nas seguintes idades: 1, 3, 7, 28, 56, 70 e 91 dias. Os resultados desta propriedade ao longo do tempo para os concretos ecoeficientes com misturas ternárias e quaternárias estão dispostos nas Figura 4.11 e Figura 4.12, respectivamente. Trata-se de um ensaio não destrutivo que aplica a técnica de excitação por impulso.

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 processamento dos

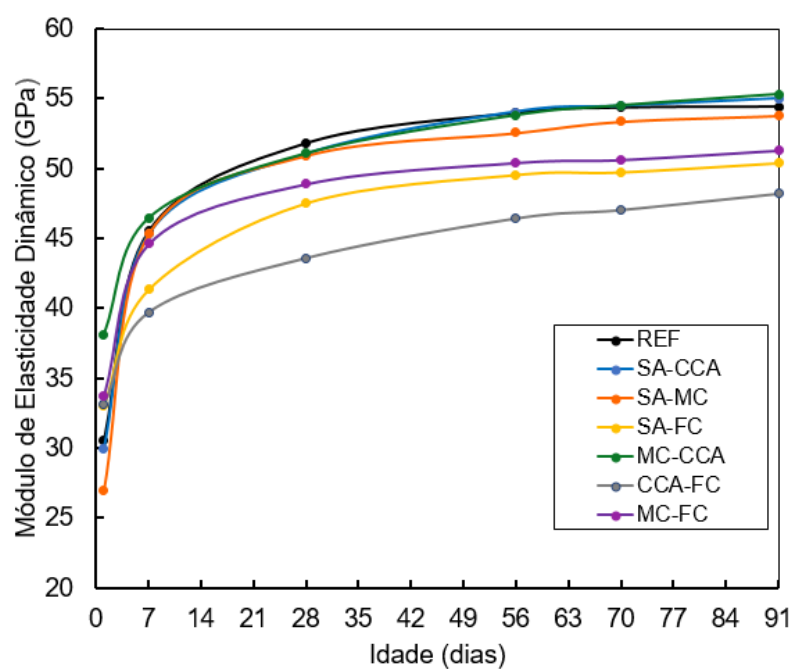
dados em um código computacional, obtêm-se as frequências naturais do material. A partir de equações matemáticas fornecidas pela ABNT 8522-2:2021, que correlacionam esse parâmetro às propriedades elásticas do material, obtêm-se o módulo de elasticidade dinâmico.

Figura 4.10 - Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico



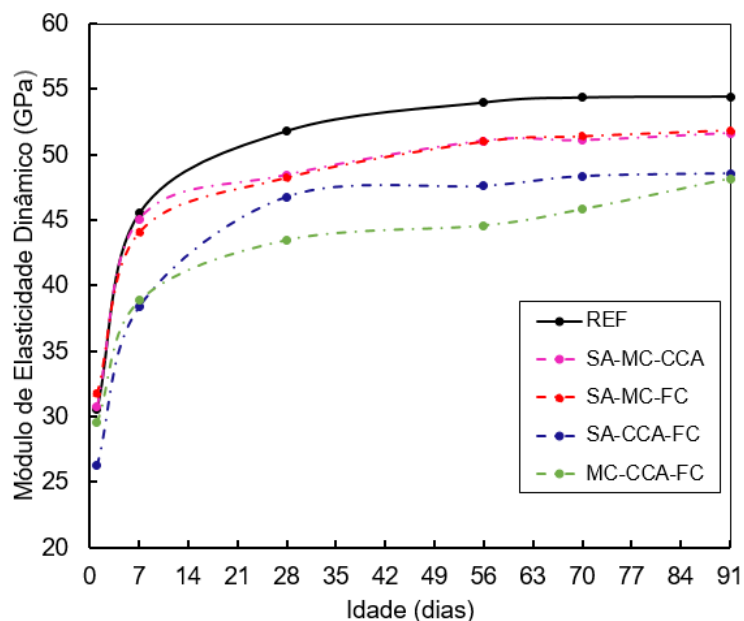
Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.11- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico para os concretos com misturas ternárias



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.12- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico para os concretos com misturas quaternárias



Fonte: Autora da pesquisa.

Por meio deste ensaio, três parâmetros dinâmicos foram obtidos: 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 demonstrados nas Tabelas 4.10, 4.11 e 4.12 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 resultou em uma faixa igual a  $0,20 \pm 0,02$ . A avaliação do módulo de elasticidade dinâmico ao longo do tempo permitiu verificar que, com exceção dos concretos CCA-FC e MC-CCA-FC, todos os demais apresentaram tendência de estabilização do MED com o avanço da idade.

Tabela 4.10- Parâmetros dinâmicos para o concreto REF (GPa)

Traço	Parâmetro	Idades (dias)				
		7	28	56	70	91
REF	Média	29,66	43,24	49,34	51,64	51,98
	$E_F$ DP	0,13	1,00	0,93	0,55	0,96
	CV	0,42	2,30	1,89	1,06	1,86
	Média	31,41	47,84	54,29	56,32	56,76
	$E_L$ DP	1,72	0,76	0,74	0,63	0,88
	CV	5,49	1,58	1,37	1,13	1,56

DP = Desvio-padrão

CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Vale destacar que no meio científico não há um consenso sobre qual tipo de módulo de elasticidade dinâmico é mais coerente para fins práticos. Otani e Pereira (2017) sugerem utilizar o módulo de elasticidade longitudinal devido ao modo de excitação do corpo se assemelhar com ensaio de compressão. No entanto, o estudo de Gidrão (2015) relatou que os resultados obtidos de MED pelos modos de vibração longitudinal e flexional foram muito próximos, o que leva a acreditar que eles são praticamente iguais. Tendo em vista o exposto, nessa pesquisa, foi adotada a média entre os dois módulos para definir o módulo de elasticidade dinâmico, como indicado nas Figuras 4.11 e 4.12.

Tabela 4.11 - Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas ternárias (GPa)

Traço	Parâmetro	Idades (dias)						
		1	7	28	56	70	91	
SA-CCA	E <sub>F</sub>	Média	28,38	45,38	50,05	52,06	52,98	52,08
		DP	0,73	3,99	2,25	2,29	1,85	2,55
		CV	2,59	8,79	4,50	4,40	3,49	4,89
	E <sub>L</sub>	Média	31,58	45,28	52,01	56,04	57,03	56,85
		DP	2,54	1,02	1,58	1,86	1,72	1,95
		CV	8,03	2,25	3,04	3,32	3,01	3,44
SA-MC	E <sub>F</sub>	Média	25,83	44,62	49,31	51,10	51,45	51,91
		DP	0,84	1,60	2,50	3,03	2,96	2,98
		CV	3,25	3,59	5,08	5,94	5,76	5,74
	E <sub>L</sub>	Média	28,02	46,07	52,58	54,04	55,31	55,69
		DP	2,96	0,52	3,09	2,90	2,37	1,74
		CV	10,57	1,13	5,88	5,36	4,29	3,13
SA-FC	E <sub>F</sub>	Média	22,80	39,05	45,01	46,89	47,13	47,66
		DP	3,60	0,48	0,80	0,46	0,89	0,42
		CV	15,78	1,22	1,79	0,98	1,89	0,89
	E <sub>L</sub>	Média	43,24	43,66	50,02	52,18	52,32	53,09
		DP	1,12	0,53	0,58	0,25	0,82	0,03
		CV	2,60	1,22	1,15	0,47	1,57	0,05
MC-CCA	E <sub>F</sub>	Média	26,44	47,36	49,09	51,45	52,03	53,34
		DP	0,21	4,86	1,24	1,29	1,25	1,37
		CV	0,81	10,26	2,52	2,51	2,41	2,56
	E <sub>L</sub>	Média	49,78	45,56	53,05	56,17	56,99	57,29
		DP	18,01	2,66	3,08	0,73	0,76	0,92
		CV	36,19	5,83	5,81	1,31	1,34	1,60

DP = Desvio-padrão

CV= Coeficiente de variação (%)

Continua

Tabela 4.11 - Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas ternárias (GPa)  
(continuação)

Traço	Parâmetro	Idades (dias)						
		1	7	28	56	70	91	
CCA-FC	E <sub>F</sub>	Média	23,58	36,12	41,37	44,24	44,68	46,17
		DP	2,02	1,83	1,37	2,05	1,82	3,47
		CV	8,56	5,07	3,32	4,64	4,06	7,51
	E <sub>L</sub>	Média	42,60	43,34	45,83	48,63	49,39	50,22
		DP	3,40	5,43	0,83	1,20	1,15	0,96
		CV	7,99	12,54	1,82	2,47	2,33	1,90
MC-FC	E <sub>F</sub>	Média	20,57	41,17	46,81	48,03	47,78	48,41
		DP	0,14	0,39	0,50	0,27	0,62	1,00
		CV	0,66	0,95	1,07	0,56	1,31	2,06
	E <sub>L</sub>	Média	46,86	48,07	51,00	53,24	53,07	54,19
		DP	21,31	3,59	0,85	0,26	0,12	0,10
		CV	45,48	7,47	1,67	0,48	0,22	0,18

DP = Desvio-padrão (MPa)

CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 4.12 - Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas quaternárias (GPa)

Traço	Parâmetro	Idades (dias)						
		1	7	28	56	70	91	
SA-MC-CCA	E <sub>f</sub>	Média	26,67	44,80	46,48	48,72	48,76	49,26
		DP	4,53	4,76	0,78	0,71	0,54	0,74
		CV	16,98	10,63	1,67	1,47	1,10	1,51
	E <sub>L</sub>	Média	34,84	45,33	50,40	53,38	53,41	54,01
		DP	13,03	1,60	0,82	0,69	0,36	0,77
		CV	37,41	3,52	1,63	1,29	0,68	1,42
SA-MC-FC	E <sub>f</sub>	Média	22,11	42,41	45,73	48,56	48,83	49,30
		DP	2,76	0,92	0,48	1,14	1,46	1,33
		CV	12,50	2,18	1,05	2,35	2,99	2,69
	E <sub>L</sub>	Média	41,36	45,76	50,77	53,43	53,97	54,41
		DP	12,11	1,12	0,43	0,93	1,05	1,19
		CV	29,28	2,44	0,85	1,73	1,95	2,19
SA-CCA-FC	E <sub>f</sub>	Média	21,80	36,81	44,20	45,57	45,62	45,79
		DP	0,64	0,82	1,22	1,81	1,04	0,67
		CV	2,91	2,23	2,75	3,96	2,27	1,47
	E <sub>L</sub>	Média	30,66	39,96	49,34	49,61	51,06	51,32
		DP	6,56	2,35	1,43	0,73	1,02	0,24
		CV	21,38	5,88	2,91	1,47	1,99	0,46

Continua

Tabela 4.12 - Parâmetros dinâmicos para os concreto com misturas quaternárias (GPa)  
(continuação)

Traço	Parâmetro	1	7	28	56	70	91	
		Idades (dias)						
MC-CCA-FC	Ef	Média	25,63	36,54	41,20	42,97	43,53	46,39
		DP	7,50	1,88	2,57	1,44	2,01	0,34
		CV	29,27	5,16	6,23	3,36	4,62	0,73
	E <sub>L</sub>	Média	33,44	41,17	45,77	46,22	48,16	49,97
		DP	12,04	2,22	1,42	1,64	1,19	1,67
		CV	36,02	5,39	3,10	3,55	2,47	3,34

DP = Desvio-padrão (MPa)  
CV= Coeficiente de variação (%)

**Fonte:** Autora da pesquisa.

A fim de verificar a homogeneidade dos resultados do módulo de elasticidade dinâmico, foram calculados o desvio padrão e coeficiente de variação dessa propriedade para os concretos produzidos. A partir disso, aplicou-se o critério de *Chauvenet*, como apresentado no Apêndice D, o qual indicou que as amostras apresentaram boa uniformidade dos resultados.

Além disso, os parâmetros dinâmicos foram avaliados segundo análise de variância (ANOVA) aos 28 e 91 dias de idade, indicando diferença significativa entre os módulos de elasticidade dinâmico obtidos. De acordo com o teste de Tukey, os valores do módulo de elasticidade dinâmico das misturas ecoeficientes apresentaram diferenças significativas em relação ao concreto de referência apenas para as combinações entre SA-FC, CCA-FC, SA-CCA-FC e MC-CCA-FC. Para esses concretos, os valores de MED foram inferiores ao do concreto referência aos 28 e 91 dias de idade.

De modo geral, a estratégia de substituição do cimento pelas adições minerais não modificou a evolução das propriedades dinâmicas com o tempo, sendo que a maioria das misturas apresentaram uma evolução dessa propriedade semelhante ao concreto de referência. Detalhes sobre a análise estatística dos parâmetros dinâmicos encontram-se dispostos no Apêndice D.

#### 4.5.4 Propriedades relacionadas à durabilidade do concreto

Com relação ao índice de vazios e à absorção de água por imersão, elas são consideradas propriedades fundamentais no estudo da durabilidade, uma vez que quando elevadas reduzem a vida útil desse material. Na tentativa de classificar o concreto em função desse parâmetro de

durabilidade, Franzén *et al.* (1993) definem quatro categorias, as quais estão mostradas na Tabela 4.13. Outra classificação foi realizada por Helene (1983), que atribui ao concreto três classes, conforme apresentado na Tabela 4.14

Tabela 4.13 - Classificação I do concreto conforme parâmetros de durabilidade

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

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

Tabela 4.14 - Classificação II do concreto conforme parâmetros de durabilidade

	<b>Absorção de água</b>	<b>Índice de vazios</b>
Excelente	< 4,2%	< 10%
Boa	>4,2% e <6,3%	>10% e <15%
Deficiente	>6,3%	>15%

Fonte: Helene (1983, adaptado).

A durabilidade do concreto é inversamente proporcional ao índice de vazios e à absorção de água por imersão no corpo de prova, pois quanto maior esses parâmetros, maior será a possibilidade de ataques por agentes agressivos presentes na água, uma vez que as determinações consideram os poros permeáveis do material. Helene (1983) e Metha e Monteiro (2014) são enfáticos ao afirmar que a durabilidade do concreto está relacionada com a permeabilidade, ou seja, depende da conectividade entre os poros presentes no material.

As propriedades físicas, absorção de água por imersão e índice de vazios, para cada tipo de concreto produzido, medidas aos 28 e 91 dias de idade, conforme Tabela 4.15 e Tabela 4.16, respectivamente. Os valores apresentados correspondem à média de três resultados individuais obtidos em cada ensaio, sendo estes resultados individuais, bem como a análise estatística apresentados no Apêndice E deste trabalho.

De maneira geral, os resultados indicam que os concretos ecoeficientes apresentaram excelente durabilidade, com base nos limites especificados por Helene (1983) e Franzén *et al.* (1993). Tais resultados apresentaram decréscimo com o prolongamento da idade e com a substituição do cimento pelas adições minerais em sistemas ternários e quaternários. Chen *et al.* (2020) atribuíram esta melhora ao fato desses materiais proporcionarem um melhor preenchimento dos vazios entre os grãos do cimento e, com isso, uma maior densificação, diminuindo o volume de vazios e provocando um refinamento dos poros.

Tabela 4.15 - Absorção de água por imersão de cada concreto (%)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	3,76	0,05	1,40	1,57	0,14	8,62
SA – CCA	2,21	0,26	11,71	1,96	0,05	2,63
SA - MC	1,45	0,06	4,47	1,30	0,08	5,97
SA - FC	1,57	0,14	8,98	1,27	0,03	2,32
CCA - MC	2,69	0,06	2,41	2,39	0,03	1,06
CCA -FC	2,90	0,32	11,14	2,62	0,34	12,90
MC - FC	2,39	0,11	4,66	1,36	0,11	8,17
SA – MC - CCA	1,40	0,11	7,67	1,42	0,10	6,88
SA – MC - FC	1,28	0,06	4,80	1,24	0,01	1,14
SA – CCA - FC	2,03	0,11	5,56	1,98	0,18	9,05
MC – CCA - FC	2,09	0,19	8,99	1,78	0,21	12,01

DP = Desvio-padrão (MPa)  
CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 4.16 - Índice de vazios de cada concreto (%)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	8,80	0,11	1,26	3,76	0,32	8,47
SA – CCA	5,18	0,59	11,34	4,61	0,12	2,53
SA - MC	3,44	0,16	4,65	3,11	0,18	5,69
SA - FC	3,71	0,32	8,68	3,03	0,11	3,49
CCA - MC	6,33	0,13	2,12	5,66	0,05	0,95
CCA -FC	6,68	0,72	10,72	6,07	0,77	12,73
MC - FC	5,68	0,26	4,56	3,26	0,28	8,47
SA – MC - CCA	3,32	0,25	7,60	3,38	0,22	6,61
SA – MC - FC	3,07	0,17	5,43	3,01	0,04	1,28
SA – CCA - FC	4,83	0,25	5,17	4,67	0,41	8,73
MC – CCA - FC	4,95	0,95	9,11	4,23	0,50	11,88

DP = Desvio-padrão (MPa)  
CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.



Com relação à análise estatística, de modo geral, houve uma pequena variação dos resultados. Para algumas misturas foram encontrados coeficientes de variação iguais a 11,71% e 12,73%, o que não comprometeu a homogeneidade da amostra, conforme verificado pelo critério de *Chauvenet* (Apêndice E).

Segundo a análise de variância (ANOVA), há diferença significativa entre os valores obtidos para a absorção de água por imersão e índice de vazios dos concretos, em ambas as idades de interesse. De acordo com o teste de Tukey realizado para comparação entre pares de concreto, os valores de absorção de água por imersão e de índice de vazios obtidos para os concretos ecoeficientes apresentam diferenças significativas em relação ao concreto de referência aos 28 dias de idade. Dessa maneira, estatisticamente, os concretos com misturas ternárias e quaternárias apresentaram valores superiores desses parâmetros de durabilidade em relação ao concreto de referência.

Na idade de 91 dias, os resultados do teste de Tukey indicaram que apenas os concretos ecoeficientes obtidos por misturas ternárias com MC-CCA e CCA-FC apresentaram diferenças significativas em relação ao REF, de modo que os valores obtidos indicaram maior capacidade de absorção de água e índice de vazios para esses concretos. No caso dos demais concretos ecoeficientes, os resultados foram semelhantes ao concreto de referência.

Outro parâmetro importante voltado à durabilidade se refere à determinação da massa específica dos concretos no estado endurecido, em suas três subdivisões: massa específica seca, saturada e real. As Tabela 4.17, Tabela 4.18 e Tabela 4.19 trazem os resultados obtidos para a massa específica de cada concreto, aos 28 e 91 dias. Os valores apresentados correspondem à média de três resultados individuais obtidos em cada ensaio, sendo os resultados individuais e, a análise estatística realizada apresentados no Apêndice F deste trabalho.

Tabela 4.17 - Massa específica da amostra seca para os concretos (g/cm<sup>3</sup>)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	2,34	0,01	0,57	2,39	0,01	0,28
SA – CCA	2,35	0,01	0,55	2,36	0,00	0,12
SA - MC	2,37	0,01	0,45	2,39	0,01	0,31
SA - FC	2,37	0,01	0,53	2,39	0,03	1,19
CCA - MC	2,35	0,01	0,52	2,37	0,00	0,15
CCA -FC	2,31	0,01	0,48	2,32	0,00	0,21

Continua

Tabela 4.17 - Massa específica da amostra seca para os concretos (g/cm<sup>3</sup>) (continuação)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
MC - FC	2,38	0,00	0,16	2,39	0,01	0,61
SA – MC - CCA	2,37	0,00	0,08	2,38	0,01	0,46
SA – MC - FC	2,40	0,02	0,69	2,42	0,01	0,33
SA – CCA - FC	2,36	0,02	0,82	2,38	0,01	0,39
MC – CCA - FC	2,36	0,01	0,30	2,38	0,02	0,68

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 4.18 - Massa específica da amostra saturada para os concretos (g/cm<sup>3</sup>)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	2,43	0,01	0,24	2,43	0,01	0,24
SA – CCA	2,40	0,01	0,41	2,40	0,00	0,09
SA - MC	2,41	0,01	0,47	2,42	0,01	0,24
SA - FC	2,40	0,01	0,45	2,42	0,03	1,21
CCA - MC	2,42	0,01	0,49	2,43	0,00	0,13
CCA -FC	2,37	0,01	0,25	2,38	0,00	0,18
MC - FC	2,43	0,00	0,13	2,43	0,02	0,66
SA – MC - CCA	2,40	0,00	0,04	2,42	0,01	0,40
SA – MC - FC	2,43	0,02	0,74	2,45	0,01	0,33
SA – CCA - FC	2,41	0,02	0,76	2,43	0,01	0,28
MC – CCA - FC	2,41	0,01	0,42	2,42	0,02	0,67

Fonte: Autora da pesquisa.

Os resultados de massa específica no estado endurecido demonstraram que as misturas ecoeficientes com sistemas ternários e quaternários apresentaram, para maioria dos casos, valores próximos aos do concreto de referência. No entanto, a ANOVA indicou diferenças significativas para a massa específica dos concretos no estado endurecido. Ao ser aplicado o teste de Tukey, não se observou resultados de massa específica real para os concretos ecoeficientes com diferença significativa à do concreto de referência, na idade de 28 dias. Porém, com o avanço da idade (aos 91 dias), os resultados de massa específica real foram

estatisticamente diferentes entre as amostras, de maneira que todos os concretos ecoeficientes apresentaram resultados inferiores de massa específica em relação ao concreto de referência.

Tabela 4.19 - Massa específica da amostra real para os concretos (g/cm<sup>3</sup>)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	2,48	0,01	0,32	2,57	0,01	0,58
SA – CCA	2,47	0,01	0,46	2,47	0,00	0,08
SA - MC	2,46	0,01	0,54	2,46	0,00	0,15
SA - FC	2,46	0,01	0,42	2,47	0,03	1,29
CCA - MC	2,51	0,01	0,47	2,51	0,00	0,12
CCA -FC	2,47	0,01	0,41	2,47	0,02	0,65
MC - FC	2,52	0,01	0,22	2,48	0,02	0,79
SA – MC - CCA	2,45	0,00	0,18	2,47	0,01	0,37
SA – MC - FC	2,48	0,02	0,85	2,50	0,01	0,35
SA – CCA - FC	2,48	0,02	0,79	2,50	0,00	0,13
MC – CCA - FC	2,49	0,02	0,67	2,48	0,02	0,80

DP = Desvio-padrão (MPa)  
CV= Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

O último aspecto voltado à durabilidade do concreto se refere à absorção de água por capilaridade. Os valores dessa propriedade, aos 28 e 91 dias de idade, estão descritos na Tabela 4.20. Optou-se por representar somente o resultado encontrado para o tempo igual a 72h, por ser mais crítico e o valor de absorção observada apresentar uma tendência de estabilização. Com relação à análise estatística, os resultados apresentaram pouca variabilidade conforme pode ser visto pelos baixos coeficientes de variação encontrados e pelo critério de *Chauvenet* (Apêndice G).

Foram obtidos valores de absorção de água por capilaridade entre 0,011 e 0,082 g/cm<sup>3</sup> aos 28 dias de idade. Outros trabalhos também observaram valores menores de absorção por capilaridade em concretos de alta resistência em relação aos concretos convencionais (LOPES, 2019), fato associado à matriz mais densa desses concretos. Além disso, maiores pressões capilares e, conseqüentemente, maiores alturas de ascensão da água foram observadas, porém a quantidade de água absorvida por unidade de área foi menor. Com isso, o valor da absorção de água por capilaridade e altura da ascensão capilar são inversamente proporcionais,

entretanto, ambos possuem a tendência de diminuir ao longo do tempo, devido à densificação do material pela continuidade das reações pozolânicas após 28 dias. Cabe ressaltar que mesmo se tratando de valores baixos para absorção de água por capilaridade, há diferença significativa entre eles de acordo com a análise de variância (ANOVA), independentemente da idade de ensaio.

Tabela 4.20 - Absorção por capilaridade de cada concreto (g/cm<sup>2</sup>)

Tipo de concreto	Absorção <sup>28 dias</sup>				Absorção <sup>91 dias</sup>			
	h	Média (g/cm <sup>3</sup> )	DP	CV	h	Média (g/cm <sup>3</sup> )	DP	CV
REF	19	0,034	0,002	5,25	20	0,012	0,001	4,26
SA – CCA	19	0,031	0,014	45,61	20	0,013	0,001	3,81
SA - MC	20	0,014	0,001	5,34	20	0,009	0,001	8,99
SA - FC	19	0,011	0,001	11,49	19	0,011	0,000	1,12
CCA - MC	19	0,013	0,002	16,99	20	0,011	0,002	15,12
CCA -FC	18	0,033	0,002	7,32	19	0,027	0,001	3,617
MC - FC	19	0,011	0,001	5,329	20	0,012	0,001	6,505
SA – MC - CCA	19	0,019	0,001	4,540	20	0,020	0,000	2,88
SA – MC - FC	20	0,016	0,001	5,469	20	0,016	0,000	1,235
SA – CCA - FC	19	0,082	0,037	45,04	19	0,023	0,000	1,172
MC – CCA - FC	18	0,021	0,001	6,948	19	0,020	0,001	3,788

h = Altura da ascensão capilar (cm)

DP = Desvio-padrão (g/cm<sup>3</sup>)

CV = Coeficiente de variação (%)

Fonte: Autora da pesquisa.

Ainda, vale destacar que, aos 28 dias, ao aplicar o teste de Tukey, apenas o concreto quaternário com SA-CCA-FC apresentou diferença significativa no valor da absorção de água por capilaridade em relação ao concreto de referência, sendo o seu resultado superior ao REF. No entanto, aos 91 dias, estatisticamente, foi constatado que todas as misturas quaternárias e a combinação ternária com CCA-FC apresentaram resultados superiores ao concreto de referência em relação a este parâmetro. Nos demais concretos, a diferença não é significativa, conforme apresentado no Apêndice G do presente trabalho.

#### 4.5.5 Velocidade do pulso ultrassônico

O ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU) é utilizado para avaliar a qualidade do concreto e sua matriz. Seguindo as prescrições da NBR 8802:2019 (ABNT, 2019), três corpos de prova foram submetidos à passagem de ondas ultrassônicas longitudinais de modo a captar a velocidade com que elas percorrem o comprimento do corpo de prova. Para isso, utilizou-se o equipamento PunditLab da Proceq, sendo que o equipamento tem medida de resolução de 0,1  $\mu$ s e pode ser usado com transdutores de frequência nominal de 24 kHz a 500 kHz. A visualização e análise das ondas foram realizadas por meio do software Pundit Link desenvolvido pela mesma empresa.

Com relação ao procedimento de ensaio empregado, foram posicionados os transdutores com frequência de 54 kHz em faces opostas do corpo de prova. A partir disso, são emitidas 10 ondas longitudinais, sendo registrado o tempo de percurso de cada uma, com o intuito de determinar a velocidade de propagação no material. Por fim, determina-se a média aritmética entre as medidas que corresponde ao valor médio representativo da velocidade. A Tabela 4.21 traz as velocidades médias (m/s) das ondas longitudinais aferidas nos corpos de prova para as idades de 28 e 91 dias.

Tabela 4.21 - Velocidade do pulso ultrassônico (m/s)

Traço	28 dias			91 dias		
	Média	DP	CV	Média	DP	CV
REF	4406,70	809,16	18,36	5065,32	30,19	0,60
SA – CCA	4091,83	636,71	15,56	4598,29	679,86	14,79
SA - MC	3571,37	1378,03	38,59	4364,07	1020,42	23,38
SA - FC	2986,03	360,70	12,08	4364,50	432,54	9,91
CCA - MC	4055,30	923,66	22,78	5833,89	1060,03	18,17
CCA -FC	3075,27	342,47	11,14	4871,40	22,44	0,46
MC - FC	3179,26	644,11	20,26	5154,63	82,16	1,59
SA – MC - CCA	3971,56	51,09	1,29	5033,30	22,23	0,44
SA – MC - FC	2190,20	278,70	12,72	5027,40	93,63	1,86
SA – CCA - FC	2190,47	67,33	3,07	4862,21	33,03	0,68
MC – CCA - FC	2834,79	195,27	6,89	4702,85	20,05	0,43

DP = Desvio-padrão (m/s)

CV = Coeficiente de variação

Fonte: Autora da pesquisa.

Pelos resultados obtidos foi possível verificar que todas as misturas quaternárias, com 30% de substituição do cimento Portland, tiveram redução significativa na velocidade de propagação da onda ultrassônica quando comparadas com o concreto de referência aos 28 dias. Os valores de VPU variaram de 2190 e 4406 m/s aos 28 dias, e entre 4364 e 5065 m/s aos 91 dias. As reduções deste parâmetro para concretos ternários e quaternários variaram de 7% a 30% e 35% a 50%, respectivamente, quando comparados com o concreto de referência.

Contudo, de acordo com a Tabela 4.21, verificou-se um aumento da velocidade do pulso ultrassônico aos 91 dias de idade para todos os concretos, tendo vista uma maior densificação da matriz cimentícia ocasionada pelas reações pozolânicas e ao menor volume de vazios em idades posteriores. De acordo com Fonseca *et al.* (2022), a VPU está diretamente relacionada com a densidade do material, pois quanto maior a velocidade, mais densa é a microestrutura. Assim, quanto menor o volume de vazios no interior do concreto, maior é a velocidade de propagação do pulso ultrassônico, uma vez que a velocidade de propagação no ar é menor do que no sólido (HERNÁNDEZ *et al.*, 2000).

A análise de variância (ANOVA), apresentada no Apêndice H, foi aplicada nas idades de 28 e 91 dias para cada concreto. Constatou-se que os valores de velocidade de propagação do pulso ultrassônico possuem diferenças significativas somente aos 28 dias, onde, segundo o teste de Tukey, essas diferenças foram encontradas para o caso dos concretos ecoeficientes quaternários, SA-MC-FC e SA-CCA-FC, em relação ao concreto de referência. Para esses concretos, os valores de velocidade de pulso ultrassônico foram inferiores ao concreto de referência em cerca de 50%. No entanto, aos 91 dias de idade, os resultados estatísticos apontaram que todos os concretos ecoeficientes apresentaram valores de VPU semelhantes ao concreto de referência.

Resultados semelhantes foram encontrados por Fonseca *et al.* (2022) para concretos ternários e quaternários (contendo MC, CCA e FC), que apresentaram valores de VPU cerca de 30% inferiores ao concreto de referência aos 28 dias. Os autores associaram essa redução com a estrutura porosa da CCA e o uso do FC, que é um material inerte, sem atividade pozolânica. No entanto, aos 91 dias de idade os autores apontaram um crescimento da VPU para os concretos ecoeficientes, de modo que, os valores foram relativamente semelhantes aos do concreto de referência, sendo os valores obtidos da ordem de 4.439 a 4.879 m/s.

Algumas pesquisas encontradas na literatura 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. Naik, Malhotra e Popovics (2004) apresentam uma relação geral classificando a qualidade do concreto como boa, média e

muito ruim para uma velocidade do pulso ultrassônico de 5000 m/s, 4000 m/s e 3000 m/s, respectivamente.

Seguindo esta última classificação, exceto os concretos com misturas quaternárias SA-MC-FC e SA-CCA-FC, aos 28 dias, os valores de VPU obtidos permitiram classificar os concretos como de média qualidade. Esses valores foram superiores aos 91 dias, onde todos os concretos produzidos apresentaram valores de VPU na faixa de 4.364 a 5.154 m/s, sendo classificados como de média a boa qualidade, ou de excelente qualidade.

#### **4.5.6 Síntese dos resultados do ensaios no estado endurecido**

Ao longo do item 4.5 foram apresentadas as propriedades dos concretos no estado endurecido. Apesar de se ter aplicado a estratégia de substituição volumétrica do cimento por diferentes adições minerais para a dosagem dos concretos ecoeficientes, suas propriedades mecânicas, bem como os parâmetros voltados à durabilidade foram semelhantes para algumas misturas em comparação ao concreto de referência, principalmente em idades posteriores aos 28 dias.

Devido à proximidade dos resultados obtidos para as propriedades de cada concreto no estado endurecido, realizou-se análise estatística a fim de verificar se os resultados eram significativamente diferentes entre si. Nesse sentido, aplicou-se a análise de variância (ANOVA) para o nível de confiança de 95%, que busca comparar os dados de amostras independentes quanto a uma determinada grandeza que, nesta pesquisa, foram as propriedades dos concretos. Caso tal diferença fosse significativa, o teste de Tukey foi utilizado para identificar quais amostras são significativamente diferentes entre si.

As adições minerais utilizadas possuem características específicas, conforme apresentado no Apêndice A. O tamanho das partículas da cinza de casca de arroz e a da sílica ativa foram consideradas como as principais responsáveis pelo comprometimento das propriedades dos concretos ecoeficientes nas primeiras idades. Contudo, ao comparar as propriedades aos 28 dias e em idades avançadas (91 e 180 dias), Tabela 4.22 e Tabela 4.23, verificou-se que os concretos ecoeficientes apresentaram um aprimoramento das propriedades mecânicas e de durabilidade estudadas, de modo que a análise estatística permitiu verificar que os resultados obtidos foram muito próximos ou até mesmo superiores ao concreto de referência.

Tabela 4.22 - Síntese dos principais resultados dos concretos ternários e quaternários em relação ao concreto de referência aos 28 dias.

Propriedade (28 dias)	Redução e incremento em relação ao concreto de referência / Diferenças significativas									
	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	CCA-MC	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
RC	↓17% / SIM	↓2% / NÃO	↓2% / NÃO	↑10% / NÃO	↓27% / SIM	↓2% / NÃO	↓10% / NÃO	↓2% / NÃO	↓18% / SIM	↓16% / NÃO
RTCD	↓6% / NÃO	↑12% / NÃO	↑11% / NÃO	↓6% / NÃO	↓21% / NÃO	↓4% / NÃO	↓7% / NÃO	↓9% / NÃO	↓7% / NÃO	↓20% / NÃO
MED	↓2% / NÃO	↓2% / NÃO	↓8% / SIM	↓2% / NÃO	↓16% / SIM	↓6% / NÃO	↓6% / NÃO	↓7% / NÃO	↓10% / SIM	↓16% / SIM
ABS	↓40% / SIM	↓60% / SIM	↓60% / SIM	↓50% / SIM	↓28% / SIM	↓36% / SIM	↓60% / SIM	↓65% / SIM	↓46% / SIM	↓44% / SIM
I <sub>v</sub>	↓41% / NÃO	↓61% / NÃO	↓53% / NÃO	↓28% / SIM	↓24% / SIM	↓35% / NÃO	↓60% / NÃO	↓65% / NÃO	↓45% / NÃO	↓40% / NÃO
ABS-C	↓10% / NÃO	↓15% / NÃO	↓6% / NÃO	↓8% / NÃO	↓20% / NÃO	↓60% / NÃO	↓44% / NÃO	↓40% / NÃO	↑60% / SIM	↓35% / NÃO
VPU	↓7% / NÃO	↓20% / NÃO	↓32% / NÃO	↑7% / NÃO	↓30% / NÃO	↑28% / NÃO	↓10% / NÃO	↓50% / SIM	↓50% / SIM	↓35% / NÃO

**Legenda:** RC: Resistência à compressão; RTCD: Resistência à tração por compressão diametral; RTF: Resistência à tração na flexão; MED: Módulo de elasticidade dinâmico; ABS: Absorção de água por imersão, I<sub>v</sub>: Índice de vazios; ABS-C: Absorção de água por capilaridade; VPU: Velocidade de pulso ultrassônico.

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 4.23 - Síntese dos principais resultados dos concretos ternários e quaternários em relação ao concreto de referência aos 91 dias.

Propriedade (91 dias)	Redução e incremento em relação ao concreto de referência / Diferenças significativas									
	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	CCA-MC	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
RC	↓5% / NÃO	↓5% / NÃO	↓2% / NÃO	↓3% / NÃO	↓24% / SIM	↓6% / NÃO	↑5% / NÃO	↑11% / NÃO	↓2% / NÃO	↓10% / NÃO
RTCD	↑4% / NÃO	↑4% / NÃO	↓9% / NÃO	↓20% / NÃO	↓21% / NÃO	↓37% / NÃO	↓19% / NÃO	↓13% / NÃO	↓29% / NÃO	↓32% / NÃO
RTF	↓1% / NÃO	↓2% / NÃO	↓12% / NÃO	↓4% / NÃO	↓37% / SIM	↓18% / NÃO	↓4% / NÃO	↓8% / NÃO	↓20% / NÃO	↓33% / NÃO
MED	↑1% / NÃO	↓1% / NÃO	↓7% / SIM	↑2% / NÃO	↓11% / SIM	↓6% / NÃO	↓5% / NÃO	↓5% / NÃO	↓11% / SIM	↓11% / SIM
ABS	↑20% / NÃO	↓21% / NÃO	↓21% / NÃO	↑34% / SIM	↑40% / SIM	↓15% / NÃO	↓11% / NÃO	↓27% / NÃO	↑21% / NÃO	↑12% / NÃO
I <sub>v</sub>	↑18% / NÃO	↓21% / NÃO	↓24% / NÃO	↑34% / SIM	↑38% / SIM	↓15% / NÃO	↓11% / NÃO	↓25% / NÃO	↑19% / NÃO	↑11% / NÃO

Continua



Tabela 4.23 - Síntese dos principais resultados dos concretos ternários e quaternários em relação ao concreto de referência aos 91 dias. (continuação)

Propriedade (91 dias)	Redução e incremento em relação ao concreto de referência / Diferenças significativas									
	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	CCA-MC	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
ABS-C	↑8%/ NÃO	↓33%/ SIM	↓9%/ NÃO	↓9%/ NÃO	↑56%/ SIM	0% NÃO	↑40%/ SIM	↑48%/ SIM	↑48%/ SIM	↑40%/ SIM
VPU	↓10%/ NÃO	↓16%/ NÃO	↓16%/ NÃO	↑13%/ NÃO	↓4%/ NÃO	↑2%/ NÃO	↓1%/ NÃO	↓1%/ NÃO	↓4%/ NÃO	↓8%/ NÃO

**Legenda:** **RC:** Resistência à compressão; **RTCD:** Resistência à tração por compressão diametral; **RTF:** Resistência à tração na flexão; **MED:** Módulo de elasticidade dinâmico; **ABS:** Absorção de água por imersão, **I<sub>v</sub>:** Índice de vazios; **ABS-C:** Absorção de água por capilaridade; **VPU:** Velocidade de pulso ultrassônico.

Fonte: Autora da pesquisa.

Os Apêndices B a H apresentam os resultados estatísticos da ANOVA e do teste de Tukey para as propriedades discutidas no item 4.5 aos 28 e 91 dias. De modo geral, observa-se que a maioria dos concretos ecoeficientes apresenta comportamento que não difere de maneira significativa do concreto de referência, principalmente em idades mais avançadas, ou seja, além dos 28 dias de idade.

#### 4.6 MICROESTRUTURA DO CONCRETO

O ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi realizado para identificar as características morfológicas dos concretos produzidos com adições minerais curados até os 28 dias de idade. Ao MEV foi associada a espectroscopia de raios X por dispersão em energia (EDX), de modo a identificar a fase cristalina dos componentes à base de cimento e a suas características cristalográficas. Dessa forma, estes ensaios trabalham em conjunto no estudo da microestrutura do compósito.

O ensaio foi realizado de acordo com procedimento padrão estabelecido pelo laboratório da Engenharia de Materiais da EESC-USP em um equipamento ZEISS LEO 440 (Cambridge, England) com detector OXFORD (model 7060), operando com feixe de elétrons de 15kV, corrente de 2,82A e I probe de 200pA. Para a realização do ensaio, foram preparadas onze amostras fraturadas, oriundas de fragmentos dos corpos de prova ensaiados à compressão axial, sendo uma para cada traço de concreto produzido nesta pesquisa. Sua obtenção se deu a partir de fragmentos de um corpo de prova com auxílio de um martelo para o processo de corte. Em

seguida, elas passam por um refinamento da geometria com o uso de lixas para deixar suas superfícies planas, como pode ser visto na Figura 4.13.

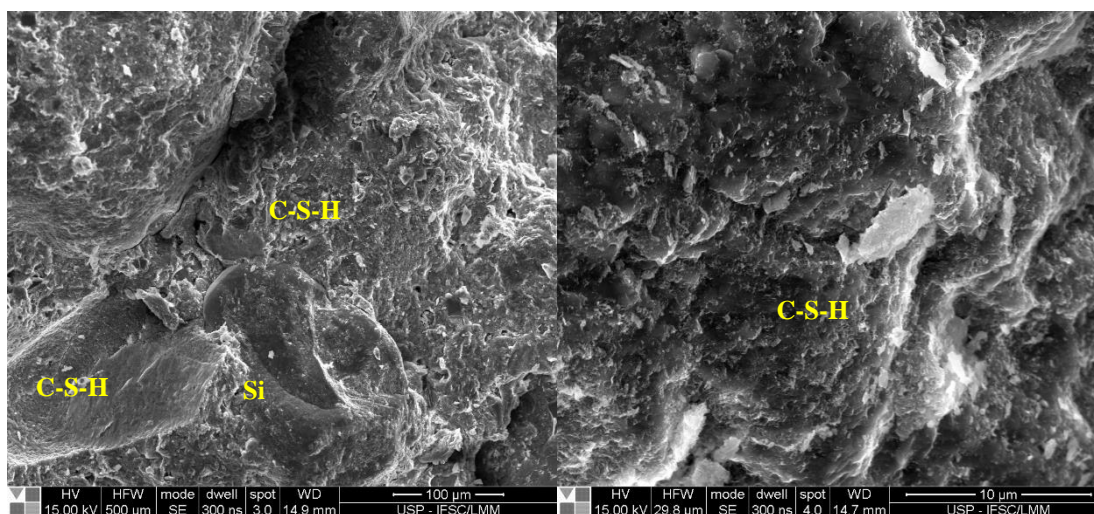
Figura 4.13 – Amostras fraturas (em temperatura ambiente) para realização do MEV



Fonte: Autora da pesquisa.

A Figura 4.14 mostra a imagem do MEV do concreto de referência, enquanto as Figura 4.16 a Figura 4.21 mostram as imagens dos concretos com combinações ternárias e quaternárias, onde foram avaliados parâmetros como a porosidade, as microfissuras e a homogeneidade da matriz de pasta de cimento hidratada e a interface desta com o agregado (zona de transição).

Na amostra do concreto de referência composto por cimento e sílica ativa (Figura 4.14a) foi possível identificar a homogeneidade do material, representada pela densificação da matriz cimentícia e pela baixa porosidade, na qual não foram observados poros visíveis. A partir da ampliação de 500 vezes dessa figura, identificou-se a presença de um grão de sílica ativa associada a uma região de transição com grande concentração de silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Em razão ao tamanho das partículas de sílica, devido à sua aglomeração, o material não reagiu com o hidróxido de cálcio na velocidade esperada, sendo observados grãos “anidros” na microestrutura do concreto na idade analisada. Uma ampliação próxima à região do C-S-H permitiu visualizar com maior clareza a sua morfologia (formato similar a um floco de neve), onde não foram localizadas placas de hidróxido de cálcio, o que garante uma maior densificação da sua matriz (Figura 4.14b).

**Figura 4.14** - Fotomicrografias pelo MEV do concreto de referência

a)

b)

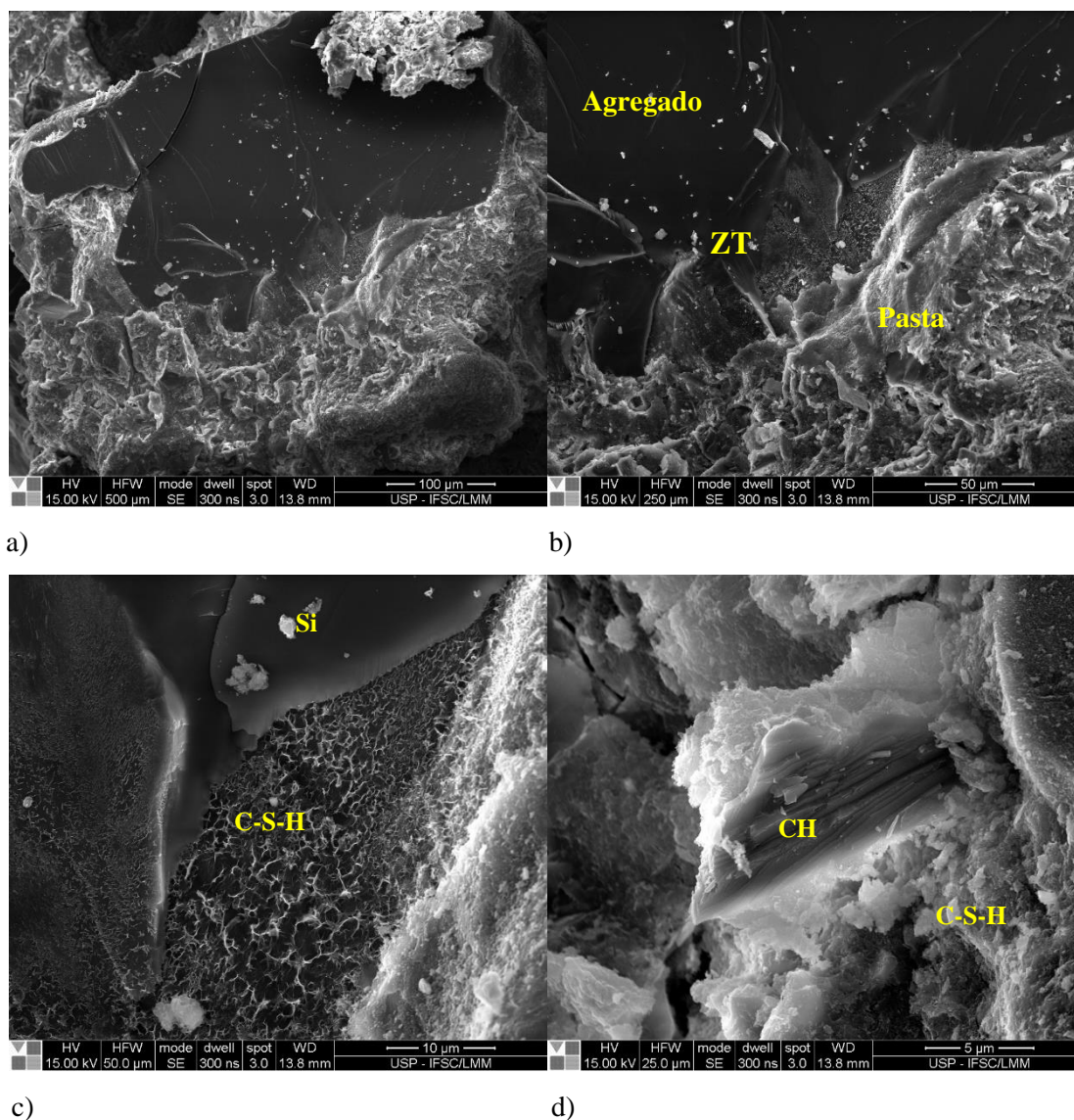
**Fonte:** Autora da pesquisa.

De forma geral, os concretos produzidos com a substituição do cimento pelos materiais cimentícios suplementares (SA, MC, CCA e FC), semelhante ao que foi observado na amostra do concreto de referência, apresentaram alta densificação da matriz cimentícia, como pode ser observado nas Figura 4.15 a Figura 4.21. Segundo Dave *et al.* (2017) os materiais cimentícios suplementares mais finos como a sílica ativa e o fíler calcário podem facilmente ocupar os espaços vazios disponíveis reduzindo, assim, os poros no concreto. Devido a isso, a possibilidade de formação de microfissuras também é reduzida.

Para as amostras que foram identificadas a zona de transição entre a matriz cimentícia e o agregado, Figura 4.15b e Figura 4.19a, foi possível observar que com a maior densificação da matriz, tem-se a redução dos poros e o refinamento da zona de transição. Essas regiões aparentam ser uma zona de transição em virtude da quantidade e morfologia dos produtos de hidratação, como descrito em Mehta e Monteiro (2014).

Pelas fotomicrografias dos concretos ternários e quaternários, os principais produtos de hidratação envolvem o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), que foram identificados com uma morfologia similar a um floco de neve, e o hidróxido de cálcio (CH) com formato de placas. A seguir apresentam os ensaios de MEV para os concretos ecoeficientes.

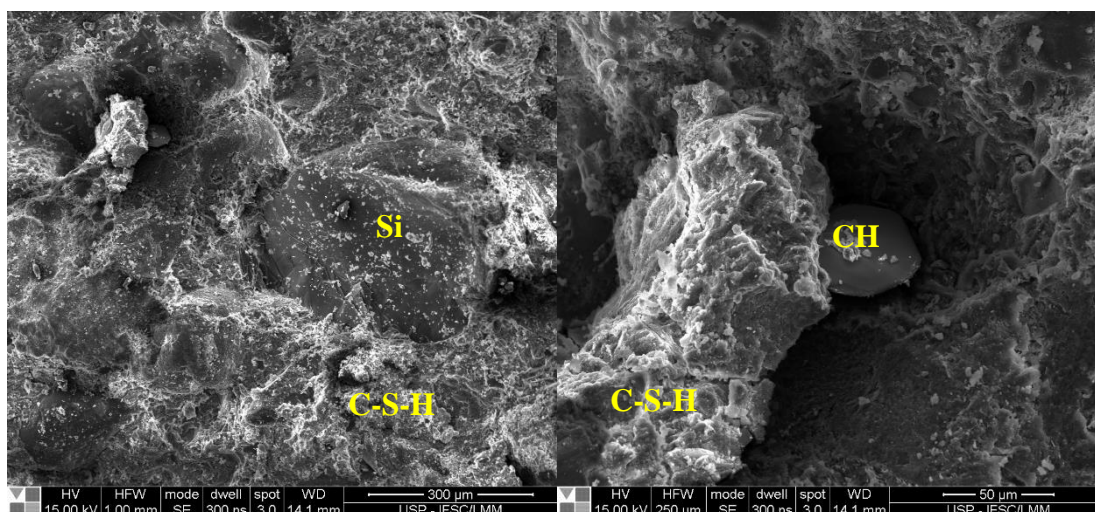


**Figura 4.15 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-CCA**

**Fonte:** Autora da pesquisa.

Diferentemente da amostra do concreto de referência, foram identificadas maiores quantidades de placas de hidróxido de cálcio (CH) nas fotomicrografias dos concretos ecoeficientes. Esse fato justifica os resultados obtidos de ganho de resistência mecânica desses concretos em idades posteriores, uma vez que os materiais pozolânicos possuem o efeito químico de reagir com os produtos de hidratação do cimento, como o hidróxido de cálcio, e formar o gel de C-S-H, tornando a microestrutura da pasta de cimento mais homogênea e densa. Esse comportamento também foi observado em Aprianti (2017). Adicionalmente, se destacam as Figura 4.16a, Figura 4.17a e Figura 4.20b, onde é possível observar placas de CH que futuramente com o desenvolvimento das reações irão formar o gel do C-S-H.

Figura 4.16 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-FC

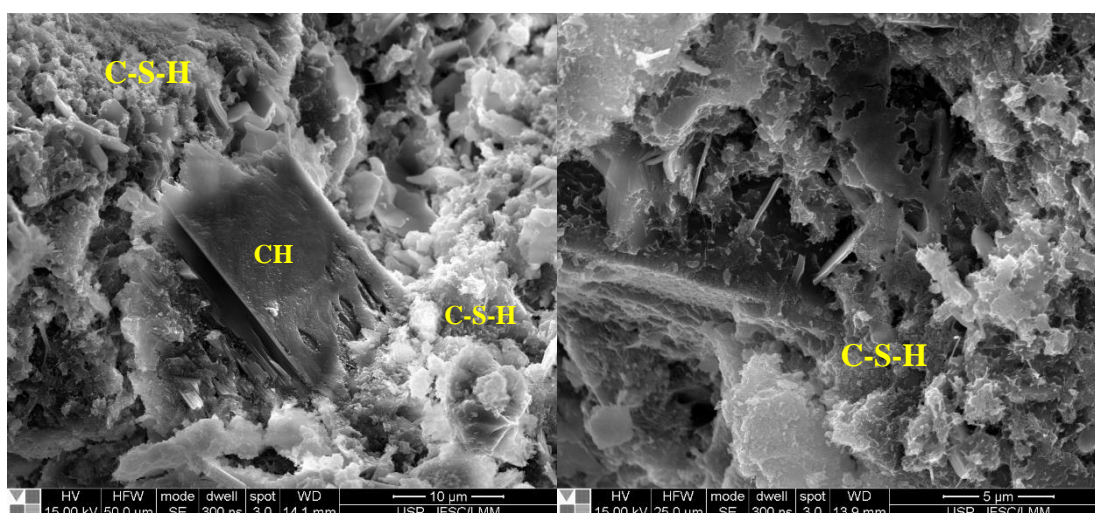


a)

b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.17 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-CCA



a)

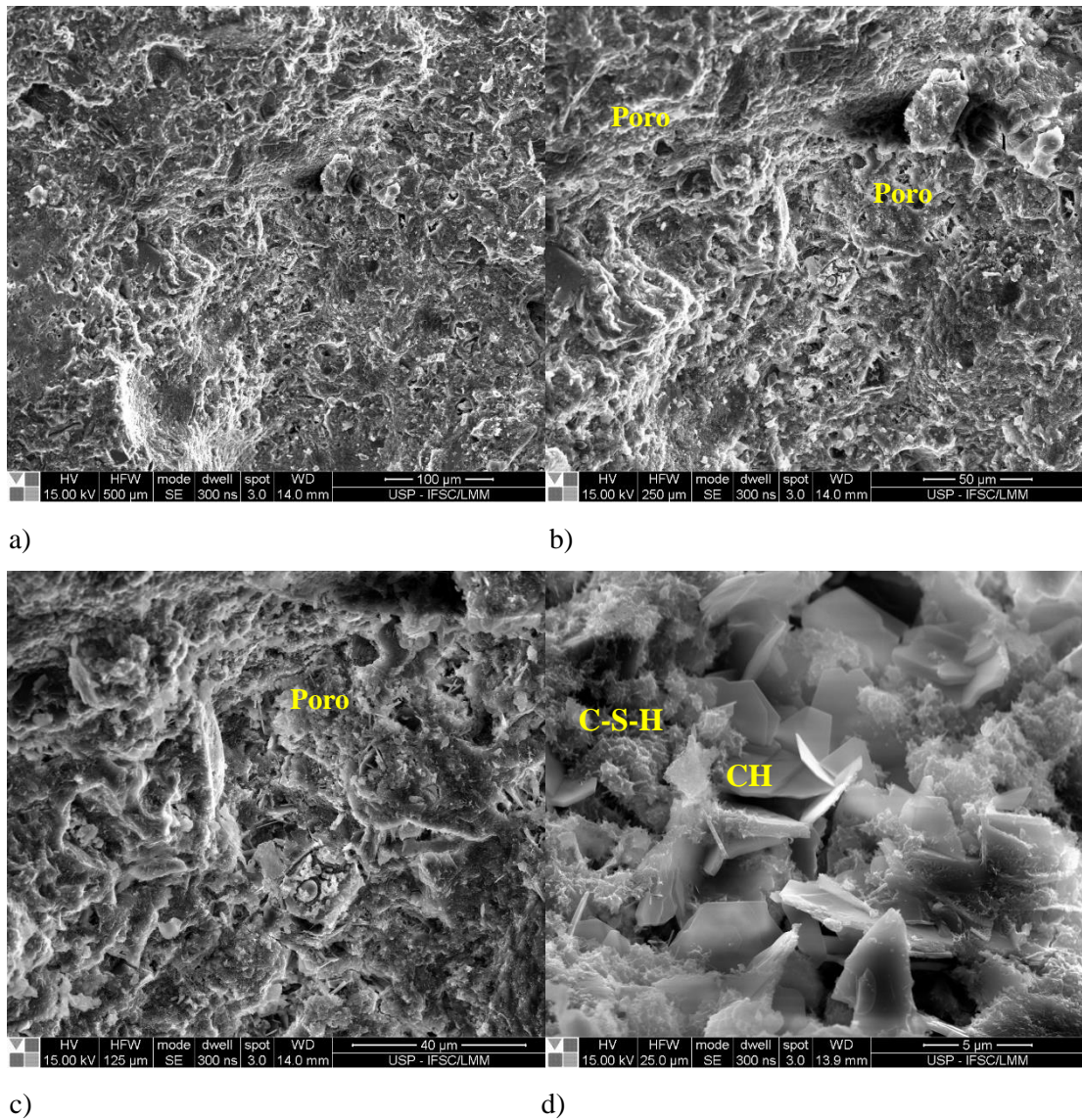
b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Nas fotomicrografias dos concretos ecoeficientes foram identificadas adições minerais não hidratadas, como a sílica ativa e a cinza de casca de arroz, apresentadas nas Figura 4.16a, e Figura 4.19e, respectivamente. Uma vez que esses materiais tem como principal efeito químico a reação pozolânica com os produtos de hidratação do cimento, especialmente com o hidróxido de cálcio, isso justifica o ganho de resistência desses concretos em idades posteriores, além dos 28 dias de idade.

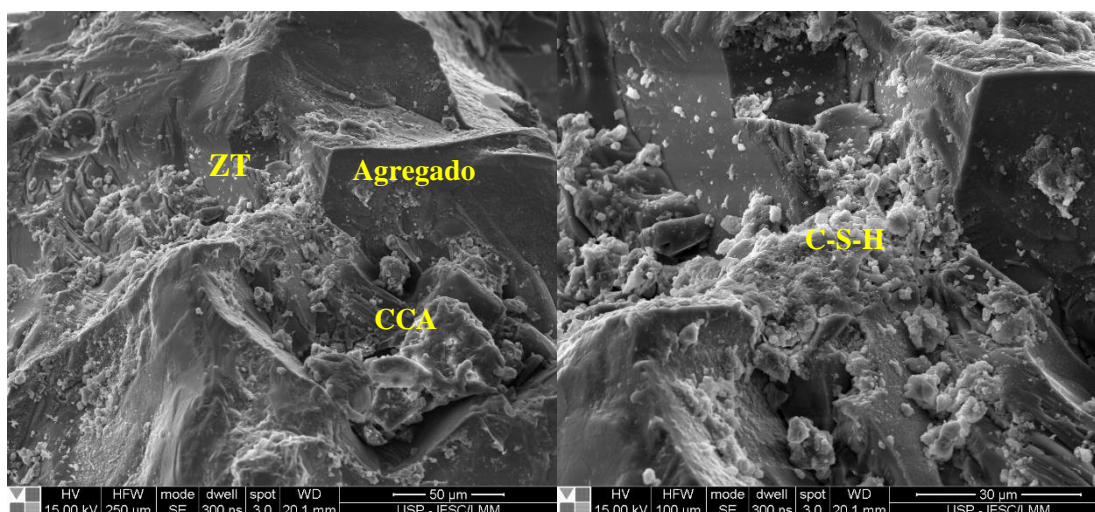


Figura 4.18 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-FC



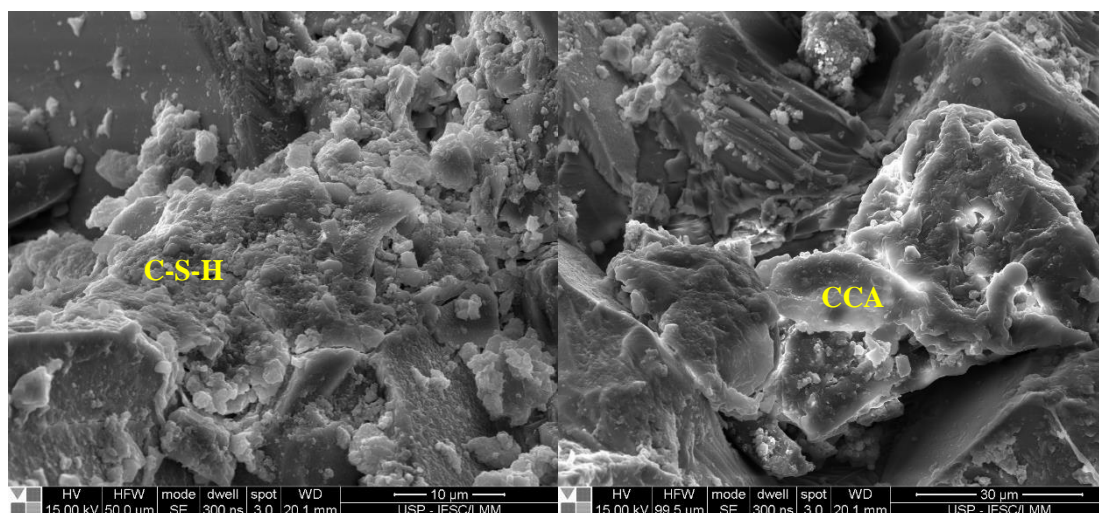
Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.19 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto CCA-FC



a)

b)



d)

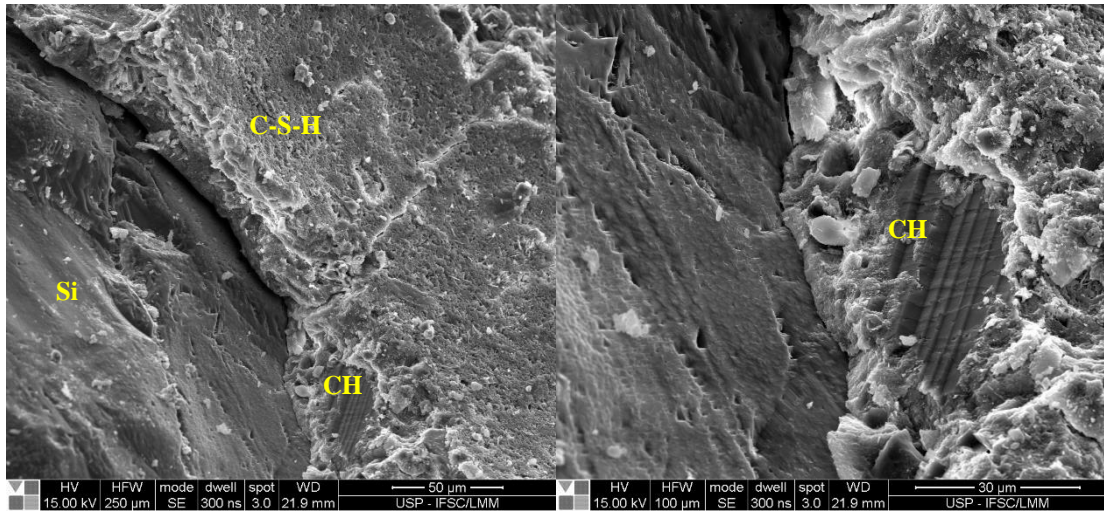
e)

Fonte: Autora da pesquisa.

A utilização do MEV mostrou-se importante no estudo da microestrutura do concreto, de modo a conhecer suas fases constituintes: pasta de cimento hidratada, agregados e zona de transição. Foi notório que o uso das adições minerais em substituição ao cimento gerou concretos, assim como o CAR de referência, com microestrutura densificada, com alta homogeneidade da pasta de cimento e melhor refinamento dos microporos. Isso levou à obtenção de bons resultados mecânicos e de durabilidade, que foram aprimorados ao longo do tempo, uma vez que aos 28 dias foi identificada a presença desses materiais ainda não hidratados, o que permitiu que as reações prosseguissem com os produtos da hidratação do cimento em idades mais avançadas.



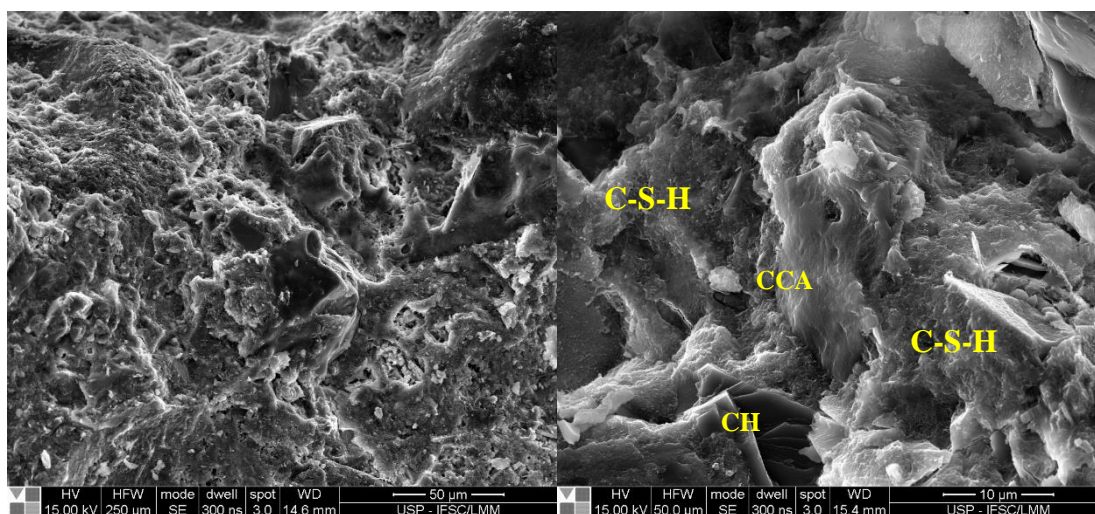
Figura 4.20 – Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA-MC-FC



Fonte: Autora da pesquisa.

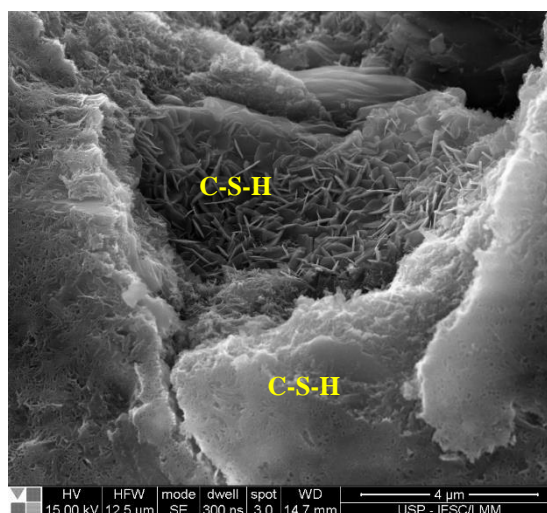


Figura 4.21 – Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC-CCA-FC



a)

b)



c)

Fonte: Autora da pesquisa.

#### 4.7 ASPECTOS VOLTADOS À SUSTENTABILIDADE

A otimização do uso de ligantes constituintes do concreto é muito importante, visto que as frações de ligantes possuem um efeito negativo no meio ambiente e oferta globalmente limitante. Desse modo, efetuam-se estratégias a fim de melhor utilizar os recursos limitados. Partindo desse ponto de vista, é crescente o número de pesquisas por materiais alternativos que possam substituir com eficácia os constituintes do concreto, especialmente o cimento, sem comprometer sua resistência mecânica e durabilidade (LIEW; SOJOBI; ZHANG, 2017; SIDDIKA *et al.*, 2020; ADNAN *et al.*, 2021). Desta forma, a utilização de materiais residuais, tais como as adições minerais, é uma prática desejável e sustentável.

Nas análises que se seguem, o foco da discussão será sobre o consumo de cimento e o uso das adições minerais na produção dos concretos desta pesquisa. Iniciando a abordagem com relação às adições, este estudo contemplou a utilização de materiais que tiveram como origem: natural, agrícola, resíduos industriais ou subprodutos, que requerem menos energia para serem fabricados. Ao longo do Capítulo 4 foi discutido sobre a produção dos concretos com a utilização desses materiais, de modo que foram avaliadas as propriedades mecânicas e aspectos de durabilidade, a fim de verificar a possibilidade de sua utilização em estruturas.

De maneira geral, foi possível obter concretos ecoeficientes com resistência à compressão superior a 50 MPa e com parâmetros de durabilidade adequados de acordo com a classificação de Franzén *et al.* (1993), tornando possível sua utilização em concretos estruturais.

Conforme discutido em Lopes (2019), analisar isoladamente a intensidade das propriedades mecânicas não é suficiente para avaliar o desempenho ambiental dos concretos produzidos, sendo necessário discutir a eficiência do uso dos ligantes para cada traço e, na presente pesquisa, a análise foi realizada de 28 e 180 dias.

Neste contexto, um indicador que permite medir a eficiência do consumo de ligantes é o *índice de intensidade de ligante* ( $I_L$ ), que foi proposto por Damineli *et al.* (2010), e mede a quantidade de ligante por metro cúbico de concreto necessário para fornecer 1 MPa de resistência mecânica. A Equação 4.1 traz a representação matemática para esse índice.

$$I_L = \frac{C}{R_c} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde,

$C$  é o consumo de ligante, que nesta pesquisa é o cimento e as adições minerais,  $\text{kg.m}^{-3}$ ;

$R_c$  é a resistência à compressão do concreto, em MPa.

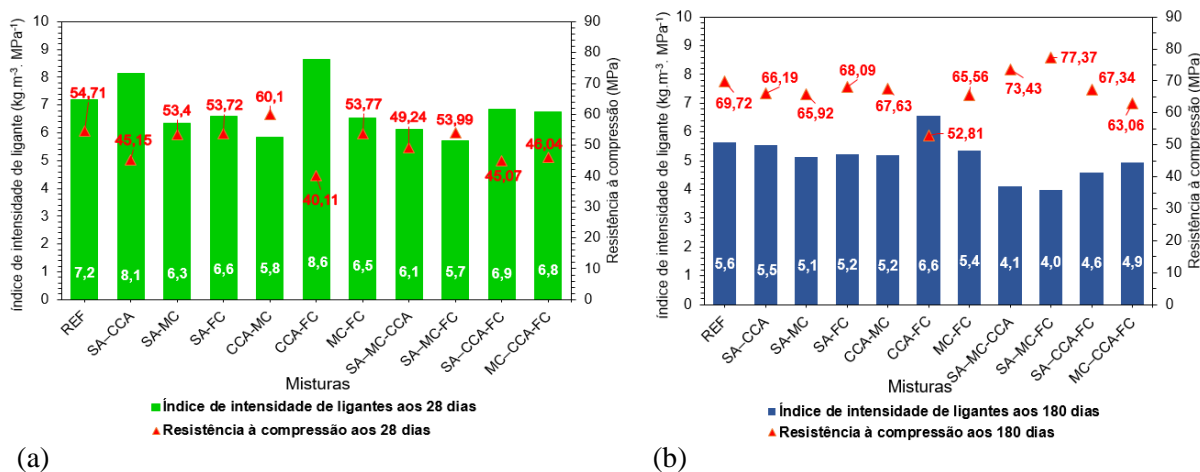
Este índice possibilita uma comparação rápida e objetiva entre diferentes concretos, uma vez que, quanto maior ( $I_L$ ), maior é a quantidade de ligantes necessária para se obter o mesmo desempenho mecânico e, portanto, menos sustentável e eficiente é o concreto.

À vista disso, o índice de ligantes foi tratado de duas formas distintas no trabalho considerando: (i) o consumo de ligantes apenas com a parcela de cimento (Figura 4.22), e (ii) o consumo de ligantes como a resultante da parcela de cimento com as adições minerais (sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário) (Figura 4.23).

Observa-se que para ambas as análises o concreto de referência, com adição de sílica ativa, atingiu valores de ( $I_L$ ) de  $7,4 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$  e  $5,7 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ , respectivamente, aos 28 e 180 dias. De fato, esses resultados estão em harmonia com resultados observados por Daminelli

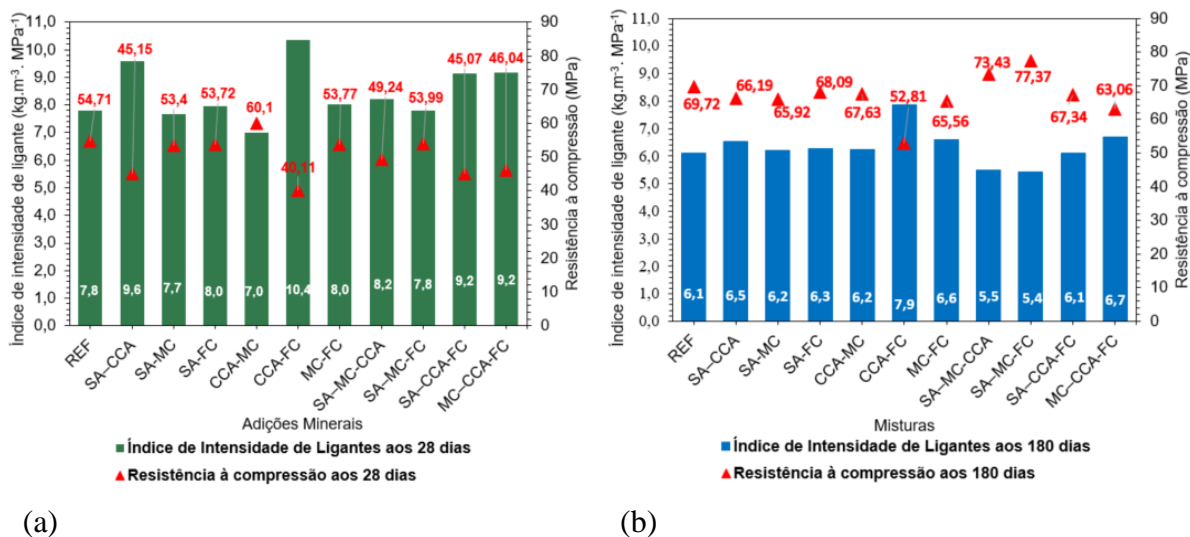
(2013) e Rebman (2016), os quais afirmaram que grande parte dos concretos com resistência superior a 50 MPa apresentam o valor mínimo de índice de intensidade de ligantes de  $5 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ , com casos raros de valores próximos a  $4 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ .

Figura 4.22 -  $I_L$  considerando apenas o cimento como ligante para as misturas de concreto estudadas em: (a) 28 dias (b) 180 dias



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 4.23 -  $I_L$  considerando o cimento e as adições minerais como ligante para as misturas de concreto estudadas em: (a) 28 dias (b) 180 dias



Fonte: Autora da pesquisa.

Contudo, percebe-se que a utilização das adições minerais nos concretos de alta resistência executados tornou possível obter concretos com ( $I_L$ ) igual ou inferior a  $5 \text{ kg.m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ , quando considerado apenas o cimento como ligante. Isso indica que é possível produzir

concretos de alta resistência com baixos teores de cimento mantendo uma resistência à compressão adequada.

Os menores valores de  $(I_L)$  foram de 4,6, 4,4 e 5,0  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$  para as combinações de cimento com SA-MC-CCA, SA-MC-FC e SA-CCA-FC, respectivamente, quando apenas o cimento foi considerado como ligante nas misturas, aos 180 dias de idade. Para essas mesmas misturas, quando também são consideradas as adições minerais como ligantes, os valores de  $(I_L)$  foram superiores, de 5,5, 5,4 e 6,1  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$ , respectivamente. No entanto, mesmo com maiores níveis de substituição (sistemas quaternários) foi verificada uma redução do índice de ligantes em relação ao concreto de referência.

Vale ressaltar que a redução do índice de intensidade de ligantes com o tempo apresentou-se de forma mais expressiva aos 180 dias para a grande maioria dos concretos produzidos com adições minerais, especialmente para o caso das misturas quaternárias que tiveram uma redução média de 31% do  $(I_L)$  em relação aos valores obtidos aos 28 dias, quando também foram consideradas as adições minerais como ligantes.

Conforme visto nas Figura 4.22 e Figura 4.23 os valores de índice de ligantes possuem uma redução significativa entre 28 e 180 dias de idade. Acredita-se que o efeito das adições minerais pode proporcionar uma maior eficiência além da idade normalmente considerada de referência (28 dias) pelo fato de ter a tendência do ganho de resistência após essa idade, devido às reações de hidratação que se desenvolvem, potencializando a reação pozolânica e, assim, favorecendo ainda mais o desempenho mecânico.

## CAPÍTULO 5

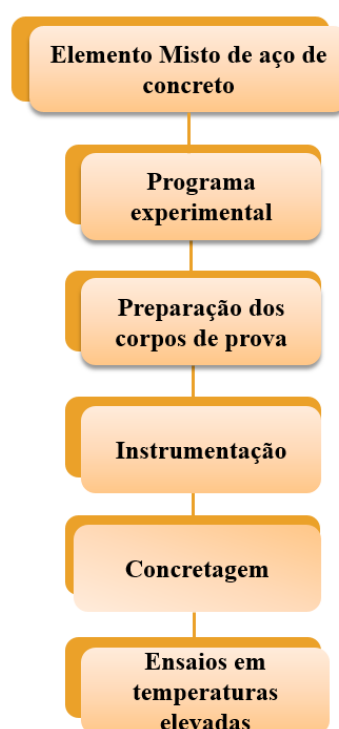
---

### 5 COMPORTAMENTO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No presente capítulo é feita a avaliação do campo térmico gerado em corpos de prova de elementos mistos de aço e concreto quando sujeitos à ação do fogo. A temperatura alcançada por um protótipo permite sinalizar com precisão satisfatória, em temperaturas elevadas, o comportamento de um elemento estrutural com escala natural, desde que a seção transversal e os materiais utilizados sejam os mesmos previstos para os elementos em análise, no caso, as vigas. Assim, busca-se reproduzir o campo de temperaturas de uma viga mista a partir da construção de corpos de prova com pequenas dimensões.

Embora o concreto produzido com adições minerais tenha apresentado propriedades mecânicas satisfatórias que torne possível sua utilização em elementos estruturais, nas análises que seguem o material será considerado apenas como barreira térmica dos perfis de aço, a fim de avaliar seu desempenho em elevadas temperaturas. 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: Autora da pesquisa.

## 5.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste subitem, buscou-se apresentar detalhadamente as etapas de preparação dos corpos de prova, seguida da fase de instrumentação e, por fim, a concretagem nos corpos de prova mistos. Em seguida, o ensaio em temperaturas foi relatado com apresentação dos seus resultados..

### 5.1.1 Preparação dos corpos de prova

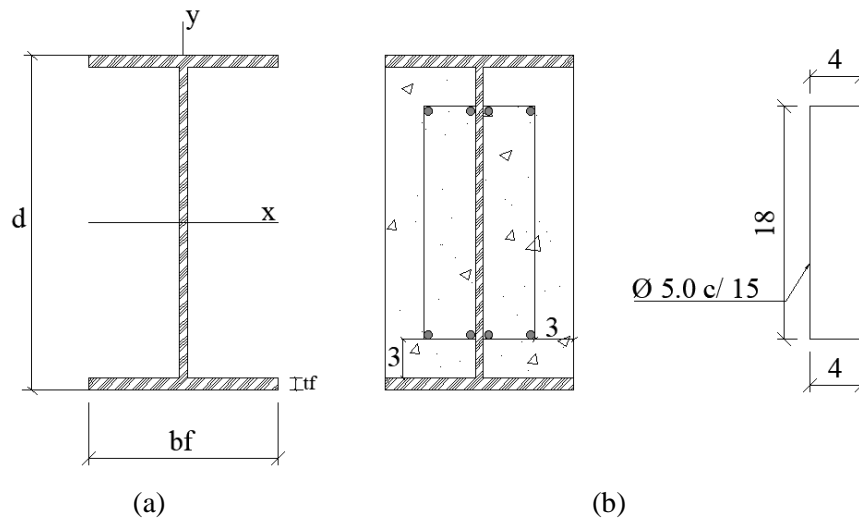
Para a produção dos corpos de prova, inicialmente definiu-se os componentes de sua seção transversal, ou seja, tipo de perfil metálico, quantidade de armaduras longitudinais e transversais tal como seus respectivos espaçamentos. O perfil de aço escolhido foi do tipo I, 250 mm x 32,7 (kg/m), ilustrado na Figura 5.2a, pois apresenta capacidade resistente frequentemente utilizada em edifícios de múltiplos pavimentos. As dimensões de sua seção transversal se encontram disponíveis na Tabela 5.1.

Apesar deste estudo preliminar ter como objetivo avaliar o concreto como barreira térmica, não atuando, necessariamente, como elemento estrutural, optou-se por considerar uma taxa de armadura mínima de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, uma vez que em elementos mistos, especificamente as vigas mistas, as armaduras estão localizadas ao longo da mesa do perfil metálico e desempenham um papel essencial de controle da fissuração (CAVALCANTI, 2010). Além disso, para o caso das armaduras transversais, em Piloto *et al.* (2017) se destaca que ao adotar estribos soldados à alma do perfil de aço promove-se maior resistência ao cisalhamento, como também o maior confinamento do concreto.

Em todos os protótipos foi adotada armadura transversal mínima com diâmetro igual a 5,0 mm, distanciados 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. Os estribos foram soldados na alma do perfil de aço, enquanto as barras longitudinais foram soldadas nessas armaduras transversais. A seção mista típica pode ser vista na Figura 5.2b.

Definida a seção transversal dos elementos mistos, foram produzidos doze corpos de prova com 0,50 m de comprimento, sendo um protótipo para cada traço de concreto, totalizando em onze, e outro trecho de perfil de aço não revestido que será 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 5.3, em que é possível visualizar ganchos soldados nas mesas do perfil para facilitar o transporte dos mesmos.

Figura 5.2- Seção transversal: (a) elemento metálico e (b) misto



Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 5.1-Seção transversal do perfil metálico I, 250 x 32,7

Parâmetros	W 250 x 32,7
d (mm)	258
b <sub>f</sub> (mm)	146
t <sub>f</sub> (mm)	9
t <sub>w</sub> (mm)	6
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	4937
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	473
Área (cm <sup>2</sup> )	42

Fonte: Autora da Pesquisa.

Figura 5.3 – Corpos de prova dos elementos mistos ainda não concretados



Fonte: Autora da pesquisa.

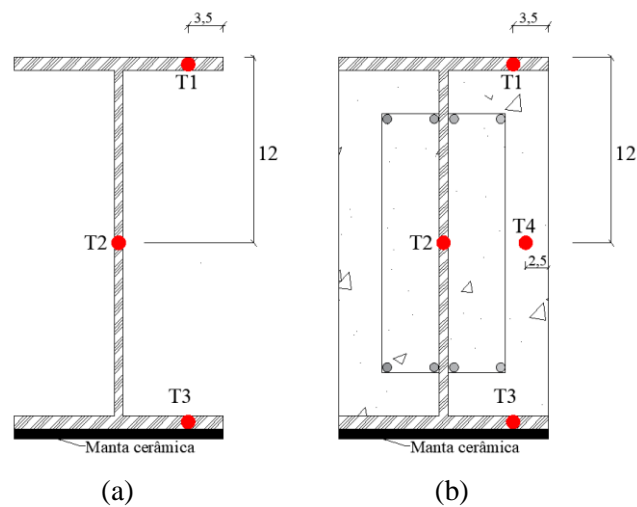
### 5.1.2 Instrumentação

Após a etapa de montagem dos corpos de prova, procedeu-se com a instrumentação para os ensaios em elevadas temperaturas utilizados termopares do tipo K, posicionados, em sua



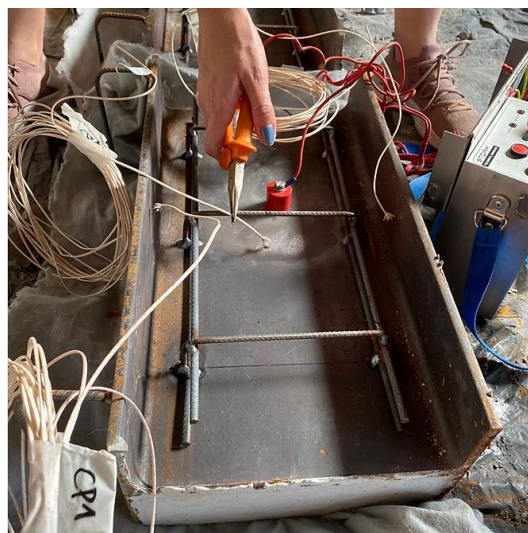
maior parte, nos perfis metálicos, tendo em vista que o principal objetivo foi verificar a variação de temperatura nesses elementos quando revestidos por diferentes tipos de concreto. Na seção puramente metálica, foram posicionados três termopares, enquanto na seção mista, quatro, como pode ser demonstrado na Figura 5.4. Para a fixação dos termopares posicionados no perfil metálico foi realizada a soldagem dos fios diretamente sobre essas peças, como pode ser vista na Figura 5.5 .

Figura 5.4 - Posicionamento dos termopares na seção transversal das vigas: (a) metálico e (b) mistos



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.5 – Soldagem dos termopares



Fonte: Autora da pesquisa.



No caso do termopar T4 (viga mista, outro procedimento de soldagem precisou ser adotado, conforme Figura 5.7 que segue.

### 5.1.3 Concretagem

Após a montagem dos corpos de prova e a fixação dos termopares nos componentes metálicos, a região entre as mesas do perfil foi concretada para formação do elemento misto. A concretagem foi feita em duas etapas, uma para cada região entre as mesas, com diferença de pelo menos 7 dias, de modo que o concreto presente em uma dada face possuísse resistência mínima para suportar a outra concretagem. Ressalta-se que, nesse processo, tomou-se o cuidado para não haver o desprendimento dos termopares fixados no elemento metálico.

Além disso, foram produzidos corpos de prova cilíndricos para cada traço, para fins de avaliação de suas propriedades mecânicas residuais e microestruturais pós-fogo. Nesta fase foi possível obter concretos com consistência suficiente para moldagem dos corpos de prova. A Figura 5.6 apresenta alguns destes elementos com o concreto ainda no estado fresco.

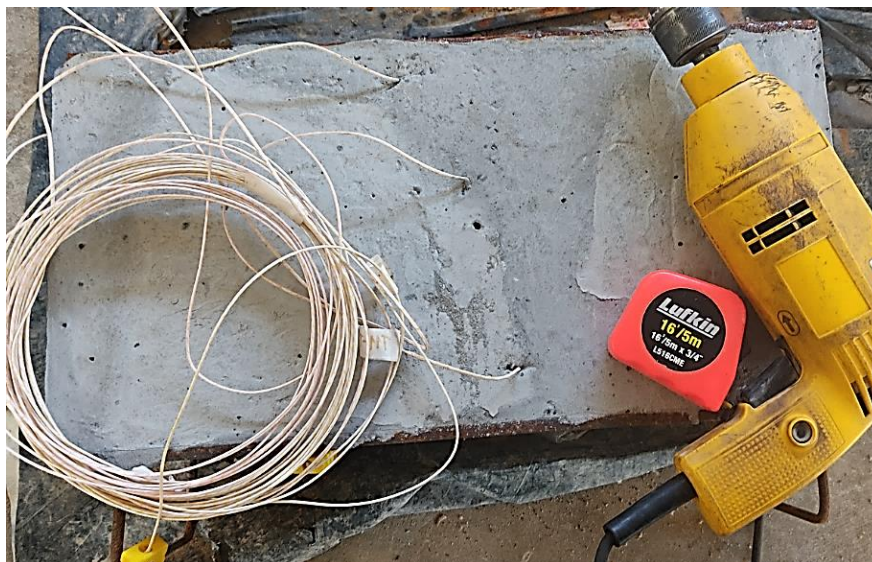
Figura 5.6 – Concretagem para alguns dos elementos mistos do estudo



Fonte: Autora da pesquisa.

O termopar T4 localizado na região do concreto foi fixado a uma profundidade 2,5 cm (Figura 5.4b). Para isso, foi realizado um furo e seguiu-se para a sua fixação por meio de uma argamassa depositada nesta região. A Figura 5.7 demonstra esse procedimento.

Figura 5.7 -Fixação do termopare na região do concreto



Fonte: Autora da pesquisa.

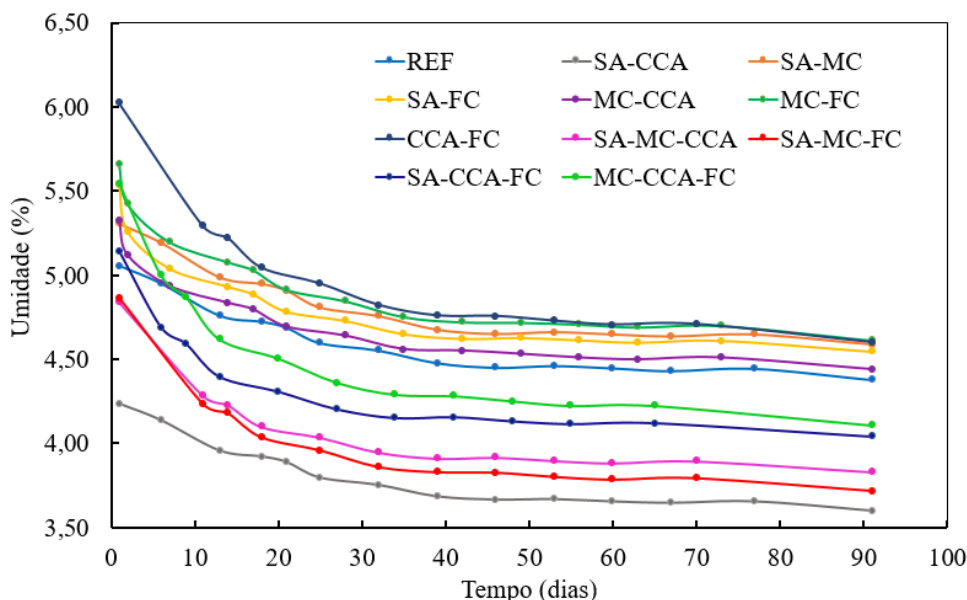
Conforme discutido no item 2.6.1 são inúmeros os fatores que podem causar o lascamento do concreto ao ser submetido a elevadas temperaturas, sendo um deles o teor de umidade desse material. Como identificado por Kodur *et al.* (2000), quanto maior o teor de umidade do concreto, mais severo pode ser o lascamento (*spalling*).

Desse modo, visando minimizar esse efeito, foi realizado um controle do teor de umidade após a cura por 28 dias, de modo a acompanhar a perda de água livre presente nesses concretos. Para isso, foi realizado o acompanhamento da variação da massa dos corpos de prova de cada traço ao longo do tempo, onde observou-se que em cerca de 90 dias de idade (60 dias após a retirada da cura), os valores apresentavam constância de massa (diferença de 1% em leituras consecutivas). Desse modo, os corpos de prova de cada concreto foram colocados na estufa à temperatura de  $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$  por um período de 72 h, a fim de registrar a massa da amostra seca e determinar a umidade para cada concreto ao final do processo de secagem ao ar.

A Figura 5.8 apresenta os valores da umidade dos concretos ao longo do tempo, na qual foi possível indentificar uma tendência de sua estabilização após cerca de 90 dias de idade para todos os concretos, ou seja, em cerca de 60 dias após a interrupção da cura úmida, os concretos

apresentaram valores de umidade na faixa de 3,65 a 4,71%. Portanto, essa foi a idade considerada para os ensaios em situação de incêndio.

Figura 5.8 – Umidade dos concretos presente entre as mesas do perfil metálico dos corpos de prova mistos



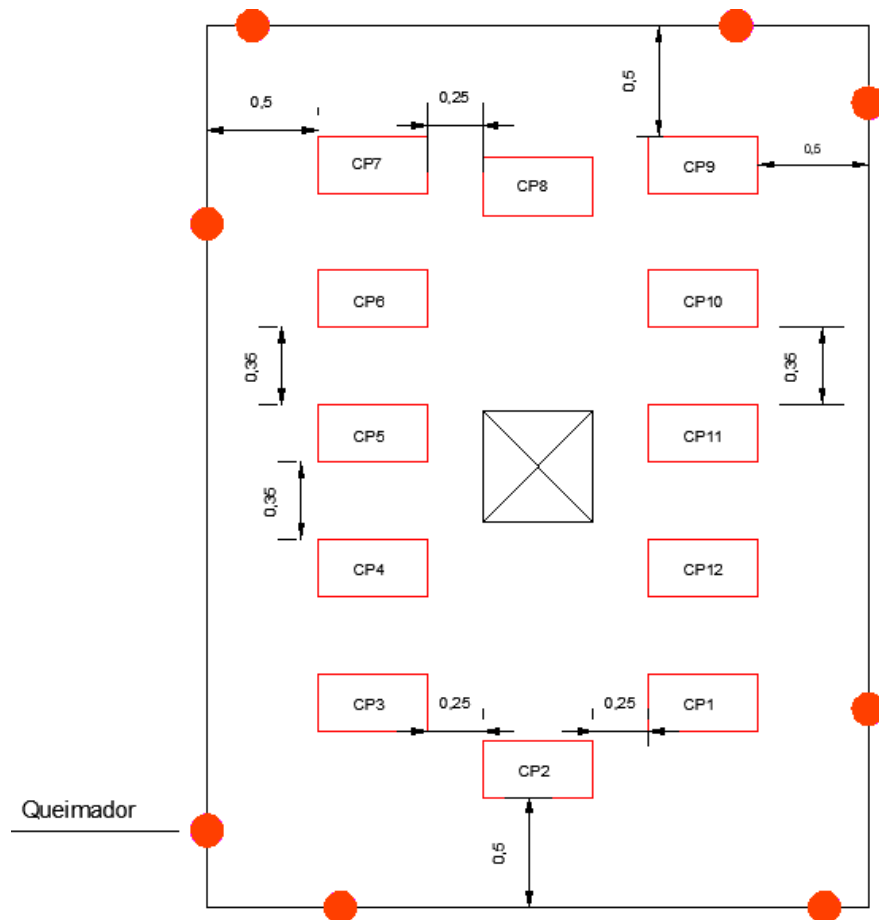
Fonte: Autora da pesquisa.

#### 5.1.4 Posicionamento dos corpos de prova no forno horizontal

Por meio da utilização de um forno horizontal, disponível do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas EESC/USP e com dimensões em planta iguais a 3 m x 4m, foi realizado um estudo na primeira etapa de ensaios dos corpos de prova, de modo a colocá-los no forno da melhor maneira possível para que não houvesse interferência entre eles.

A Figura 5.9 traz a disposição adotada dos corpos de prova mistos e de aço no forno e a Tabela 5.2 destaca a nomenclatura dos corpos de prova ser utilizada nesta etapa, que é dada por CPX, em que X se refere ao traço de concreto utilizado como revestimento, seguindo a nomenclatura utilizada no Capítulo 4 para os concretos desenvolvidos. A exceção é o CP12, pois ele refere-se ao elemento puramente metálico. É importante destacar que a pré-fabricação do posicionamento dos corpos de prova no forno permitiu obter, com maior precisão, os comprimentos dos termopares, a fim de evitar desperdício de material.

Figura 5.9 – Posicionamento dos corpos de prova no forno em planta



Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 5.2 – Nomenclatura para os corpos de prova mistos e de aço produzidos

<b>Traço</b>	<b>Descrição</b>
CP1	Elemento misto: concreto REF
CP2	Elemento misto: concreto SA-CCA
CP3	Elemento misto: concreto SA-MC
CP4	Elemento misto: concreto SA-FC
CP5	Elemento misto: concreto MC-CCA
CP6	Elemento misto: concreto MC-FC
CP7	Elemento misto: concreto CCA-FC
CP8	Elemento misto: concreto SA-MC-CCA
CP9	Elemento misto: concreto SA-MC-FC
CP10	Elemento misto: concreto MC-CCA-FC
CP11	Elemento misto: concreto SA-CCA-FC
CP12	Elemento de aço

Fonte: Autora da pesquisa.

Outro ponto importante a ser destacado se refere ao distanciamento entre os protótipos e os queimadores, pois foi evitada proximidade com os mesmos de modo a não comprometer os resultados. Ressalta-se que os corpos de prova cilíndricos não estão representados na última figura em razão de os mesmos terem sido alocados nas demais regiões disponíveis do piso no interior do forno.

O posicionamento real dos protótipos pode ser visualizado na Figura 5.10, seguindo a esquematização definida na Figura 5.9, possibilitando verificar que os corpos de prova foram revestidos com manta cerâmica em sua parte inferior e nas extremidades, com o objetivo de simular a ação térmica em somente três faces do elemento, semelhante a uma viga cuja face superior protegida por uma laje. Também atentou-se para proteger ganchos (usados para retirada dos elementos) e termopares, como indicado na Figura 5.11.

Figura 5.10 – Posicionamento real dos corpos de prova no forno



Fonte: Autora da pesquisa.



Figura 5.11 – Corpos de prova mistos devidamente protegidos para realização do ensaio em situação de incêndio



Fonte: Autora da pesquisa.

## 5.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS

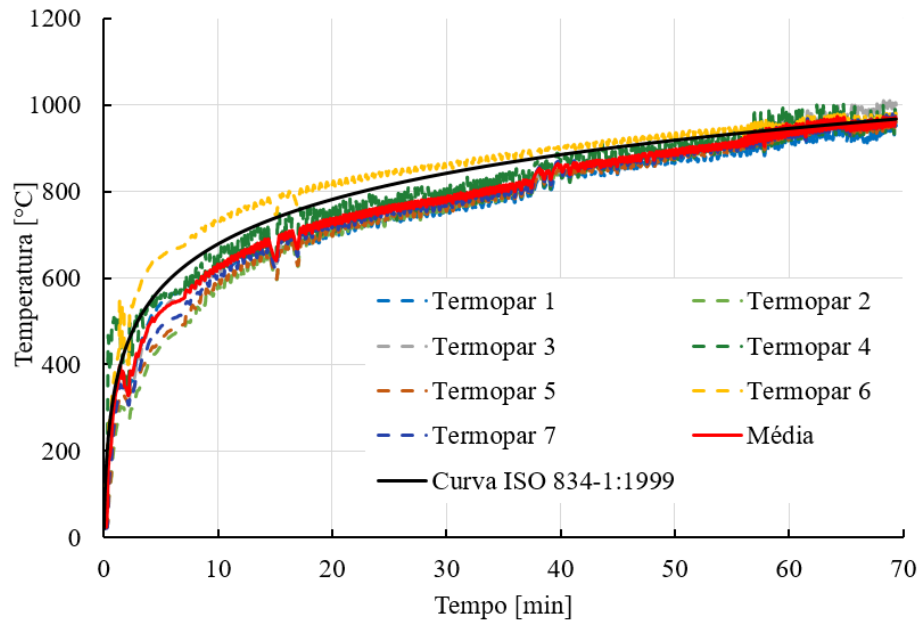
Os elementos mistos foram inseridos no forno horizontal e aquecidos em três faces segundo a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999 com duração de cerca de 68 minutos. O sistema de controle interno do forno possui um total de nove termopares distribuídos de modo a se situarem próximos aos protótipos ensaiados. Entretanto, durante o ensaio dois desses termopares pararam de funcionar, não sendo possível considerá-los para avaliação da evolução da temperatura durante o ensaio. Os resultados obtidos para os sete termopares restantes estão apresentados na Figura 5.12, bem como a média entre eles.

De acordo com as prescrições da ISO 834-1:1999, não é permitido que haja uma diferença superior a 100 °C entre as curvas de aquecimento e de incêndio-padrão após 10 minutos de exposição. Dessa forma, calculada a curva média de aquecimento dos gases e comparando-a com a curva normativa, observou-se que após 10 minutos de exposição não houve valores superiores ao limite imposto pelo código normativo. Dessa forma, pode-se afirmar que neste ensaio o aquecimento seguiu a curva da ISO 834-1:1999.

Após o término do ensaio, o forno foi devidamente desligado e, após 24 horas, o mesmo foi aberto para avaliação dos protótipos. A Figura 5.13 traz este cenário. No que segue, são

apresentados os resultados e as discussões acerca do comportamento térmico dos corpos de prova.

Figura 5.12 - Evolução da temperatura interna do forno durante o ensaio



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.13 - Cenário pós-fogo do forno horizontal

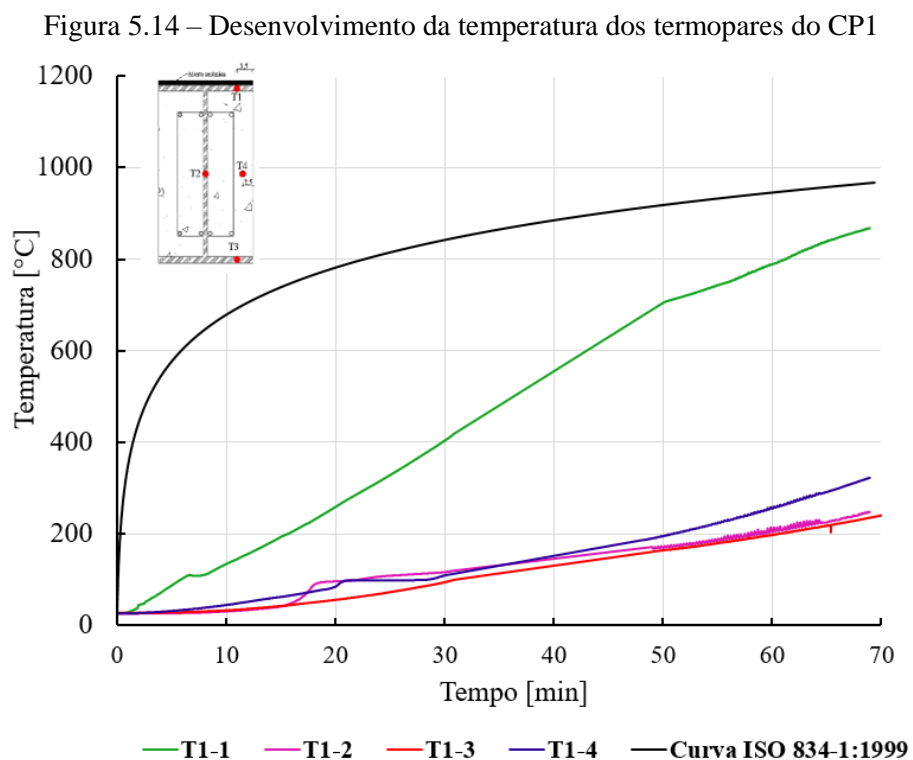


Fonte: Autora da pesquisa.

Ao comparar as Figura 5.10 e Figura 5.13 , observa-se a grande quantidade de fragmentos de concreto espalhados na base do forno. Ocorreu o fenômeno de *spalling* em todos os corpos de prova misto, o que gerou poluição visual deste equipamento. As Figura 5.14, Figura 5.16, Figura 5.18, Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21 trazem a evolução da temperatura em cada termopar dos corpos de prova. Destaca-se os casos do termopares, cujos resultados não foram indicados nos gráficos, em razão das leituras terem apresentado falhas no decorrer do ensaio.

Inicia-se a análise com o corpo de prova cujo perfil de aço foi revestido com o concreto de referência, ou seja, o CP1. Como pode ser observado pela Figura 5.14, o termopar T1.1 apresentou a maior variação de temperatura, de cerca de 861 °C aos 68 minutos de ensaio. Para os demais termopares localizados no perfil metálico (T1.2 e T1.3), para o mesmo tempo, houve diferenças significativas de temperatura em relação ao T1.1, de cerca de 72% e 73%, respectivamente.

Essa diferença de temperatura já era esperada, uma vez que o termopar T1.1 foi posicionado na região mais exposta ao incêndio. O termopar T1.2 estava localizado na parte central do perfil, que possuía como revestimento o concreto, que atuou de forma eficiente como barreira térmica, enquanto, o termopar T1.3 estava localizado na região mais distante da ação térmica que foi revestida por manta cerâmica.



Fonte: Autora da pesquisa.



Para o caso do termopar T1.4, em contato com o concreto de referência, observou-se maior temperatura em relação aos termopares T1.2 e T1.3, onde aos 68 minutos de ensaio registrou uma temperatura de 315 °C. Esse resultado pode ser justificado pelo fato desse termopar estar localizado em uma região mais próxima à face exposta ao incêndio, com cerca de 2,5 cm de profundidade. Apesar disso, houve uma diferença relevante de cerca de 63% em relação às temperaturas obtidas aos 68 minutos de ensaio para os termopares T1.1 e T1.4, demonstrando a eficiência do concreto de referência atuando como barreira térmica ao perfil metálico.

A Figura 5.15 ilustra o CP1 após exposição ao fogo. É possível observar que uma das faces exposta ao fogo permaneceu intacta, sem deslocamento do concreto (Figura 5.15a). No entanto, na outra face ocorreu o deslocamento do concreto, o que tornou aparente os agregados graúdos. Foi observada também a desagregação da superfície e partes do concreto foram separadas de forma gradual e não violentamente durante o incêndio em função da desidratação da matriz cimentícia, seguida pela perda de ligação entre ela e o agregado. Vale ressaltar que as leituras dos termopares foram possíveis ao longo de todo o ensaio, sendo difícil determinar o instante em que iniciou o deslocamento em um dos lados do elemento.

Figura 5.15 - CP1 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



(a)

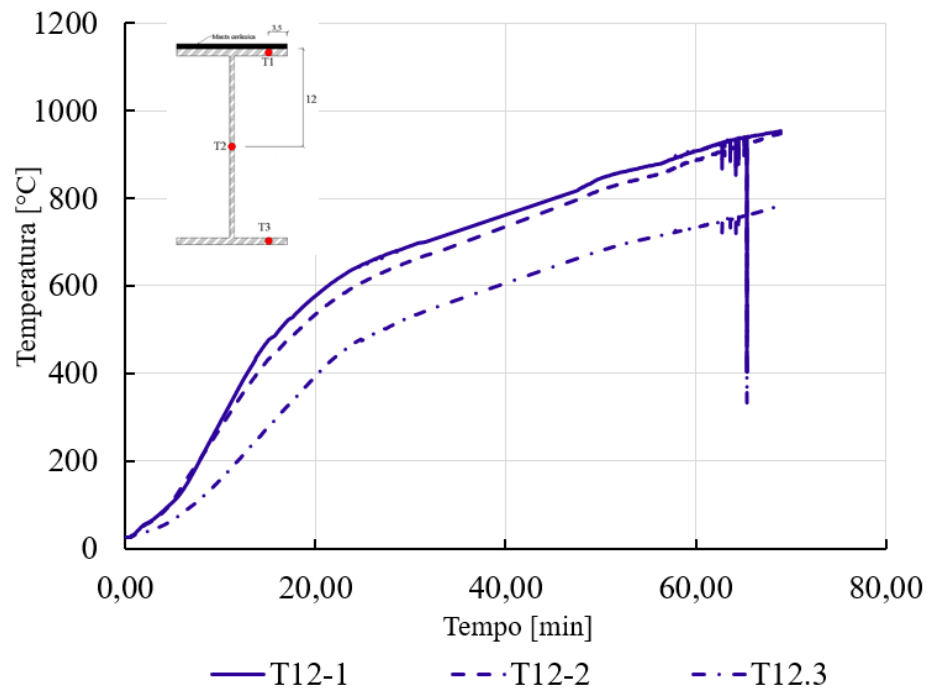
(b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Diferentemente do CP1, o corpo de prova denominado CP12 não apresentou uma camada protetora de concreto, sendo constituído, portanto, somente pelo perfil de aço. A evolução de temperatura dos seus termopares está indicada na Figura 5.16 e o seu estado após

o fogo, na Figura 5.17. A partir da Figura 5.16 observa-se que as temperaturas da seção transversal foram elevadas desde o início do aquecimento, sendo que, em 20 minutos, os termopares T12.1 e T12.2 se encontravam próximos dos 600 °C. Ressalta-se ainda que esses termopares apresentaram temperaturas semelhantes ao longo do ensaio, uma vez que estavam submetidos às mesmas condições térmicas.

Figura 5.16 – Evolução de temperatura dos termopares do CP12



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.17 – CP12 após exposição ao fogo: a) lado 1; b) lado 2



a)



b)

Fonte: Autora da Pesquisa.

Com relação ao termopar T12.3, localizado em uma região revestida com manta cerâmica, o mesmo apresentou menor temperatura em comparação com os demais sensores ao longo de todo tempo, indicando a eficiência isolante do material. Em relação ao aspecto visual do corpo de prova após incêndio, apesar de não ter sido notado um nível elevado de degradação dos componentes da seção transversal, o corpo de prova foi submetido a exposição térmica de cerca de 68 minutos, tempo para ocorrer uma significativa degradação.

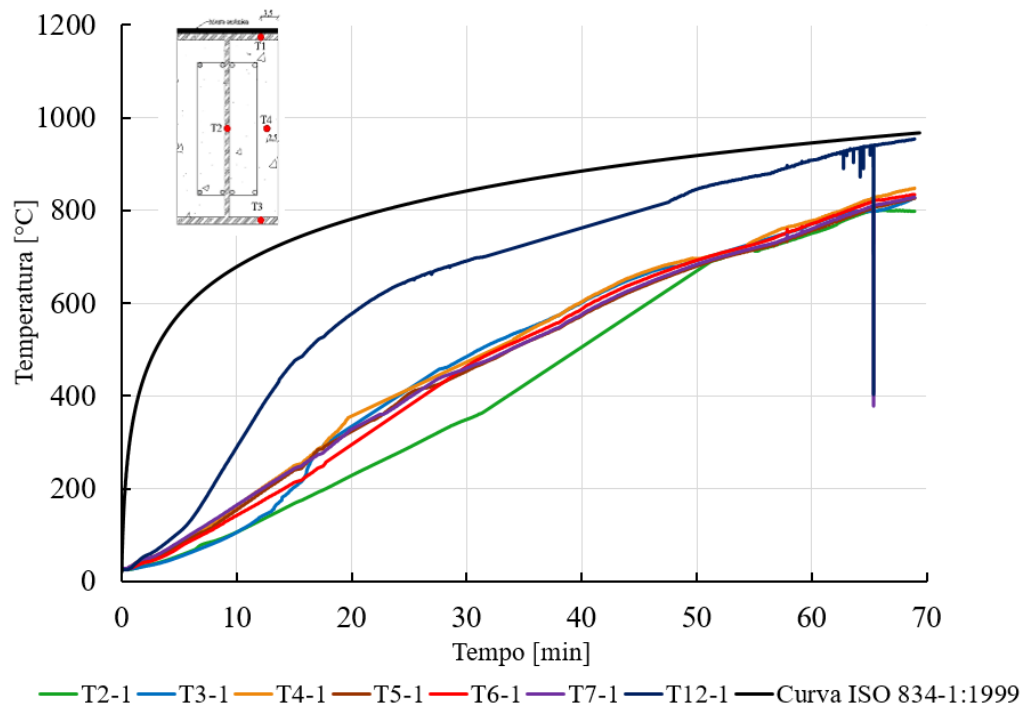
Vale ressaltar que após os 60 minutos de ensaio, a região mais exposta ao fogo do CP12, apresentava temperatura próxima de 950°C. De acordo com a ABNT NBR 14323:2013, nessa temperatura os fatores de redução de resistência ao escoamento e de módulo de elasticidade do aço são, respectivamente, 0,050 e 0,048, ou seja, praticamente o material não apresenta capacidade de suportar solicitações mecânicas. Dessa forma, um incêndio de cerca de uma hora é capaz de comprometer de forma significativa as propriedades do perfil de aço.

Para a análise dos demais corpos de prova mistos com concretos ecoeficientes, optou-se por dividi-los em dois grupos: (i) corpos de prova revestidos com concretos ternários e (ii) corpos de prova revestidos por concretos quaternários. Para realizar uma análise comparativa, os sensores (T1, T2 e T3) localizados no perfil metálico dos protótipos mistos, foram comparados com os dos protótipos puramente metálicos (T12.1, T12.2 e T12.3), e para o caso dos sensores localizados nas regiões dos concretos (T4), as temperaturas foram avaliadas juntamente com termopar T1.4 posicionado no concreto de referência. Com isso, buscou-se avaliar o desempenho desses novos concretos como barreira térmica para o perfil metálico.

A princípio tratou-se dos protótipos revestidos com concreto ecoeficiente obtido pelas misturas ternárias (CP2, CP3, CP4, CP5, CP6 e CP7), sendo os resultados demonstrados nas Figuras 5.18 a 5.21. O primeiro sensor avaliado foi o T1, localizado na mesa do perfil de aço exposto à ação térmica.

A Figura 5.18 esquematiza graficamente os resultados obtidos para esse conjunto de elementos, no qual verificou-se que os sensores T1 dos elementos mistos apresentaram temperaturas bastante semelhantes, variando entre 800 e 840°C em 68 minutos. Nesse aspecto, o termopar T12.1 foi o que apresentou a maior temperatura entre eles, apresentando aos 68 minutos um valor de 950 °C. Esses resultados confirmam a maior vulnerabilidade ao aquecimento para o aço em relação aos elementos mistos de aço e concreto. Isso porque o CP12 apresentou uma elevação da temperatura de cerca de 16% em relação aos elementos mistos revestidos com concretos ecoeficientes, para o caso do termopar T1.

Figura 5.18 – Evolução da temperatura no termopar T1 dos protótipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço.

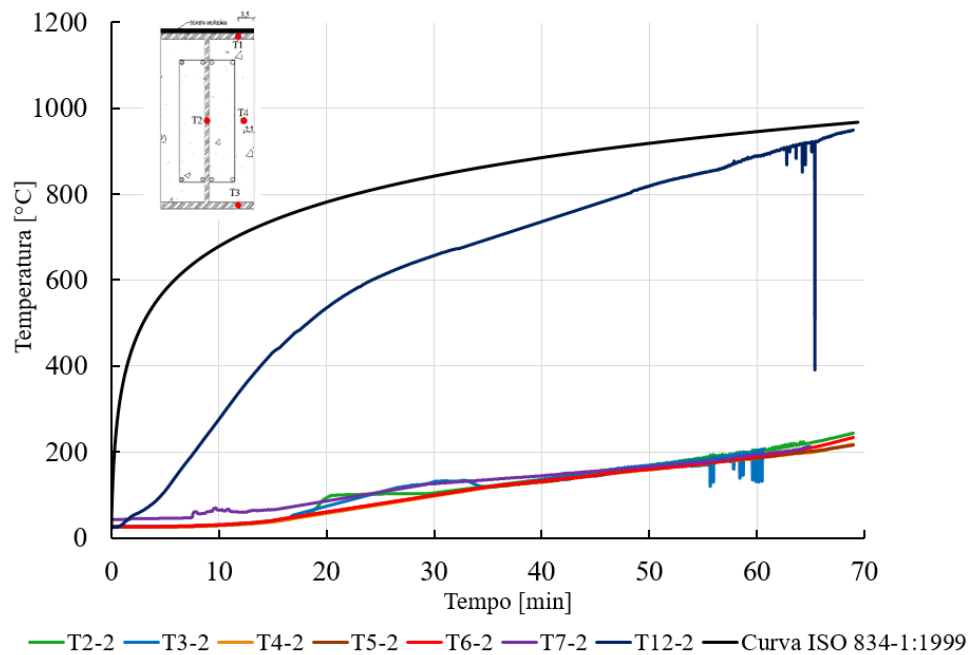


Fonte: Autora da pesquisa.

Por meio da Figura 5.19 é possível visualizar a evolução da temperatura para o caso dos sensores T2 posicionados na parte central da alma do elemento metálico. Nota-se uma redução da temperatura de cerca de 78% para os elementos mistos ao compará-los com o termopar T12.2 do elemento puramente metálico em 68 minutos, possibilitando ratificar a importância desse material como barreira térmica. Como observado na situação anterior, também foi constatado um comportamento uniforme para os sensores T2 dos elementos mistos, pois apresentaram temperaturas semelhantes entre si, exibindo valores na faixa entre 210 e 238 °C aos 68 minutos de ensaio.

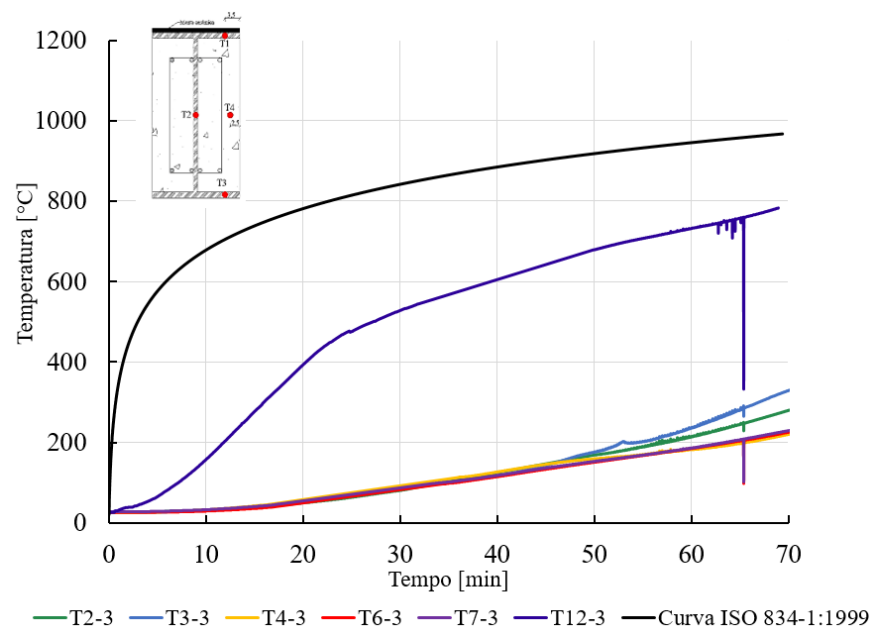
No que segue, o outro sensor localizado no perfil metálico, T3, foi avaliado. De maneira geral, nos elementos mistos revestidos com concretos ternários as temperaturas apresentaram uma maior variação, de cerca de 100 °C, no que diz respeito aos demais termopares (T1 e T2), até aqui discutidos. Como demonstrado na Figura 5.20, o CP3 foi o que exibiu a maior temperatura dos elementos mistos ternários, de 310 °C em 68 minutos. Os menores valores de temperatura, para o mesmo instante, foram obtidos para os protótipos mistos CP4, CP6 e CP7, que apresentaram resultados muito semelhantes, de cerca de 210 °C, 216 °C e 220 °C, respectivamente.

Figura 5.19 - Desenvolvimento da temperatura para o termopar T2 dos protótipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço.



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.20 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T3 dos protótipos mistos com concretos ternários e do elemento de aço.



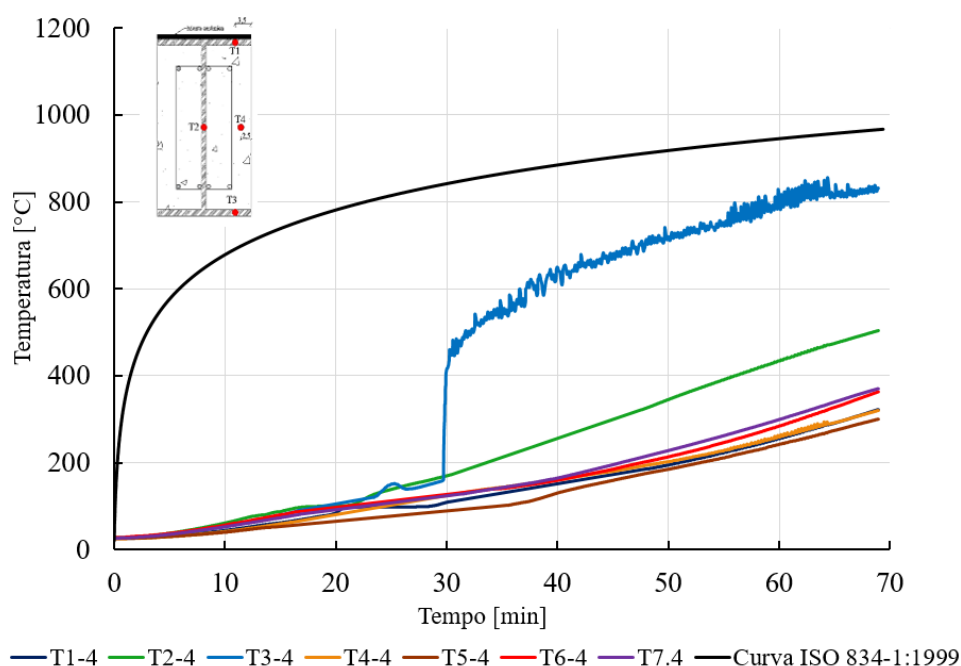
Fonte: Autora da pesquisa.

Contudo, ao avaliar os resultados apresentados pelos sensores localizados na região próxima à face não exposta ao fogo (T3), todos os elementos mistos revestidos com concretos

ecoeficientes ternários apresentaram resultados satisfatórios, uma vez que houve uma considerável redução das temperaturas ao compará-las com o mesmo sensor localizado no protótipo puramente metálico (T12.3). Para o caso do termopar T3.3, que apresentou a maior temperatura aos 68 minutos, houve uma redução de 60%, enquanto para os termopares T4.3, T6.3 e T7.3, as reduções foram ainda maiores, de cerca de 72%.

A Figura 5.21 apresenta os resultados obtidos para os sensores T4 situados a 2,5 cm da face exposta dos concretos ternários. De maneira geral, as temperaturas dos concretos ecoeficientes foram superiores aos valores obtidos nos termopares T2 (localizado na parte central da alma). Isso pode ser justificado pelo fato dos termopares T4 se encontrarem em regiões mais próximas da ação térmica, e, assim, estarem mais suscetíveis ao aquecimento.

Figura 5.21 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T4 dos protótipos mistos com concretos ternários



Fonte: Autora da pesquisa.

No entanto, constatou-se comportamentos térmicos distintos para os concretos ternários avaliados, como foi o caso para o T2.4, que apresentou a maior temperatura aos 68 minutos de ensaio, de cerca de 497°C. Para essa situação o perfil de aço foi revestido com concreto contendo sílica ativa e cinza de casca de arroz como substitutos parciais do cimento.

Com relação ao seu aspecto visual após exposição ao fogo, verificou-se que o protótipo CP2 apresentou, em um dos lados, um alto nível de deslocamento tornando aparente, em alguns pontos, a armadura transversal, conforme pode ser visto na Figura 5.22b. No entanto,



esse ocorrido não comprometeu a leitura do termopar T2.4 ao longo do ensaio, uma vez que este sensor estava localizado na face do protótipo que não sofreu um deslocamento tão severo (Figura 5.22a), como o apresentado pelo outro lado do elemento.

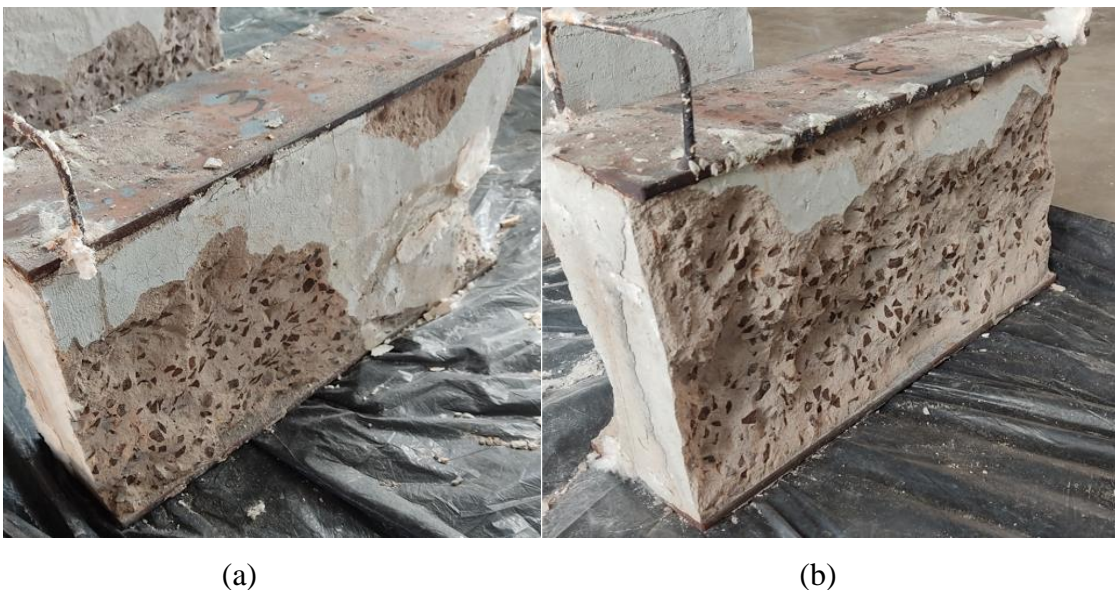
Figura 5.22 - CP2 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da pesquisa.

Para o caso do protótipo CP3, o concreto situado entre as mesas apresentou um nível elevado de deslocamento em ambos os lados do elemento misto. Isso provocou a perda da leitura do termopar T3.4 que situava no concreto, após 30 minutos de exposição ao fogo, como pode ser visto na Figura 5.23.

Figura 5.23 - CP3 após exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da pesquisa.

De acordo com FIB <sup>1</sup>(2003 *apud* PUBLITEC, 2008, p.2), 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 de 150°C a 200°C. Por outro lado, Phan *et al.* (2010) afirmam que a temperatura do concreto no local onde ocorre o lascamento se situa entre 220 °C e 280 °C, geralmente próximo ao cobrimento da armadura.

A partir da análise da Figura 5.21, observa-se que no momento em que o termopar T3.4 parou de efetuar a leitura foi justamente quando ele atingiu aproximadamente as temperaturas mencionadas, indicando que possivelmente esse foi o instante em que ocorreu o lascamento. O *spalling* ocorrido foi do tipo explosivo em virtude dos pedaços de concreto dispostos em todo o forno, apesar de não ter se notado ruídos durante o ensaio.

Em relação aos corpos de prova CP4 e CP5, constituídos pela associação entre o perfil de aço e o concreto com SA-FC e MC-CCA, respectivamente, foram alcançadas as menores evoluções de temperatura para os sensores T4.4 e T5.4, como pode ser observado na Figura 5.21. Nesses elementos, aos 68 minutos de exposição, os termopares localizados a 2,5 cm da superfície dos concretos expostos apresentaram valores de 314°C e 294°C para o T4.4 e T5.4, respectivamente. Essa redução foi da ordem de 40% em relação ao termopar T2.4 que exibiu a maior temperatura entre os sensores localizados nos concretos ternários. Menciona-se ainda que os concretos ternários com SA-FC e MC-CCA apresentaram temperaturas semelhantes ao apresentado pelo sensor T1.4 do protótipo revestido com concreto de referência.

Conforme pode ser visto na Figura 5.24, apesar de exibirem a menor variação da temperatura, os protótipos mistos CP4 e CP5 exibiram em uma das faces deslocamento do concreto (Figura 5.24b e Figura 5.24d). No entanto, visualmente, esses deslocamentos não foram tão severos como os observados para os demais protótipos discutidos até o momento (CP2 e CP3). Por outro lado, a outra face de ambos (Figura 5.24a e Figura 5.24c) permaneceu aparentemente intacta, sem deslocamento, de maneira semelhante ao que aconteceu no CP1.

Por fim, foram constatados resultados semelhantes da evolução da temperatura para os termopares T6.4 e T7.4 localizados no concreto, como pode ser verificado na Figura 5.21, nos quais as temperaturas aos 68 minutos de exposição foram de 354°C e 363°C, respectivamente. À vista disso, verificou-se que para os casos dos sensores localizados nas regiões dos concretos (T4), os concretos dos CP6 e CP7 apresentaram um comportamento térmico intermediário

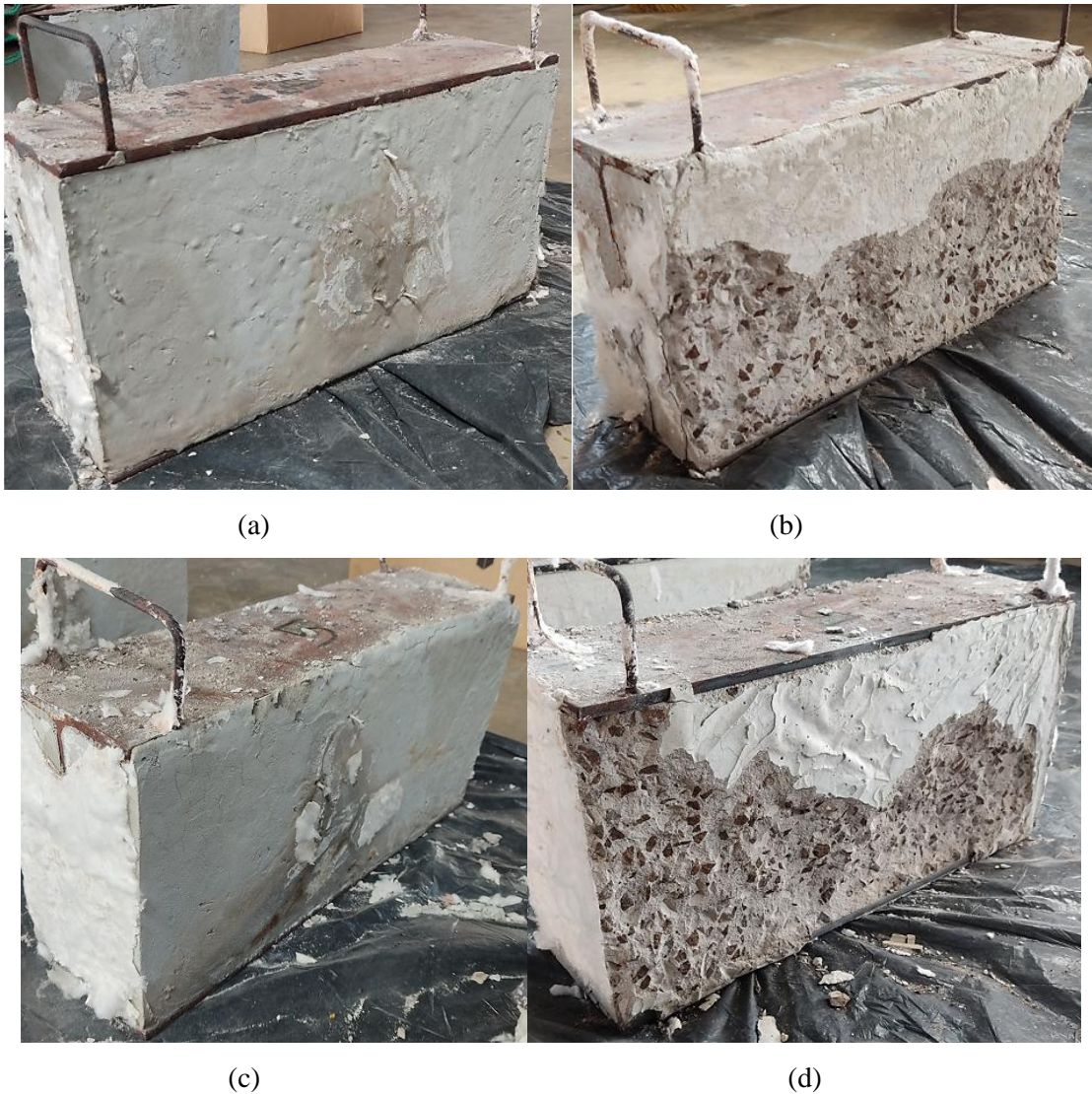
---

<sup>1</sup> 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>.



frente ao conjunto de elementos mistos avaliados, considerando o revestimento com concretos ternários.

Figura 5.24 – Protótipos após exposição ao fogo: CP4 a) lado 1; b) lado 2 e CP5 c) lado 1; d) lado 2



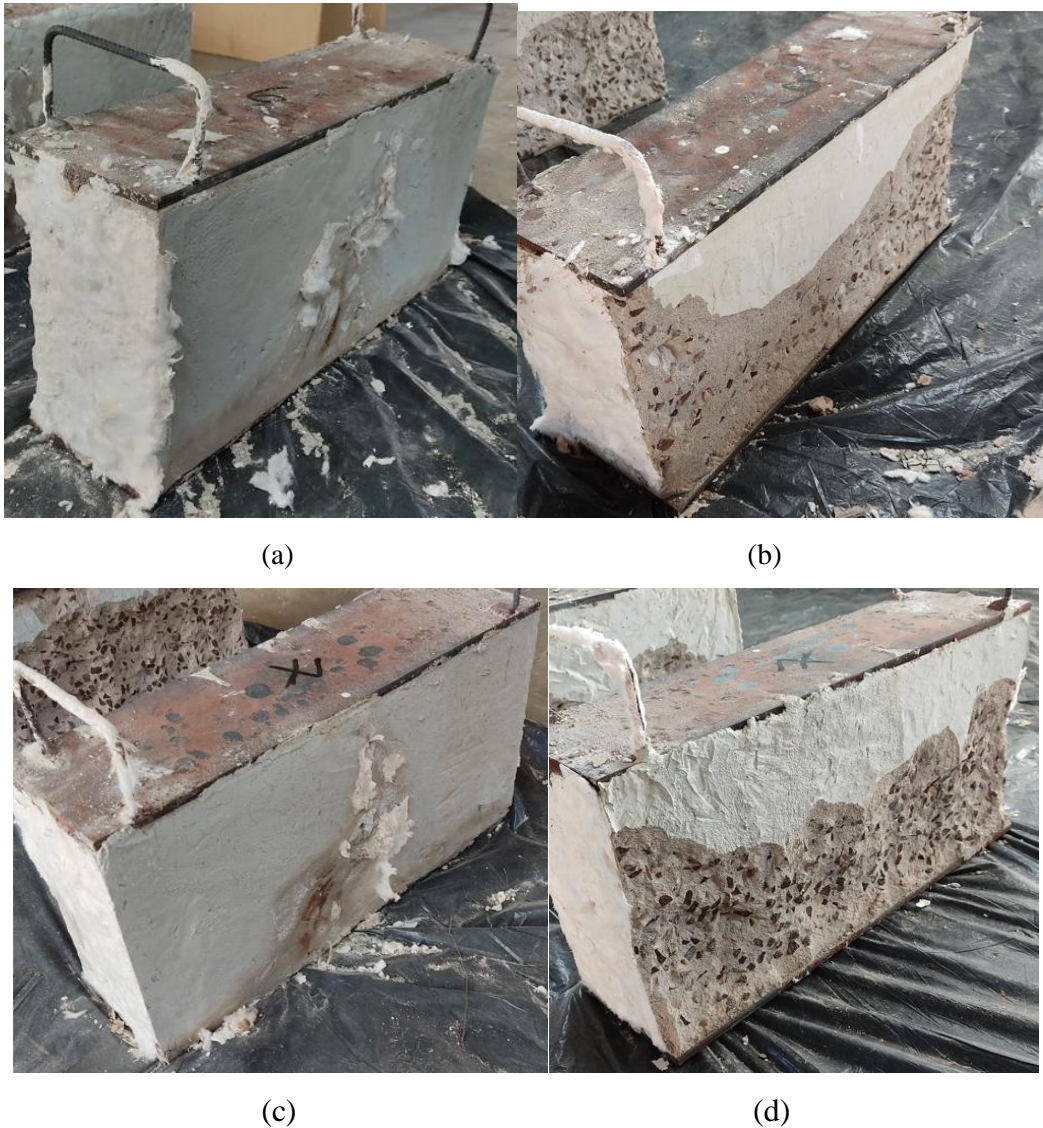
Fonte: Autora da pesquisa.

Sobre as condições após exposição à ação térmica desses elementos, é possível visualizar pela Figura 5.25 que apenas uma das faces com concreto apresentou deslocamento (Figura 5.25b e Figura 5.25d), da mesma maneira ao que foi observado para os protótipos CP1, CP4 e CP5.

Em Cree *et al.* (2013) se menciona que existem diversos parâmetros que podem aumentar o risco de *spalling* do concreto, tais como aumento do teor de umidade, redução da permeabilidade, diminuição da resistência à tração e aumento da taxa de aquecimento. Ma *et*

*al.* (2015) ainda complementam que a alta resistência do concreto geralmente é obtida pela densificação da sua microestrutura para reduzir sua permeabilidade. Com isso, quando exposto a altas temperaturas, o vapor gerado não escapa facilmente do concreto, resultando em uma maior poropressão e, conseqüentemente, no lascamento do material.

Figura 5.25 - Protótipos após exposição ao fogo: CP6 a) lado 1; b) lado 2 e CP7 c) lado 1; d) lado 2



Fonte: Autora da pesquisa.

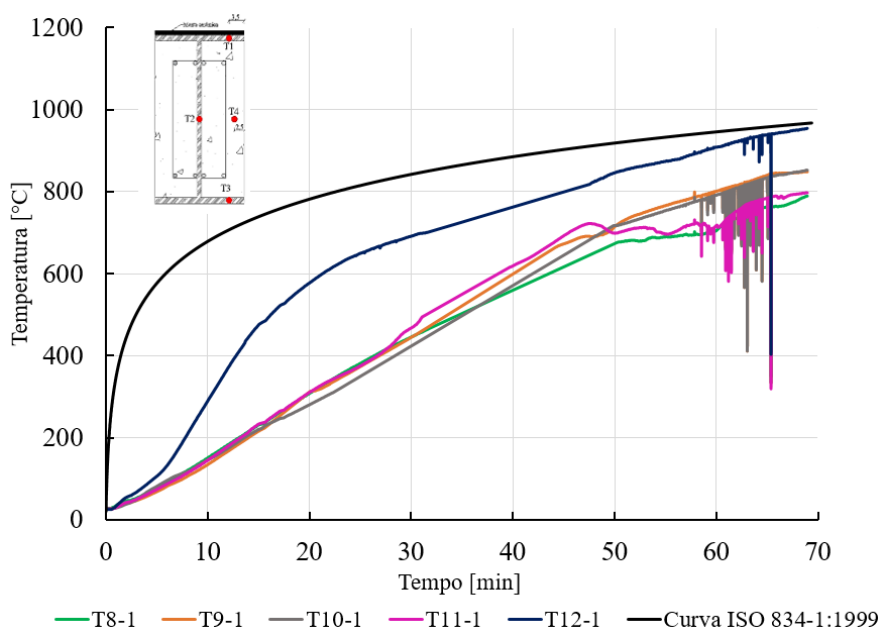
Nesse sentido, embora tenha sido realizado o controle do teor de umidade desses concretos, como apresentado no item 5.1.3, com o objetivo de evitar a presença de água livre no material e ser um possível potencializador para o *spalling* (KODUR *et al.*, 2000; MA *et al.*, 2015), ainda assim foi verificado um intenso deslocamento nos concretos ternários. Esse fato



pode estar associado à presença de uma maior quantidade de materiais finos, que proporcionam o refinamento dos poros e, com isso, uma microestrutura mais densa, aumentando as poropressões que surgem em seu interior durante o incêndio, o que aumenta a ocorrência do *spalling*. Este fato foi constatado no item 4.5.4, onde os concretos ternários apresentaram valores reduzidos para o índice de vazios, com valores variando entre 3 e 6%.

No que segue, a mesma análise térmica comparativa foi realizada considerando o segundo conjunto de concretos, isto é, avaliando os termopares (T1, T2, T3 e T4) dos protótipos mistos com concretos obtidos de misturas quaternárias (CP8, CP9, CP10 e CP11). A Figura 5.26 traz a evolução da temperatura para o termopar T1 localizado na mesa do perfil metálico dos protótipos mistos quaternários e puramente metálico.

Figura 5.26 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T1 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico

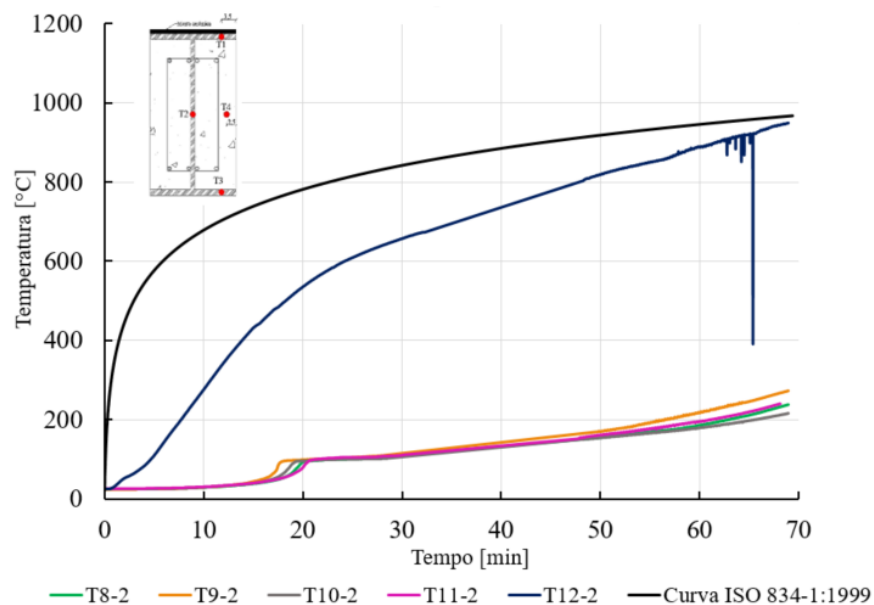


Fonte: Autora da pesquisa.

Observa-se que, de maneira semelhante ao que foi observado para os elementos com concretos ternários, o T12.1 também foi o que apresentou a maior temperatura em relação aos sensores dos elementos mistos quaternários (T8.1, T9.1, T10.1 e T11.1). No instante de 68 minutos as temperaturas não sofreram grandes variações para os elementos mistos, estando na faixa de 780°C a 848°C. Dessa forma, a presença do concreto como revestimento proporcionou uma redução de temperatura para o termopar T1 de 11 a 18%.

No entanto, foi possível observar uma redução de temperatura ainda maior para o caso dos termopares localizados na parte central da alma do perfil metálico (T2) revestidos com os concretos quaternários (T8.2, T9.2, T10.2 e T11.2), como indicado na Figura 5.27. Para essa situação, aos 68 minutos de exposição, o maior e o menor valores de temperatura foram de 267°C para o termopar T9.2 e 208°C para o termopar T10.2, respectivamente. Com isso, obteve-se uma redução da temperatura de 72 a 78% para o caso dos protótipos revestidos com os concretos ecoeficientes, ao comparar à temperatura do sensor T12.2 do elemento metálico.

Figura 5.27 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T2 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico

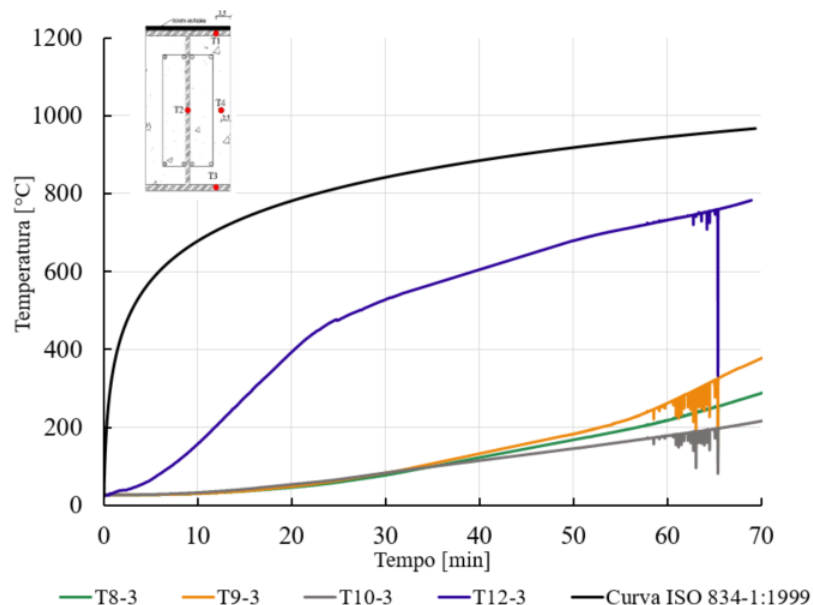


Fonte: Autora da pesquisa.

Do mesmo modo, os sensores T3 dos protótipos mistos apresentaram uma redução significativa da temperatura, como pode ser observado na Figura 5.28. No entanto, entre os termopares T8.3, T9.3 e T10.3 notou-se uma maior variação, entre 208°C e 355°C em 68 minutos de exposição.

Nesse aspecto, o termopar T9.3 foi o que apresentou a maior temperatura entre eles, de 355 °C. Essa região onde se localizava esse sensor encontrava-se revestida com manta cerâmica. Entretanto, para alguns sensores, a temperatura foi superior ao sensor localizado na alma perfil metálico (T2). A ocorrência do *spalling* em regiões próximas a esse termopar pode justificar tal efeito, por permitir uma maior exposição ao fogo em relação às demais regiões com a perda da camada protetora do concreto. Mais adiante serão apresentados maiores detalhes sobre o aspecto visual desses elementos.

Figura 5.28 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T3 dos protótipos mistos com concretos quaternários e puramente metálico



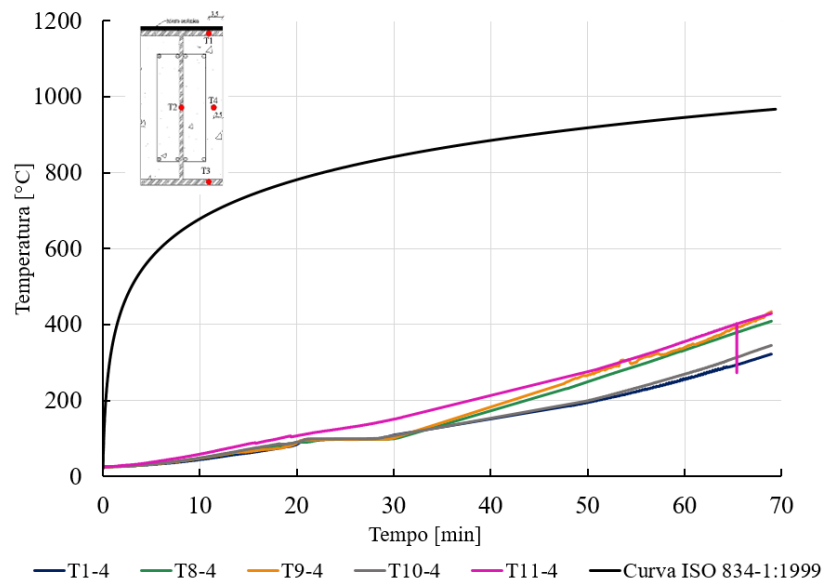
Fonte: Autora da pesquisa.

Depois de avaliados os resultados das temperaturas apresentadas pelos corpos de prova mistos com concreto quaternários (CP8, CP9, CP10 e CP11) para os sensores localizados no perfil metálico (T1, T2 e T3), partiu-se para uma análise comparativa entre a evolução da temperatura dos sensores T4 localizados na região do concreto. Ressalta-se que o termopar T4.1 também foi inserido na análise, de modo a comparar o comportamento térmico dos concretos contendo sistemas quaternários frente ao concreto de referência.

Desse modo, de acordo com a Figura 5.29, verificou-se que todos os concretos ecoeficientes apresentaram temperaturas maiores ou próximas às do concreto de referência (T4.1) durante todo o tempo de exposição ao fogo. Neste contexto, destaca-se o protótipo CP10 (T10.4), cuja diferença foi de apenas 7% em relação ao concreto de referência (T4.1).

Em relação ao seu aspecto visual após aquecimento, é possível observar pela Figura 5.30 que o concreto do CP10 se mostrou bastante degradado em função das fissuras aparentes, embora tenha ocorrido deslocamento superficial do material em apenas uma de suas faces. Como mencionado anteriormente, a presença das adições minerais, como a sílica ativa, o metacaulim, a cinza de casca de arroz e o fíler calcário para esse tipo de concreto, potencializa uma microestrutura densa do material e, com isso, o aumento da propressão em altas temperaturas, sendo um possível causador do fenômeno de *spalling*.

Figura 5.29 - Desenvolvimento da temperatura para os termopares T4 dos protótipos mistos com concretos quaternários e de referência



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.30 - CP10 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da pesquisa.

No entanto, esse fenômeno foi mais agressivo para o caso dos concretos quaternários dos protótipos CP8, CP9 e CP11, como pode ser observado nas Figura 5.31, Figura 5.32 e Figura 5.33. De modo geral, a evolução das temperaturas medidas pelos sensores T4 foram semelhantes entre eles, mas exibiram os maiores valores de temperatura em relação ao concreto quaternário CP10 e o concreto de referência (CP1), como demonstrado na Figura 5.29.



Esse fato pode ser justificado ao verificar o aspecto visual desses elementos após exposição ao fogo. Nesses casos, os concretos entre as mesas apresentaram um alto nível de deslocamento tornando aparente, em alguns pontos, as armaduras longitudinais e transversais, como também uma maior exposição da mesa do perfil de aço. Isso explica os resultados dos sensores T3 desses elementos apresentarem maiores temperaturas em relação ao CP10, como discutido anteriormente.

Figura 5.31 - CP8 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da Pesquisa (2022).

Figura 5.32 - CP9 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da Pesquisa.

Figura 5.33- CP11 após a exposição ao fogo: (a) lado 1 e (b) lado 2



Fonte: Autora da Pesquisa.

Conforme discutido ao longo deste item, a presença de maiores quantidades de adições minerais com diferentes granulometrias, permite uma redução da permeabilidade dos concretos quaternários. Como foi observado no item 4.5.4, esses concretos apresentaram baixos índices de vazios, cujos valores variaram entre 3 e 4%. Diante do exposto, o elevado nível de deslocamento pode estar associado ao aumento da pressão nos poros dos concretos quando estes foram expostos às altas temperaturas.

### 5.3 ANALISE DOS CONCRETOS PÓS-FOGO

Visando avaliar o comportamento dos concretos ecoeficientes após exposição a elevadas temperaturas, foram moldados corpos de prova cilíndricos, inseridos juntamente com os elementos mistos no forno, e avaliados em situação de incêndio quanto à sua resistência à compressão, módulo de elasticidade dinâmico e microscopia eletrônica de varredura.

Após a exposição ao fogo, alguns corpos de prova ficaram completamente comprometidos, como pode ser visto na Figura 5.34. No entanto, aqueles que estavam íntegros depois da ação térmica foram ensaiados à compressão a fim de avaliar sua resistência residual, uma vez que sua determinação é de particular interesse no projeto de segurança de estruturas contra incêndio.



Figura 5.34 - Degradação dos corpos de prova cilíndricos pós-fogo



Fonte: Autora da Pesquisa.

Quanto às outras propriedades, como o módulo de elasticidade dinâmico e velocidade de propagação do pulso ultrassônico, não foi possível determiná-las, uma vez que o equipamento não emitiu resultados consistentes, fato que pode estar associado ao elevado grau de comprometimento do material depois da ação térmica, devido a presença de microfissuras.

No que segue, foi realizado o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) associado à espectroscopia de raios X por dispersão em energia (EDX). Para realização do MEV, foram produzidas onze amostras, uma para cada traço, a fim de obter maiores informações a respeito dos concretos ecoeficientes produzidos após exposição à ação térmica.

Conforme discutido no item 5.2, o ensaio em elevadas temperaturas durou cerca de uma hora. Ao atingir esse tempo, o forno foi desligado e permaneceu fechado por 24 horas até que as temperaturas alcançassem um nível ideal para que fosse possível a entrada e análise dos protótipos. Passado um dia, os corpos de prova cilíndricos foram revestidos por plástico filme e armazenados em caixas, evitando qualquer contato direto com a umidade e o ar e, assim, evitando a ocorrência de um processo de reidratação e/ou carbonatação, o que poderia alterar os resultados pós-fogo. Os protótipos somente vieram a ser manipulados na véspera do MEV quando foi necessário preparar as amostras.

Diante do exposto, nos itens a seguir são apresentados os resultados obtidos ao realizar os ensaios de resistência à compressão residual e microscopia eletrônica de varredura (MEV), após os concretos serem expostos a elevadas temperaturas.

### 5.3.1 Resistência à compressão residual

De acordo com Kodur (2014), fatores como resistência do concreto à temperatura ambiente, taxa de aquecimento, tempo de exposição ao fogo e temperatura, influenciam igualmente a resistência à compressão residual do concreto em temperaturas elevadas. Nesse sentido, conhecer a temperatura que o concreto atingiu no último instante do ensaio torna-se necessário para uma avaliação mais consistente. Para isso, foi considerado o termopar T4, localizado na região do concreto exposta ao fogo, sendo os resultados aproximados da temperatura máxima expressos na Tabela 5.3 .

Conforme discutido no item anterior, em virtude da perda de leitura, não foi possível determinar a evolução da temperatura durante todo o tempo de exposição ao fogo do termopar T4 presente no CP3 (T4.3). No entanto, é possível se ter uma previsão da temperatura mínima ao observar as maiores intensidades medidas para o caso dos concretos ternários. Para esse grupo observou-se a maior temperatura do concreto, sendo razoável então dizer que, no mínimo, a temperatura do concreto mais exposto do CP3 foi de 497 °C.

Tabela 5.3– Temperatura atingida pelos corpos de prova incendiados

<b>Corpo de prova</b>	<b>Temperatura Máxima (°C)</b>
CP1	315
CP2	497
CP3	160*
CP4	314
CP5	294
CP6	354
CP7	363
CP8	401
CP9	419
CP10	337
CP11	422

\* Última temperatura medida pelo termopar

Fonte: Autora da Pesquisa.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão para todos os concretos, antes e após o aquecimento, são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de resistência à compressão antes e após exposição ao fogo

Concreto	Resistência à compressão (MPa)		
	20 °C		Pós-fogo
	28 dias	91 dias	
CP1	55,5	68,0	11,88 (17%)
CP2	52,4	66,4	11,05 (17%)
CP3	53,4	63,7	12,17 (19%)
CP4	50,9	63,2	13,60 (22%)
CP5	55,2	60,5	10,68 (18%)
CP6	50,2	58,2	13,19 (23%)
CP7	40,2	50,6	13,02 (26%)
CP8	47,9	65,9	13,13 (20%)
CP9	52,0	70,0	-
CP10	45,8	50,2	9,24 (18%)
CP11	48,7	64,9	6,34 (10%)

O valor indicado entre parênteses é a razão entre a resistência obtida após a exposição a máxima temperatura e a resistência em temperatura ambiente com idade de 91 dias, compatível com a idade de ensaio

Fonte: Autora da pesquisa.

De forma geral, após 28 dias os concretos ecoeficientes apresentaram uma melhoria significativa da resistência à compressão em temperatura ambiente, apresentando resultados semelhantes ao concreto somente com sílica ativa (concreto de referência). Contudo, após exposição a temperaturas superiores a 300°C, todos os concretos sofreram reduções significativas na resistência à compressão.

Desse modo, com relação aos concretos contendo misturas ternárias, as resistências à compressão residuais variaram em cerca de 17% a 26% das resistências à temperatura ambiente. Para os concretos quaternários, as resistências à compressão residuais foram ainda inferiores, com de cerca de 10 a 20% das resistências em temperatura ambiente.

É importante ressaltar que esses valores para a resistência residual foram similares ao apresentado pelo concreto de referência (somente com sílica ativa) após exposição a 315°C, com de cerca de 17%. Outros pesquisadores também indicaram severa perda de propriedades mecânicas para concretos de alta resistência quando foram produzidos com 10% de sílica ativa, em relação ao CAR somente com cimento Portland, onde as temperaturas na faixa de 300°C a 500°C apresentaram resistência à compressão residual de cerca de 20 a 40%

(RAVINDRARAJAH *et al.*, 2002; PHAN; CARINO, 2002; NOUMOWÉ, 2003; BEHNOOD; ZIARI, 2008).

Os estudos apontam para o fato das adições minerais produzirem uma zona de transição pasta/ agregado mais densa, devido às suas partículas finas e à reação pozolânica. Durante a expansão do agregado e a retração da pasta de cimento hidratada, quando exposto a temperaturas elevadas, maiores concentrações de tensão são produzidas na zona de transição. Com isso, há maior sensibilidade da ligação entre o agregado e a pasta contendo maiores níveis de adições minerais (misturas ternárias e quaternárias) do que o concreto somente com cimento Portland. Assim, maiores perdas de resistência ocorrem em concretos com esse sistemas, após aquecimento.

Em geral, o item 2.6 ilustrou que estudos de resistência ao fogo realizado em concreto contendo misturas de dois ou mais materiais cimentícios suplementares são escassos. No entanto, da mesma forma que para misturas binárias, trabalhos anteriores relatam perda significativa da resistência à compressão com a presença de maiores quantidades de adições minerais nas misturas de concreto de alta resistência.

Em Poon *et al* (2001) foram estudados os efeitos de concretos de alta resistência com agregados de granito, com 10% de sílica ativa e 10% de 20% de cinza volante, onde durante o aquecimento a uma taxa de 2,5°C/min, lascamento severo e fissuras foram observados em todas as amostras entre 400 e 600°C. Os concretos ternários apresentaram desempenho inferior ao do CAR somente com cimento Portland após 400°C. Resultados semelhantes foram observados por Cree *et al.* (2013) para CAR combinados com outras adições minerais como CCA-FC e SA-FC, onde demonstraram resistência à compressão residual de cerca de 15%, quando exposto a temperaturas de 400°C.

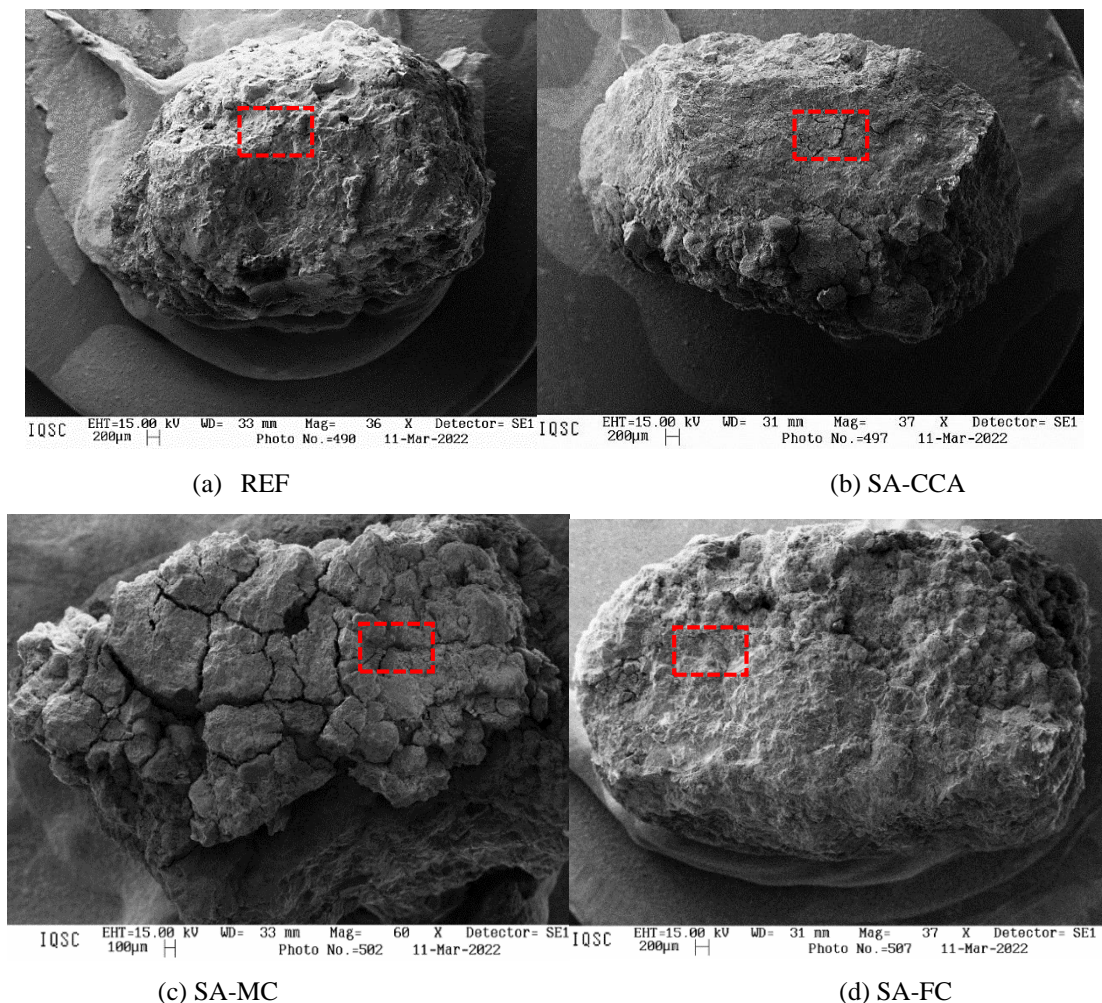
De modo geral, a redução da resistência mecânica ocorre devido às mudanças nas composições físicas e químicas do concreto aquecido, o que leva a microfissuras internas decorrentes da expansão térmica dos agregados e retração da pasta. Além disso, mudanças decorrentes do movimento de umidade, através da perda de água livre e da água adsorvida com o aumento da temperatura, enfraquecimento da matriz e deterioração da zona de transição, contribuem para a perda da resistência à compressão inicial, até a temperatura de 300°C. Em temperaturas acima de 400°C, conforme discutido no item 2.6.1.1, a redução da resistência inclui a desidratação e desintegração dos produtos de hidratação como o hidróxido de cálcio (CH) e a perda de rigidez devido à decomposição do gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) em temperaturas próximas a 600°C.

### 5.3.2 Análise microestrutural

Para a realização dessa análise, as onze amostras dos concreto do estudo foram coletadas pelo método tradicional pois, de acordo com Silva Filho e Helene (2011), não há um processo normatizado para coleta de amostras incendidas. Desse modo, uma série de cortes foram realizados em testemunhos, embora se tenha ciência que tal procedimento pode trazer fissuras adicionais ao material e influenciar os resultados do MEV.

No que segue, serão apresentadas as fotomicrografias de MEV para cada concreto produzido, buscando analisar os compostos e produtos gerados no concreto ao utilizar as adições minerais em temperatura ambiente e em altas temperaturas. A Figura 5.35 traz uma visão superficial das amostras fraturadas por meio de ampliação sucinta das imagens, nas quais estão indicados os locais de estudo. De maneira geral, elas se encontravam bastante porosas e fragmentadas, demonstrando o efeito da degradação pela ação térmica.

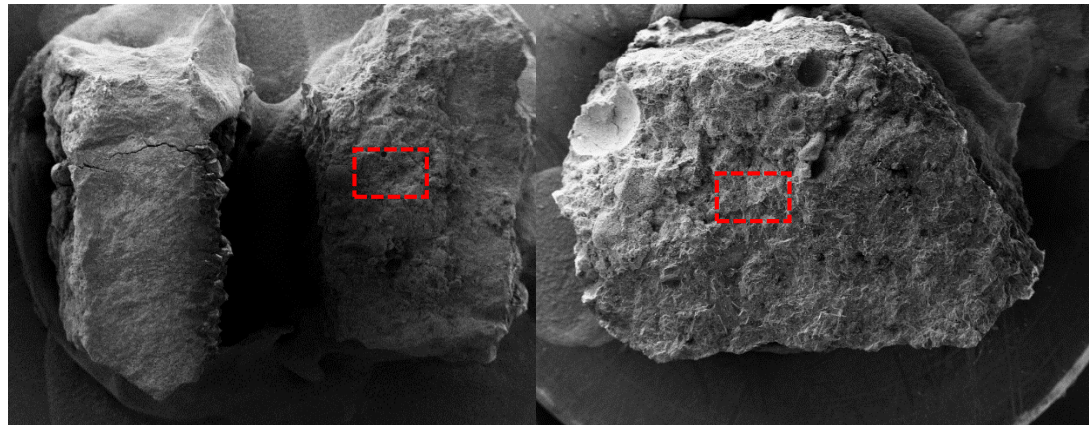
Figura 5.35 – Visualização superficial das amostras fraturas pelo MEV pós incêndio



Continua

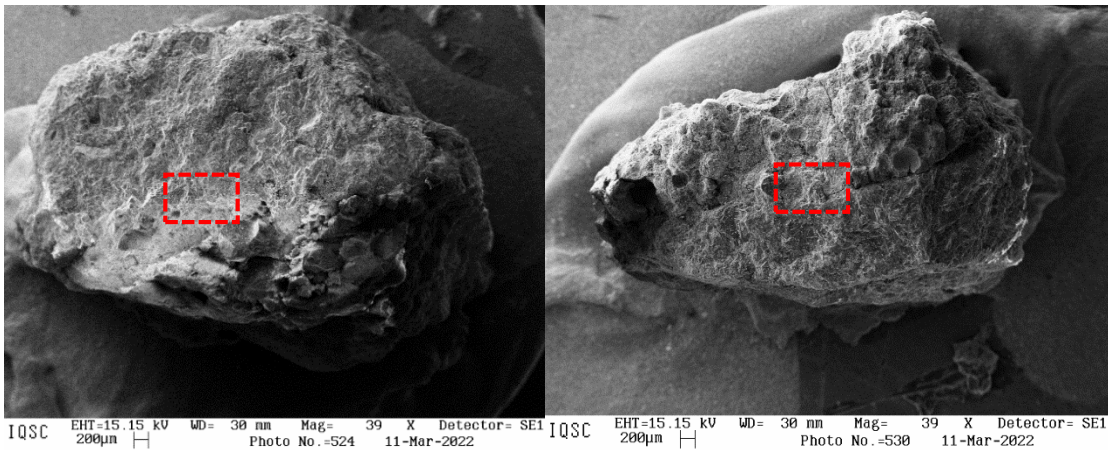


Figura 5.35 – Visualização superficial das amostras fraturas pelo MEV pós incêndio (continuação)



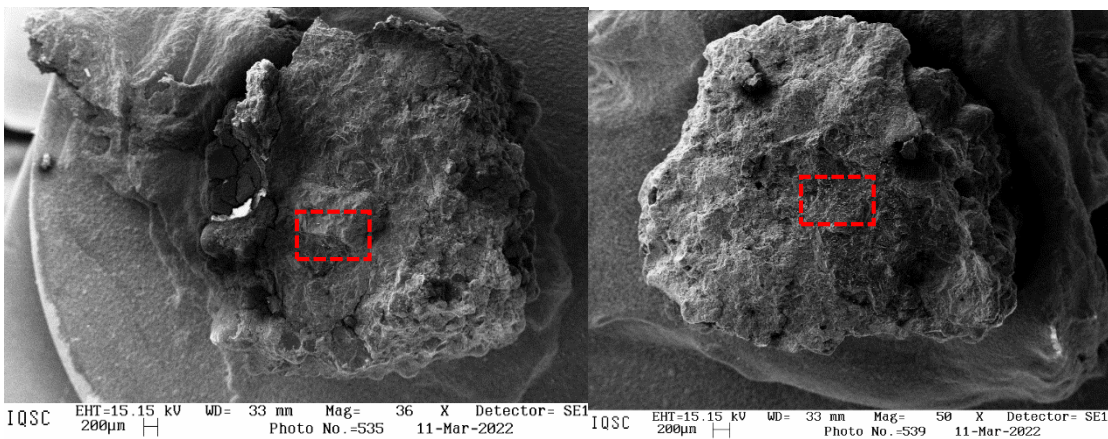
(e) MC – CCA

(f) MC -FC



(g) CCA-FC

(h) SA-MC-CCA

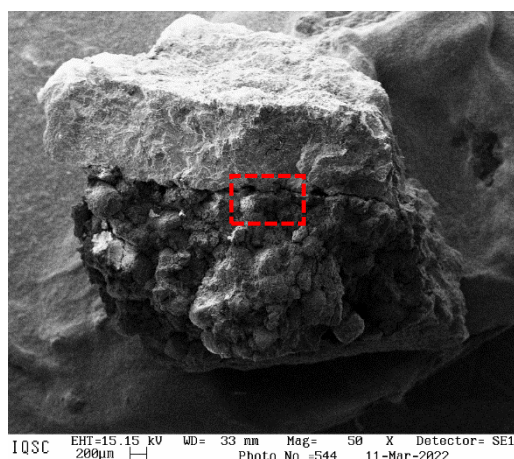


(i) SA-MC-FC

(j) MC-CCA-FC

Continua

Figura 5.35 – Visualização superficial das amostras fraturas pelo MEV pós incêndio (continuação)



(k) SA-CCA-FC

Fonte: Autora da pesquisa.

Os estudos encontrados na literatura, quando utilizam a técnica da MEV para quantificar as alterações físicas, químicas e mineralógicas dos concretos pós fogo, normalmente seguem um mesmo padrão. Os corpos de prova são aquecidos a temperaturas pré-definidas e, em seguida, as amostras são retiradas e analisadas microscopicamente (PENG; HUANG, 2008; KIM; YUN; PARK, 2013; RASHAD, 2015; JU *et al.*, 2017).

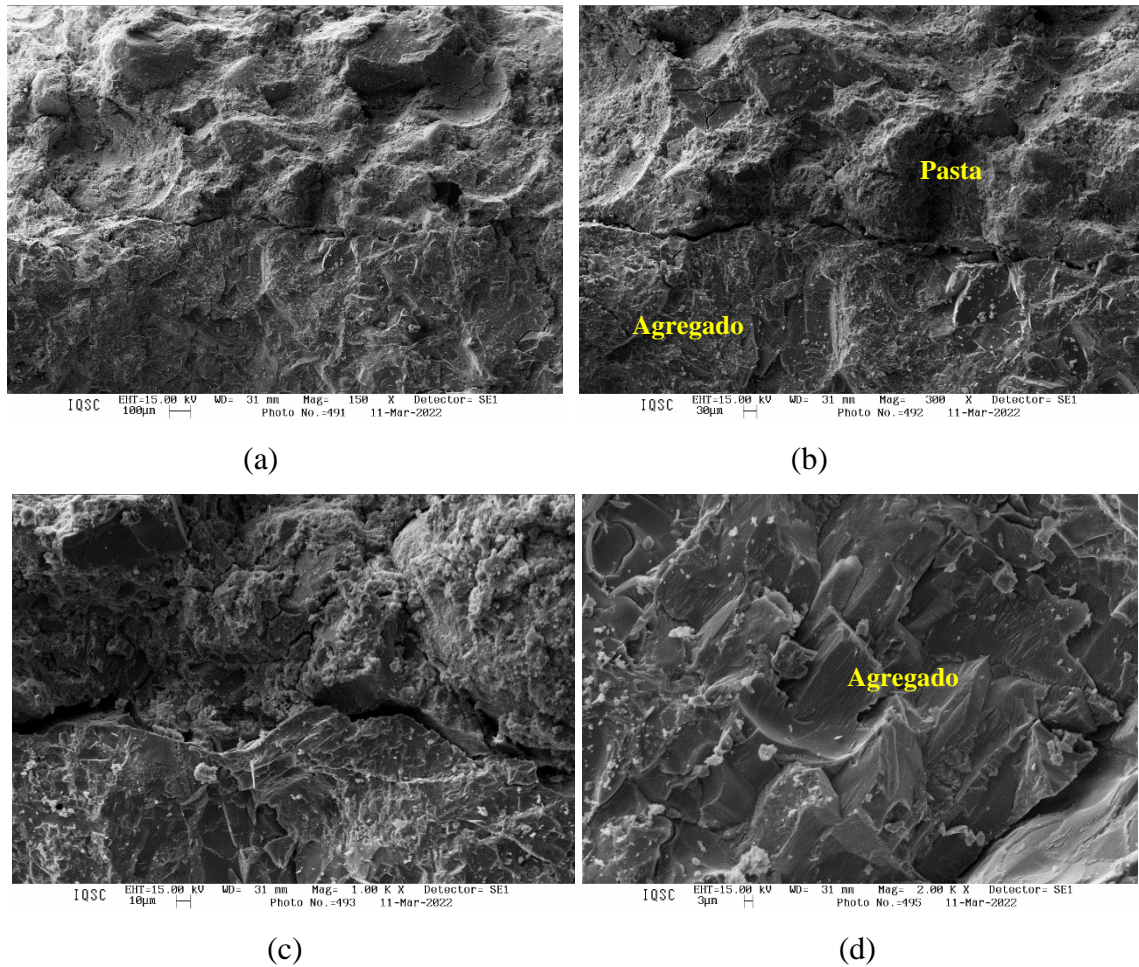
Na presente pesquisa, todos os corpos de prova foram aquecidos por meio da curva de incêndio padrão com duração de cerca de uma hora, apresentando, no final do processo, as temperaturas indicadas na Tabela 5.3. Dessa forma, não foi possível acompanhar a variação do comportamento microestrutural dos materiais com a temperatura, como normalmente é feito nos estudos sobre o comportamento do concreto sob altas temperaturas. As Figuras 5.36 a 5.46 apresentam a microestrutura de cada concreto pós fogo.

De modo geral, a microestrutura dos concretos ecoeficientes se assemelha à do concreto de referência após a exposição a temperaturas de cerca de 300°C a 500°C, no que diz respeito à desidratação da matriz cimentícia, de modo que há a predominância de uma estrutura mais fraca devido à presença de microfissuras e ao grande volume de vazios, que aumentaram a porosidade do material.

A exposição à elevada temperatura faz com que a pasta de cimento sofra uma série de mudanças físicas e químicas irreversíveis que levam à decomposição dos produtos de hidratação (MALIK *et al.*, 2021). Com base na Tabela 5.3, verifica-se que todos os concretos, após uma hora de ação térmica, apresentaram temperaturas acima de 300°C, onde alguns concretos ternários e quaternários apresentaram temperaturas próximas a 500°C.



Figura 5.36 – Fotomicrografia pelo MEV do concreto de referência em 315 °C.



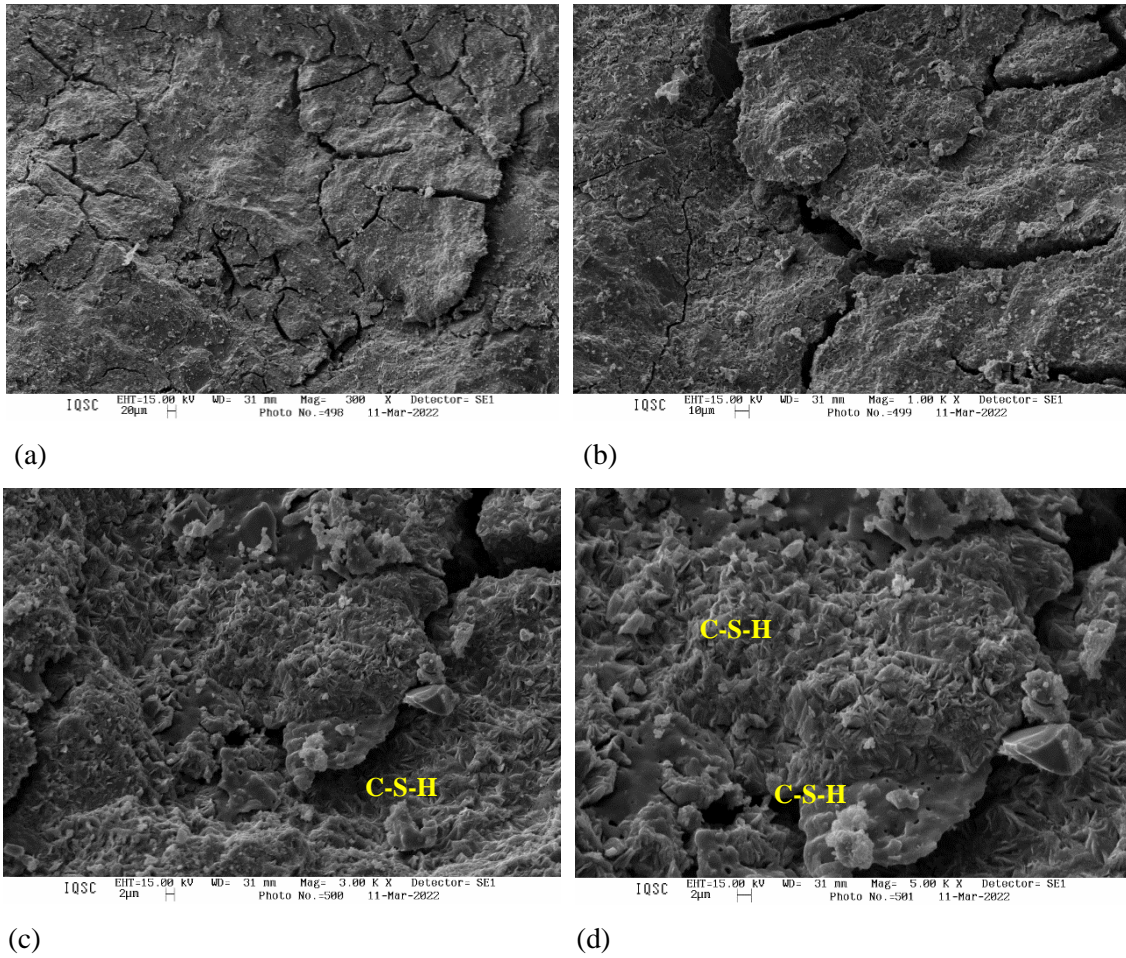
Autora da pesquisa.

Segundo Demirel e Kelestemur (2010), acima de 100°C microfissuras já começam a aparecer na matriz da pasta de cimento, onde até 93°C a pasta tende a expandir e depois retrain até 491°C. Além disso, há um aumento proporcional na porosidade da pasta à medida que a temperatura aumenta, devido à severa deterioração da microestrutura (CREE *et al.*, 2013; MA *et al.*, 2015).

A partir das Figura 5.37, Figura 5.38 e Figura 5.39, é possível visualizar duas morfologias distintas entre a pasta de cimento e o agregado gráudo, caracterizando, assim, a zona de transição interfacial. A mudança de temperatura e a variação do teor de umidade proporcionam o enfraquecimento dessa interface, devido à presença de poros e microfissuras na matriz cimentícia, o que justifica a redução significativa da resistência residual dos concretos.

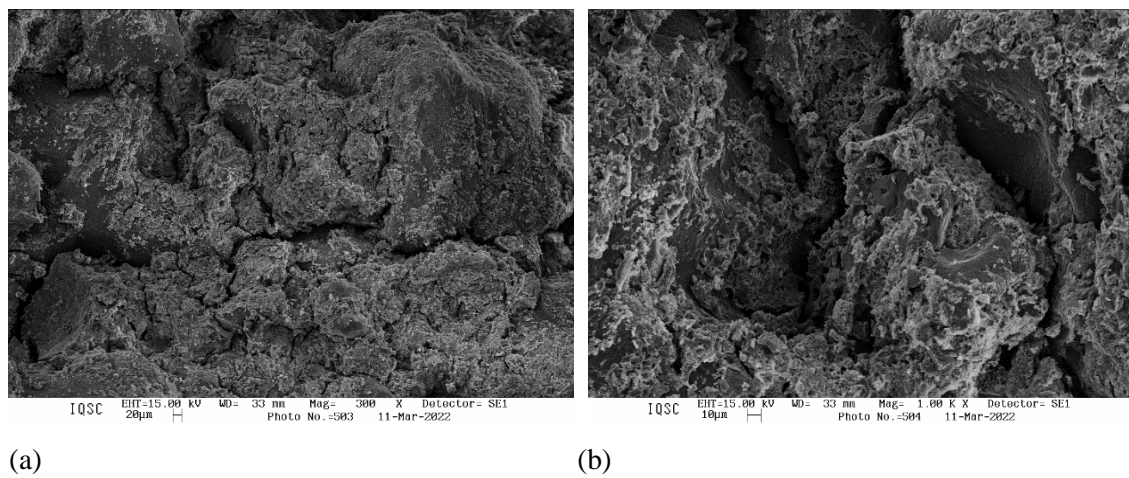


Figura 5.37 – Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – CCA em 497 °C



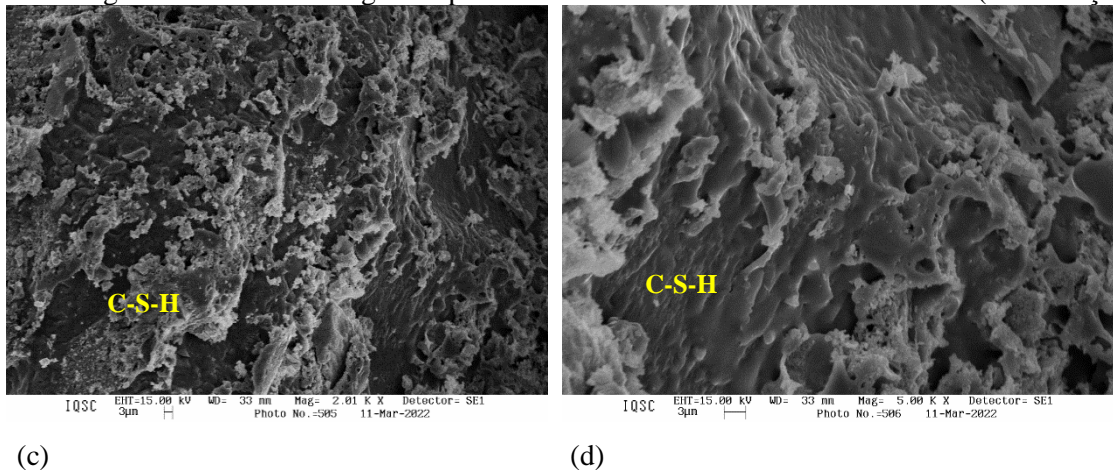
Fonte: Autora da Pesquisa.

Figura 5.38 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC em 497 °C



Continua

Figura 5.38 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC em 497 °C (continuação)



(c)

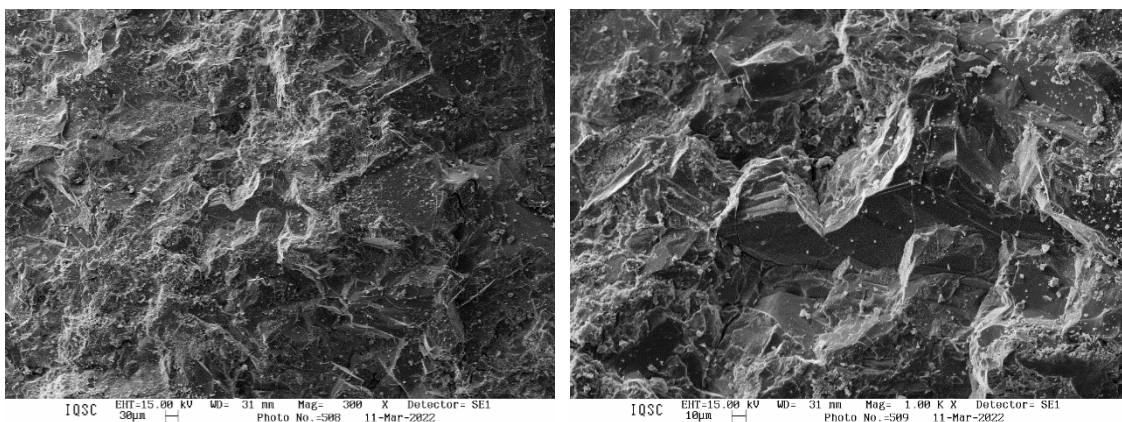
(d)

Fonte: Autora da pesquisa.

Em relação aos produtos de hidratação, estudos indicam que em torno de 70 a 90°C a etringita se desintegra quimicamente, e na faixa de 300 a 700°C, o gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) perde completamente a água e se decompõe. Da mesma forma, o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) se decompõe em cal e água em temperaturas de cerca de 350 a 550°C (CASTELLOTE *et al.*, 2004).

Já para os agregados graúdos, segundo Zega e Maio (2006), a maioria dos agregados permanecem estável entre 300 e 500°C, como pode ser visto na Figura 5.39 para o caso do agregado graúdo de origem basáltica. De acordo com Ingham (2009), a descarbonatação de agregados basálticos ocorre em temperaturas superiores a 600°C, se desintegrando completamente entre 800 e 1200°C.

Figura 5.39 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – FC em 314 °C



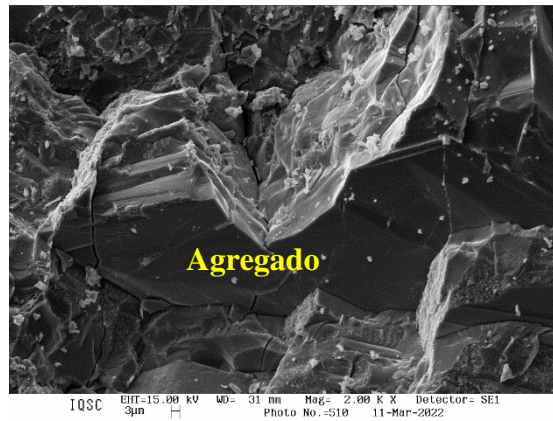
(a)

(b)

Continua



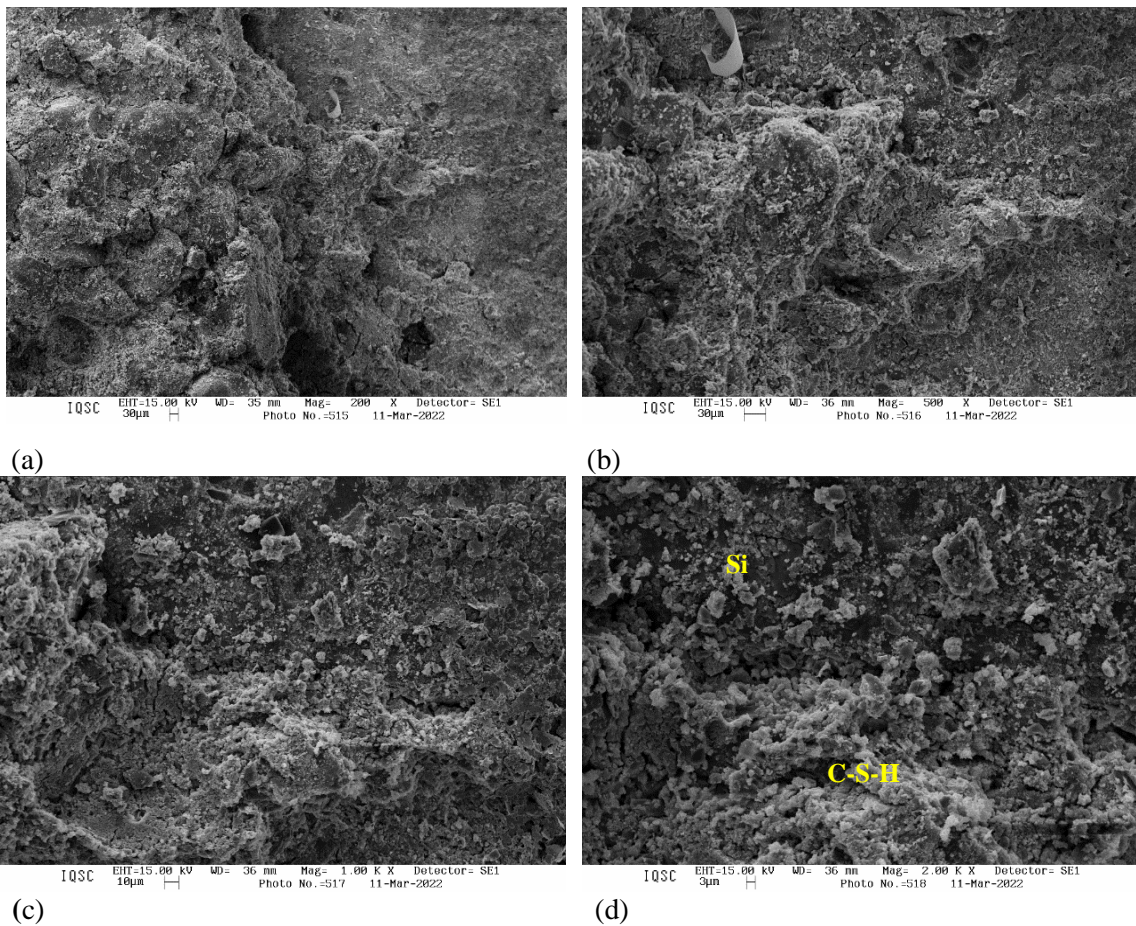
Figura 5.39 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – FC em 314 °C (continuação)



(c)

Fonte: Autora da Pesquisa.

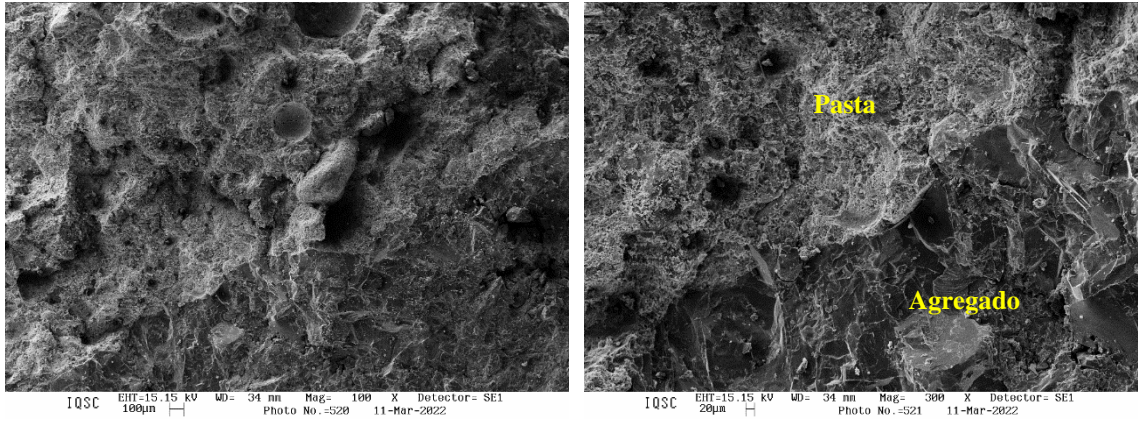
Figura 5.40 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – CCA em 294 °C



Fonte: Autora da Pesquisa.

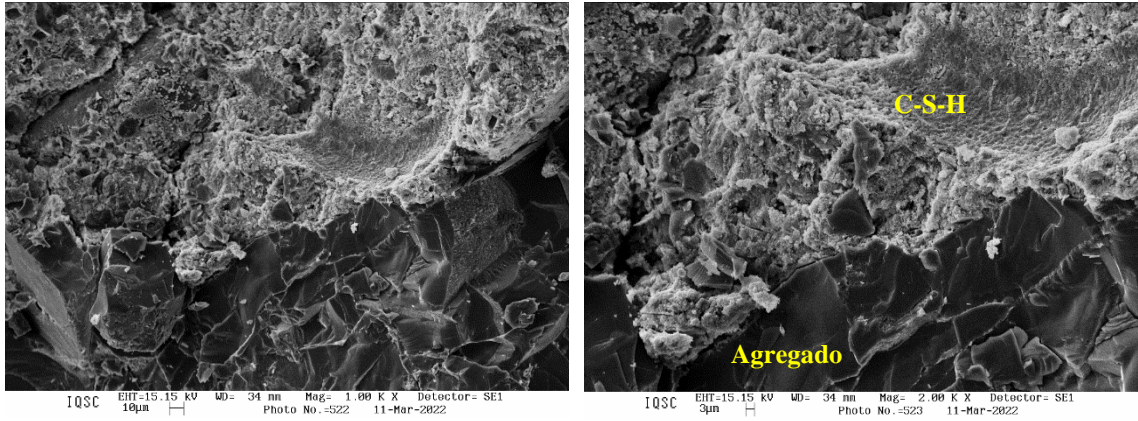


Figura 5.41 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – FC em 354 °C



(a)

(b)

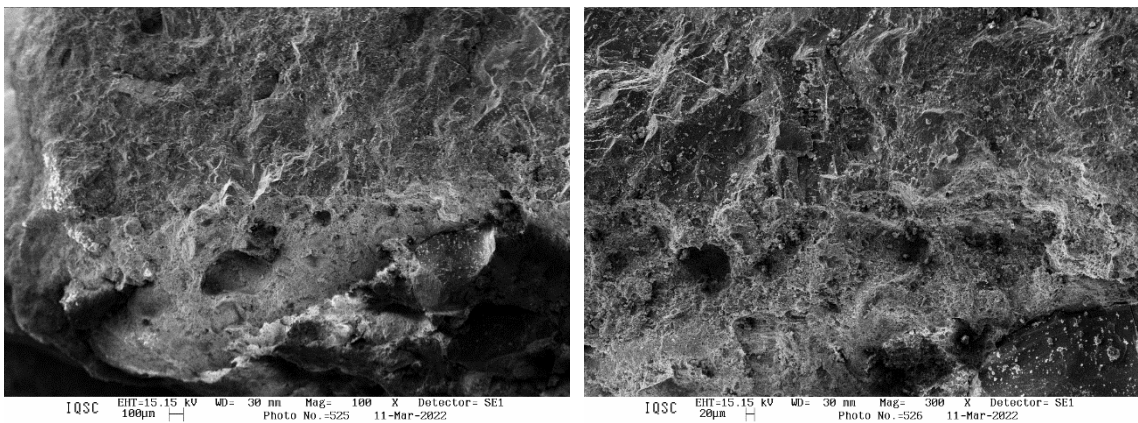


(c)

(d)

Fonte: Autora da Pesquisa.

Figura 5.42 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto CCA – FC em 363 °C



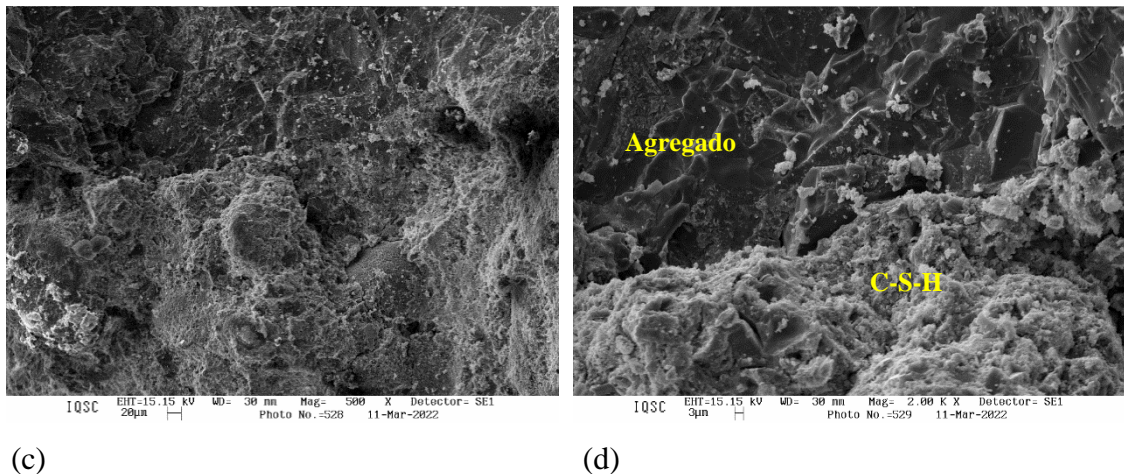
(a)

(b)

Continua



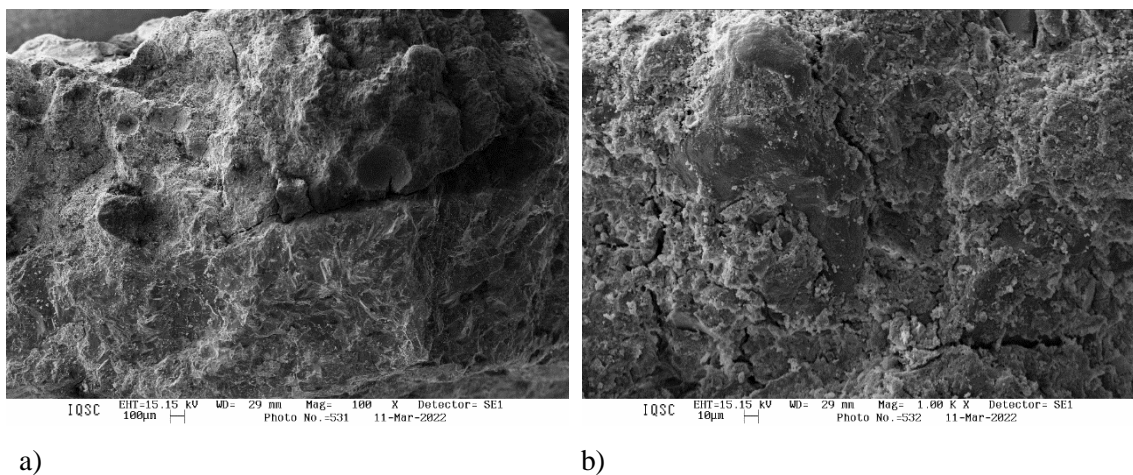
Figura 5.42 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto CCA – FC em 363 °C (continuação)



Fonte: Autora da pesquisa.

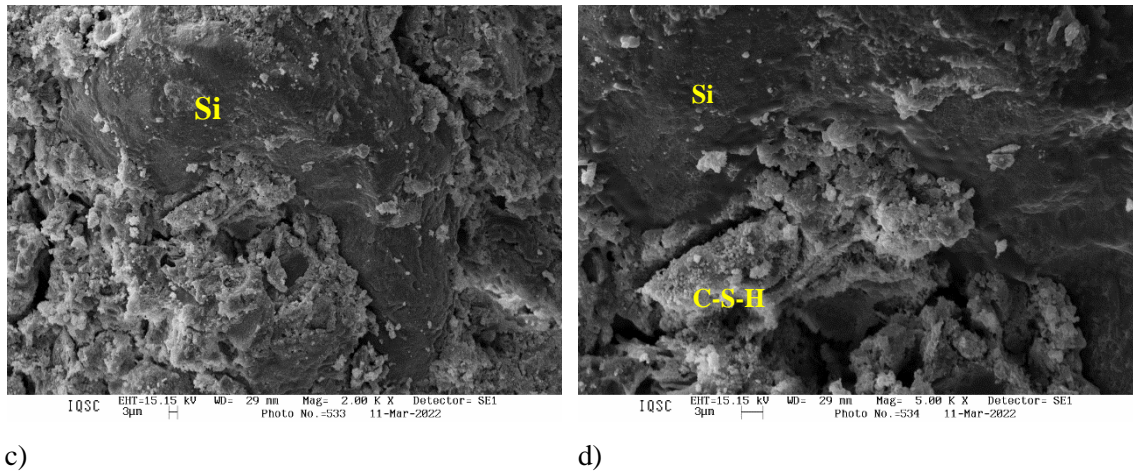
Em geral, as fotomicrografias obtidas pelo MEV (Figuras 5.36 a 5.46) mostram claramente que houve ausência de portlandita em todas as amostras de concreto avaliadas, o que pode estar relacionado ao seu consumo pelas reações pozolânicas, uma vez que os concretos foram ensaiados aos 91 dias, como também devido a sua possível degradação, uma vez que as temperaturas atingiram valores que permitiram esse fato. No entanto, grandes quantidades do gel de C-S-H foram visualizadas nas amostras, com um formato menos cristalino em comparação aos observados em temperatura ambiente, conforme discutido no item 4.6 deste trabalho.

Figura 5.43 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – CCA em 401 °C



Continua

Figura 5.43 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – CCA em 401 °C  
(continuação)



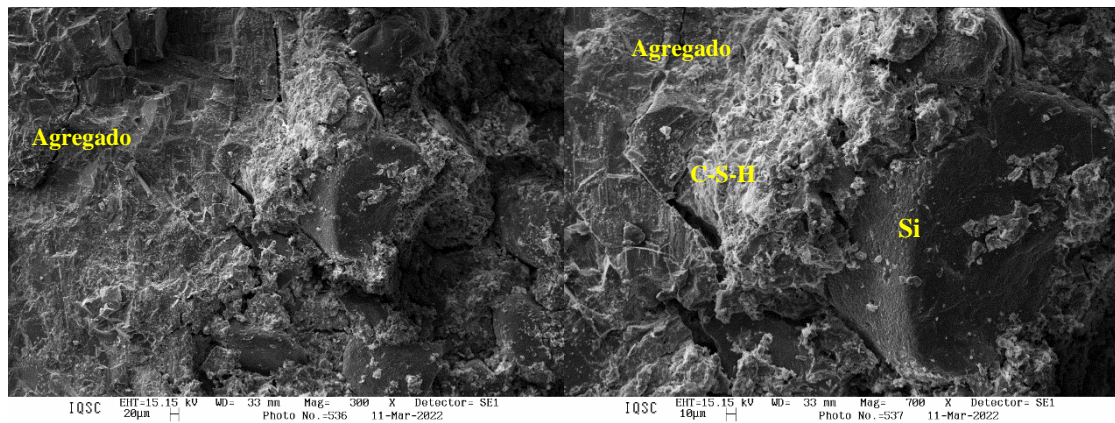
c)

d)

Fonte: Autora da pesquisa.

Ressalta-se que nas amostras dos concretos quaternários ( Figuras 5.43d, Figura 5.44b, Figura 5.45c e Figura 5.46d), foram encontradas partículas parcialmente e não reagidas de sílica. Essas partículas são revestidas com produtos de hidratação, como o CSH. Pois como as partículas aglomeraram, dado seu maior diâmetro, elas não reagiram completamente ao longo do tempo e foram observados no MEV, não sendo degradadas pelas temperaturas a que os concretos foram expostos.

Figura 5.44 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – FC em 419 °C



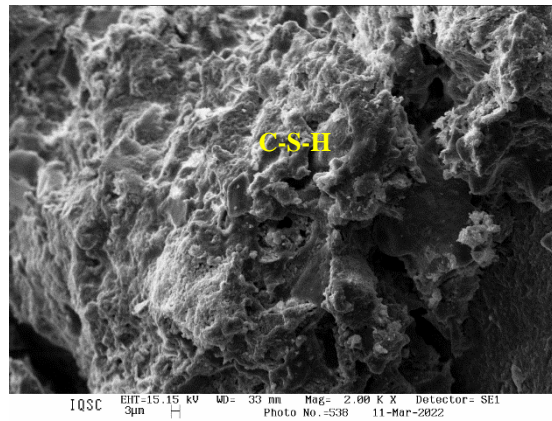
a)

b)

Continua



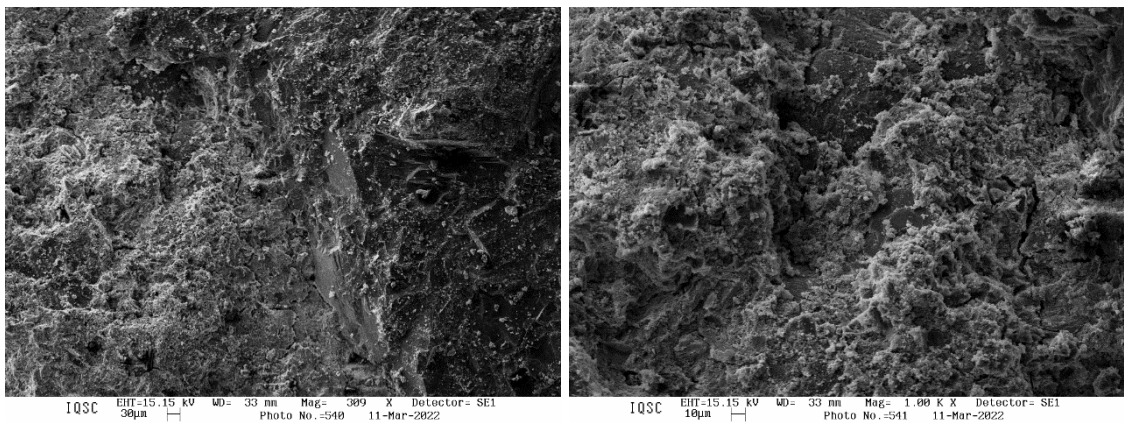
Figura 5.44 - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – MC – FC em 419 °C (continuação)



c)

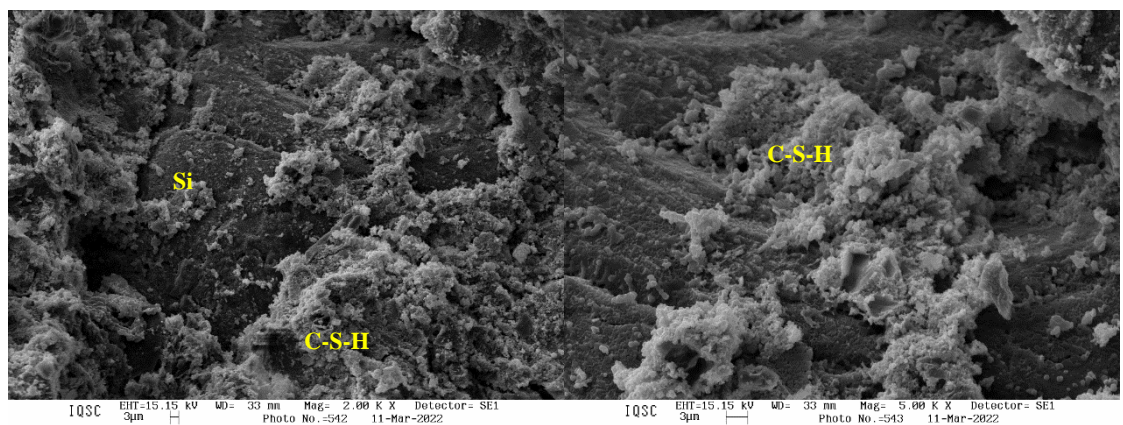
Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 5.45- Fotomicrografias pelo MEV do concreto MC – CCA – FC em 337 °C



a)

b)

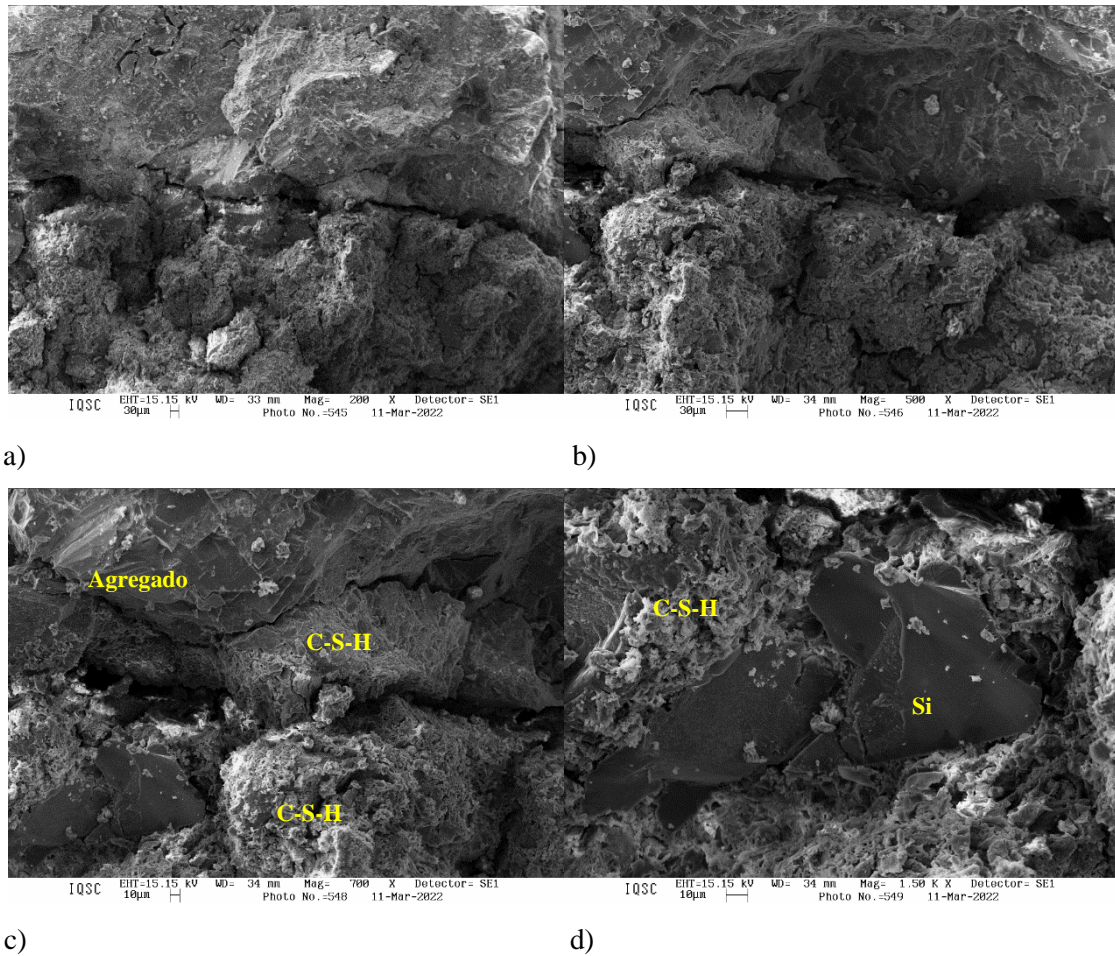


c)

d)

Fonte: Autora da pesquisa.



**Figura 5.46** - Fotomicrografias pelo MEV do concreto SA – CCA – FC em 422 °C

**Fonte:** Autora da pesquisa.

Conforme visto acima, o aquecimento do concreto acarreta na alteração de sua microestrutura. Do ponto de vista do material, essas mudanças dependem do tipo de cimento, adições minerais, porosidade e do teor de umidade do concreto. Apesar disso, com base nas Figuras 5.35 a 5.46, verificou-se que as características dos concretos pós fogo foram semelhantes

## CAPÍTULO 6

### 6 ABORDAGEM ESTRUTURAL, TÉRMICA, TERMOESTRUTURAL E PÓS FOGO VOLTADAS ÀS VIGAS MISTAS EM ANÁLISE

No capítulo anterior, elementos mistos revestidos com onze diferentes misturas de concreto foram aquecidos em um forno para avaliar seu desempenho térmico em temperaturas elevadas. Das onze misturas, uma foi considerada como de referência (apenas com cimento e sílica ativa), sendo as demais divididas em misturas ternárias e quaternárias.

Dessa maneira, com base no campo de temperatura desenvolvido na seção transversal, da intensidade do *spalling*, bem como os custos para a produção das vigas, foram selecionados três corpos de prova para serem reproduzidos em escala real. No Quadro 6.1 são apresentados os traços de concreto empregados como revestimento parcial para a produção das vigas mistas, bem como a nomenclatura dos elementos estruturais a serem utilizados ao longo deste capítulo.

**Quadro 6.1** – Nomenclatura das VMPR

Nomenclatura	Característica do concreto
VB-0	Mistura binária com cimento e sílica ativa (traço REF)
VT-1	Mistura ternária com cimento, sílica ativa e fíler calcário ( traço SA-FC)
VQ-2	Mistura quaternária com cimento, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário (traço MC-CCA-FC)

**Fonte:** Autora da pesquisa.

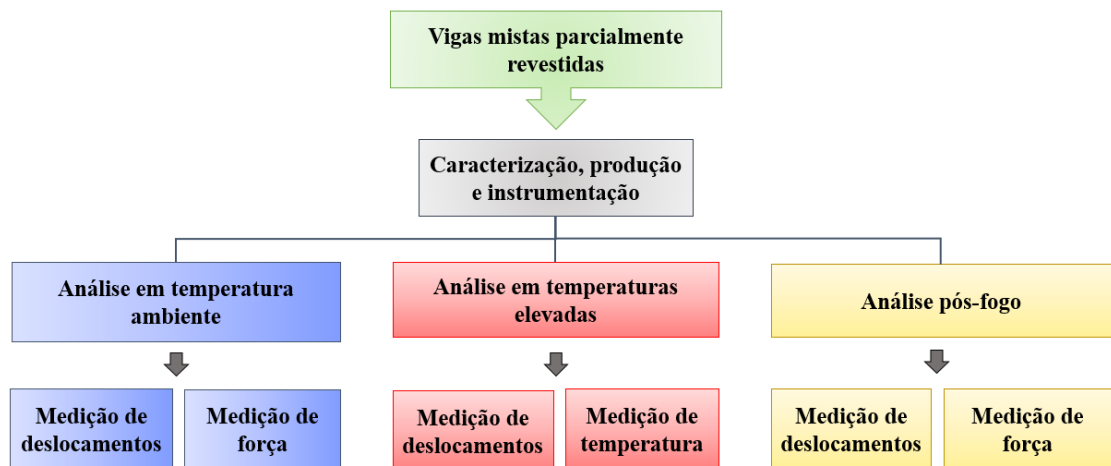
No que concerne à terminologia apresentada no Quadro 6.1, a letra V define a viga mista, as letras B, T e Q caracterizam a utilização das misturas binária, ternária e quaternária, respectivamente, enquanto os números 0, 1 e 2 estão relacionados ao tipo do concreto aplicado na confecção do componente: traços REF, SA-FC e MC-CCA-FC, nessa ordem. Logo, VB-0 representa a viga de referência e VT-1 e VQ-2 são as vigas constituídas de concretos ecoeficientes com misturas ternárias e quaternárias, respectivamente.

No Capítulo 5, verificou-se que entre os protótipos produzidos com as misturas ternárias e quaternárias as combinações com SA-FC e MC-CCA-FC, apresentaram campo térmico e o nível de *spalling* semelhante ao protótipo composto pelo concreto de referência. Dessa forma, optou-se por esses dois concretos ecoeficientes, 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 das adições minerais no comportamento do sistema misto em situação

de incêndio e (2) o uso de diferentes níveis de substituição do cimento pelas adições minerais no desempenho das vigas mistas.

Nesse contexto, as vigas foram analisadas de três maneiras distintas. Na primeira etapa, em *temperatura ambiente*, o elemento estrutural foi submetido à ruptura para se obter sua força máxima, determinada por meio de ensaio de flexão a três pontos. Na 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. Por fim, na terceira etapa, um estudo *pós-fogo* foi realizado a fim de avaliar sua força máxima residual. A Figura 6.1 apresenta o fluxograma de atividades desenvolvidas, cujos maiores detalhes serão elucidados ao longo do texto.

Figura 6.1 - Fluxograma de atividades para o estudo das vigas mistas parcialmente revestidas



Fonte: Autora da pesquisa.

## 6.1 ASPECTOS VOLTADOS À CONSTRUÇÃO DAS VIGAS

Nesse subitem, descreve-se o processo construtivo das vigas mistas, apresentado em detalhes a fase de instrumentação e da concretagem.

### 6.1.1 Características dos elementos metálicos

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  $\emptyset$

5,0 mm a cada 150 mm, e oito barras de armadura longitudinal com  $\varnothing$  6,3 mm, sendo quatro posicionadas na região tracionada e as outras quatro na região comprimida. Na Figura 5.2 do capítulo anterior é possível obter maiores detalhes do perfil de aço empregado.

Com relação aos estribos, os mesmos 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), em Piloto *et al.* (2013) e em 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; CAVALVANTI, 2010). A Figura 6.2 ilustra as seis vigas antes da sua concretagem, com as armaduras já dispostas ao longo do comprimento das mesmas.

Figura 6.2 – Posicionamento das armaduras no perfil de aço



Fonte: Autora da pesquisa.

Sobre a caracterização desses elementos, foram realizados ensaios de tração seguindo as recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1:2018. As vigas metálicas eram formadas por perfis W 250 x 32,7 do tipo A572 grau 50, de modo que para os ensaios de tração foram retirados três corpos de prova da mesa do perfil de um dos elementos. Para a caracterização das armaduras transversais e longitudinais, foram utilizadas duas amostras de 100 cm de comprimento. Os resultados para a resistência ao escoamento e para a resistência última estão apresentados na Tabela 6.1



Tabela 6.1 – Caracterização do perfil metálico e das armaduras longitudinal e transversal

Elemento metálico	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência última (MPa)
Perfil metálico	338,15 ± 1,86	493,01 ± 6,72
Ø 5 mm	588,35 ± 6,51	621,55 ± 1,22
Ø 6,3 mm	568,49 ± 4,71	651,23 ± 3,40

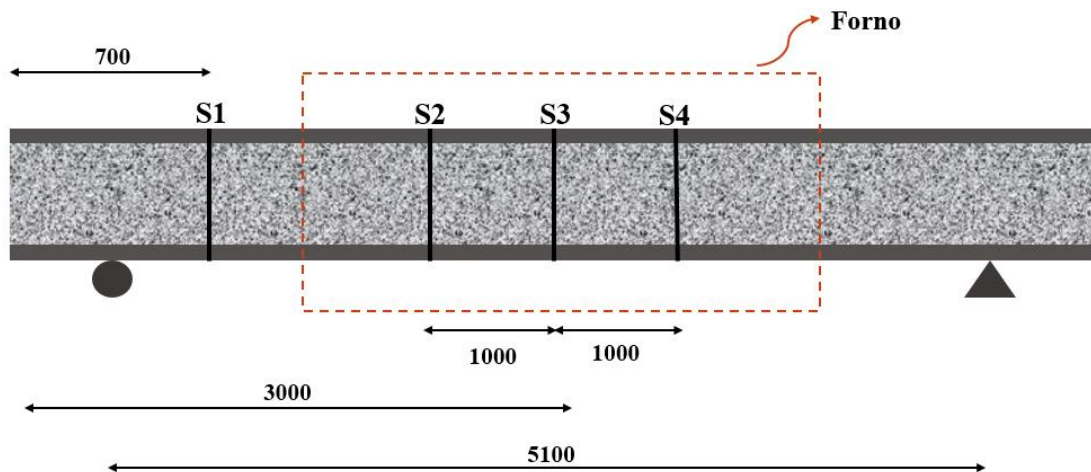
Fonte: Autora da pesquisa.

### 6.1.2 Instrumentação dos termopares

A instrumentação das vigas para o ensaio em situação de incêndio ocorreu por meio da fixação de termopares do tipo K, como pode ser observado na Figura 6.3, em que se definiu quatro seções (S1, S2, S3 e S4) ao longo do comprimento das vigas.

Respeitando as dimensões do forno e ao pórtico de reação, as vigas apresentaram um vão igual a 5100 mm de comprimento, no qual somente 4000 mm estavam expostos ao fogo. Desse modo, 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 estavam localizadas dentro do forno ( S3 posicionada na região central das vigas).

Figura 6.3 - Definição das seções para medição da temperatura (dimensões em mm)

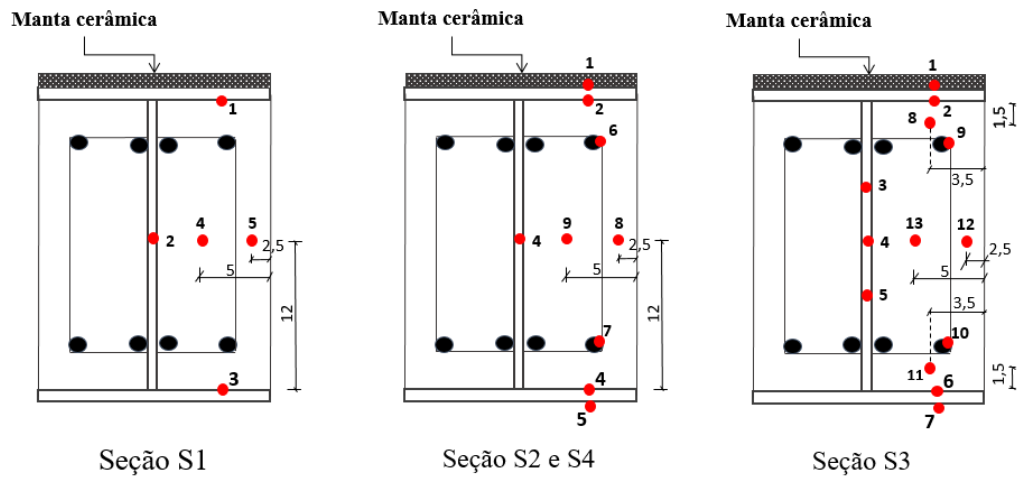


Fonte: Autora da pesquisa.

Devido ao sistema de aquisição do forno apresentar limitações referentes ao número de pontos de leitura, as seções de análise apresentaram variações na quantidade de termopares. Desse modo, cinco, nove e treze pontos de leitura foram inseridos nas seções transversais S1, S2/S4 e S3, respectivamente, como por ser observado na Figura 6.4. Foi considerada uma maior

quantidade de termopares para a seção S3 uma vez que a mesma se encontrava na região central da viga, sendo sete no perfil de aço, dois na armadura e quatro no concreto.

Figura 6.4– Posição dos termopares nas seções S1,S2, S3 e S4 (dimensões em cm)



Fonte: Autora da pesquisa.

O processo de fixação dos termopares tanto nos elementos metálicos ( perfil de aço e barras de armadura) como no concreto seguiu o mesmo procedimento apresentado no Capítulo 5. A Figura 6.5 ilustra esse processo para os termopares localizados no perfil de aço, no qual destaca-se que os termopares situados na parte externa da mesa foram inseridos somente após a concretagem das vigas (Figura 6.5b), para evitar seu possível arrancamento durante o transporte das vigas para o interior do forno.

Figura 6.5 – Fixação dos termopares: (a) nos componentes de aço e (b) nas mesas da viga.



(a)

(b)

Fonte: Autora da pesquisa.

### 6.1.3 Concretagem e ensaios de caracterização dos concretos de revestimentos

As mesas das seis vigas metálicas foram concretadas com uma diferença de pelo menos sete dias entre cada concretagem, como foi indicado no subitem 5.1.3, sendo três vigas para realização dos ensaios em temperatura ambiente e as demais para ensaios em situação de incêndio. Juntamente com a concretagem das vigas, foram moldados corpos de prova cilíndricos para controle das propriedades físicas e mecânicas dos três traços de concreto considerados na execução das vigas mistas. A Figura 6.6 ilustra a superfície acabada logo após a concretagem das vigas mistas revestidas com o concreto de referência e com os concretos ecoeficientes com misturas ternária e quaternária.

Figura 6.6 – Concretagem das vigas mistas



Fonte: Autora da pesquisa.

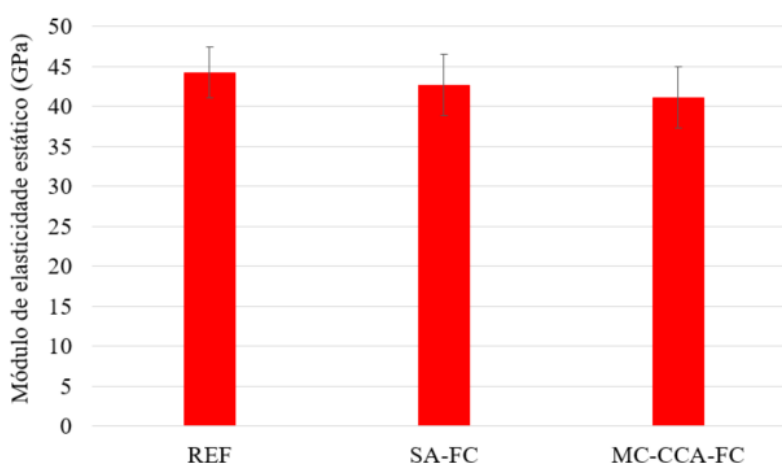
Com intuito de obter uma melhor representatividade das propriedades dos concretos das vigas e a mesma condição de umidade, os corpos de prova foram curados por 28 dias no mesmo ambiente em que se encontravam os elementos metálicos, onde ambos foram curados por meio da molhagem de suas superfícies. Para evitar a evaporação rápida da água no processo de cura, foi utilizada uma manta geotêxtil (bidim) e uma lona, depositadas sobre a superfície das vigas e dos corpos de prova.



Da mesma forma como foi feito para o caso dos protótipos mistos descritos no Capítulo 5, o cuidado com a perda de água livre também foi realizado para as vigas mistas. Após os 28 dias de cura, tanto para as vigas destinadas aos ensaios em temperatura ambiente, como em situação de incêndio, a manta geotêxtil e a lona foram removidas e esses elementos foram expostas ao ambiente de laboratório, em contato com o ar, para equilíbrio da umidade com o ambiente, por meio da perda da sua água livre interna. A constância de massa dos corpos de prova cilíndricos respeitou o que foi indicado anteriormente para o caso dos protótipos mistos, uma vez que aos 91 dias de idade não havia mais redução significativa de água nos corpos cilíndricos que representavam os concretos das vigas mistas, indicando, assim, a idade dos ensaios.

Com relação aos ensaios voltados às propriedades mecânicas dos concretos que revestiram as vigas, foram avaliadas a: *resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade dinâmico*, de modo que os valores obtidos concordaram com a caracterização desenvolvida no Capítulo 4. Também foi realizado o ensaio de módulo de elasticidade estático, de acordo com a ABNT NBR 8522-1:2022, com base na curva tensão *versus* deformação do concreto sob um carregamento de compressão uniaxial. Os resultados obtidos para essa propriedade aos 28 dias estão disponíveis na Figura 6.7.

Figura 6.7 – Módulo de elasticidade estático dos concretos das vigas



Fonte: Autora da pesquisa.

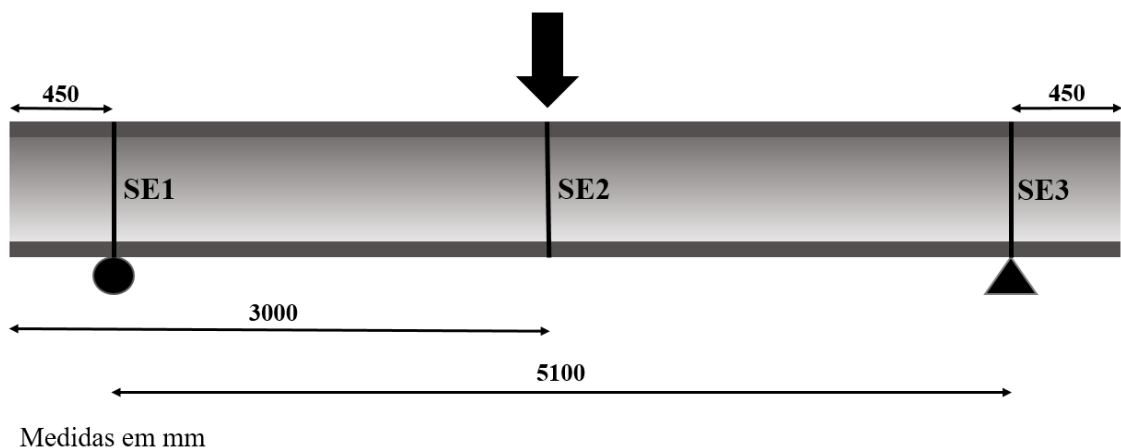
## 6.2 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM TEMPERATURA AMBIENTE

Em *temperatura ambiente* a capacidade resistente das vigas foi avaliada por meio do ensaio de flexão a três pontos, onde a carga foi aplicada no meio do vão. Esse ensaio buscou

representar as mesmas condições de dimensões dos elementos, aplicação do carregamento e condições de vinculação, para o caso do ensaio em situação de incêndio. Desse modo, para obtenção do carregamento mecânico a ser aplicado em temperaturas elevadas são adotados geralmente valores de carregamentos estáticos entre 30 e 70% da carga de ruptura em temperatura ambiente.

Para a instrumentação deste tipo de ensaio foram utilizados transdutores de deslocamentos para registrar os deslocamentos do elemento estrutural como também uma célula de carga para determinação do valor do carregamento aplicado. Sobre a vinculação, os apoios foram dispostos de modo a garantir a condição de simplesmente apoiada para a viga. A Figura 6.8 ilustra as três seções transversais que foram instrumentadas, sendo a seções SE1 e SE3 localizadas nos apoios e a seção SE2 posicionada no meio do vão.

Figura 6.8 – Instrumentação realizada para o ensaio em temperatura ambiente



Fonte: Autora da pesquisa.

No entanto, em Felício (2018), ao invés de medir os deslocamentos nos apoios, a autora optou por mensurá-los a uma distância de 40 mm das extremidades, uma vez que, houve a perda de leitura do deslocamento central durante os ensaios em incêndio, sendo uma alternativa para estimar a deflexão no meio do vão a partir daqueles deslocamentos. Em Simões (2022), seguiu essa mesma instrumentação nos experimentos em temperatura ambiente de VMPPR realizados posteriormente no Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP.

É importante destacar que o objetivo principal deste ensaio foi determinar somente a capacidade de carga ( força de ruptura) das vigas mistas parcialmente revestidas à flexão, desse modo, nenhum extensômetro para medição de deformação foi utilizado. A Figura 6.9 ilustra o esquema geral do ensaio de flexão a três pontos para a VB-0, assim como o tipo de vinculação,

posicionamento dos transdutores de deslocamento e o atuador hidráulico utilizado para a aplicação da carga. Esses dispositivos foram mantidos nos demais ensaios em temperatura ambiente para as vigas mistas revestidas com os concretos ecoeficientes, como pode ser visualizado na Figura 6.10.

Figura 6.9 - Ensaio de flexão da viga mista de referência: (a) esquema geral do ensaio, (b) dispositivo de apoio, (c) transdutor nos apoios e (d) sistema servo hidráulico utilizado.



a)

b)



c) .....

d)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.10 - Ensaio de flexão a três pontos das VMPR com concretos ecoeficientes: (a) VT-1 e (b) VQ-2



a)

b)

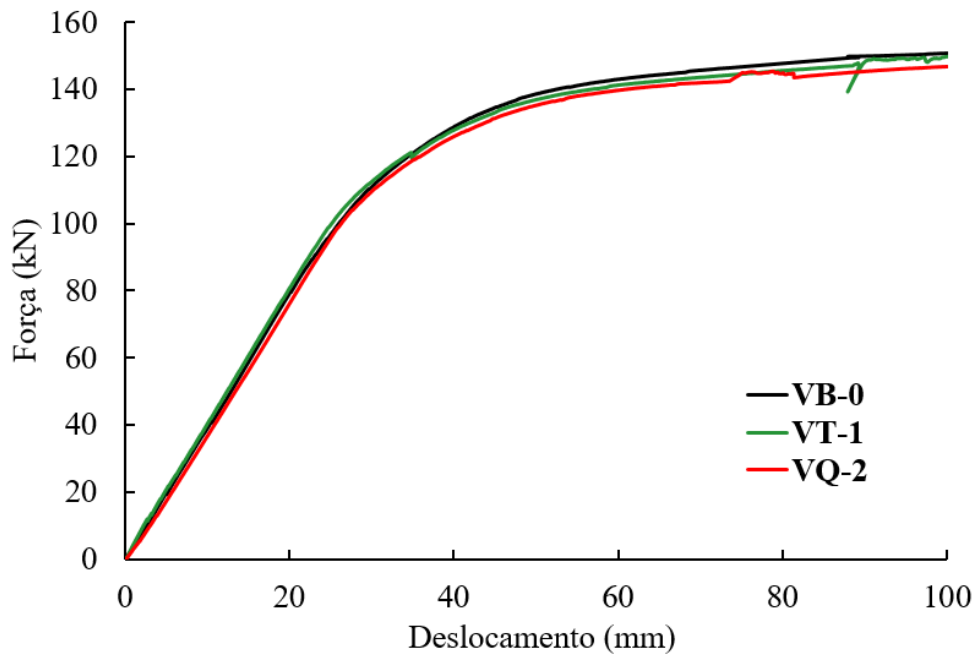
Fonte: Autora da pesquisa.

### 6.2.1 Análise da curva Força *versus* Deslocamento

Por meio da Figura 6.11 é possível observar que não houve interferência, quando da utilização do concreto ecoeficiente como revestimento com relação ao concreto de referência, sendo que alguns autores apontam semelhança entre o comportamento das vigas mistas e as puramente metálicas, devido à presença de três estágios distintos durante a fase de carregamento: o elástico, o elastoplástico e o de deslocamento excessivo (QUIN, CHEN, CHEN, 2012).

Para a situação do regime elástico, a força e o deslocamento apresentam uma relação linear, sendo que antes da fissuração do concreto ocorre o trabalho conjunto entre o perfil de aço, o concreto e as armaduras. Para o regime elastoplástico, ocorre um crescimento considerável do deslocamento para pequenos avanços da carga, de modo que a relação entre a carga aplicada e a deflexão deixa de ser representada por uma reta. Isso ocorre devido à acentuada fissuração do concreto na zona tracionada e o início da plastificação de parte do perfil de aço. Por fim, o estágio de deslocamento excessivo ocorre quando a viga mista não suporta mais o avanço do carregamento.

Figura 6.11 - Curva de força versus deslocamento no meio do vão das VMPR



Fonte: Autora da pesquisa.

É importante ressaltar que todas as vigas foram ensaiadas até o deslocamento central de 100 mm, devido à limitação de medição pelo transdutor. No entanto, apesar dessa condição, foi observado que a continuidade do ensaio não acarretaria em ganho significativo de carga, uma vez que o concreto apresentava inúmeras fissuras ao longo de todo o elemento, principalmente nos apoios, o caracteriza a falha do elemento estrutural, como indicado por De Nardin e El Debs (2009) e Oliveira (2022). Desse modo, foi considerado nesta pesquisa, a carga máxima correspondente ao deslocamento central de 100 mm.

### 6.2.2 Momentos de fissuração e resistente

Por meio da Tabela 6.2 é possível observar os valores obtidos para as forças máximas e de fissuração, e os momentos resistente e de fissuração para cada viga mista ensaiada à flexão. Constatou-se uma redução de apenas 3% do momento resistente para o caso da viga mista revestida com o concreto com substituição quaternária (VQ-2), com relação à viga mista com o concreto de referência (VB-0), se verificando que o tipo de concreto de revestimento não provoca influência significativa na resistência mecânica das VMPR.



Tabela 6.2 - 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>VB-0</b>	150,90	192,39	107,43	136,97
<b>VT-1</b>	150,01	191,27	109,48	139,59
<b>VQ-2</b>	143,71	187,05	99,77	127,21

Fonte: Autora da pesquisa.

Assim, constatou-se a possibilidade de produzir misturas com substituição de até 30% do cimento por adições minerais como: a sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e o fíler calcário, com capacidades resistentes semelhantes ao concreto de referência. De modo que, a resistência final do conjunto misto não está diretamente relacionada com as características dos constituintes do concreto e de suas propriedades mecânicas. Resultados semelhantes também foram constatados por Simões (2022), onde as vigas mistas revestidas com concretos com agregado reciclado apresentaram valores de momento resistente inferiores em cerca de 4% em relação a viga mista revestida com concreto convencional.

Ainda de acordo com a Tabela 6.2, foi possível avaliar o momento de fissuração correspondente à primeira fissura no concreto tracionado, no qual o seu maior valor foi obtido para a viga com o concreto ternário, VT-1, igual a 109,48 kN.m, sendo cerca de 10% superior ao momento de fissuração da VQ-2, que apresentou o menor valor para essa grandeza. Também constatou-se que o valor da força de fissuração que gerou o momento de fissuração aproximou ao valor do carregamento que o elemento estrutural deixou de estar em regime elástico, reafirmando os estágios de carregamento que a viga mista pode estar sujeita (subitem 6.2.1).

No que diz respeito à formação de fissuras, as VMPR com concretos ecoeficientes (VT-1 e VQ-2) apresentaram um comportamento semelhante com relação à viga mista de referência. Isso porque, todas as vigas falharam à flexão, quando o deslocamento no meio do vão atingiu 100 mm e a força de ruptura foi semelhante para todas as vigas. Pela Figura 6.12 é possível observar que a maior concentração de fissuras ocorreu no meio do vão, devido ao momento fletor máximo, e que se propagaram em direção aos apoios.



Figura 6.12 - Panorama de fissuração das VMPR pós ensaio à flexão: (a) VB-0, (b) VT-1 e (c) VQ-2



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autora da pesquisa.

### 6.2.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez

Os deslocamentos verticais medidos pelos três transdutores posicionados nos apoios e na parte central das vigas são apresentados nas Tabelas 6.3 e 6.4, de acordo com algumas faixas de carregamento específicas. Desse modo, ao avaliar os deslocamentos centrais nas VMPR verificou-se que a VT-1 apresentou os menores deslocamentos centrais em qualquer faixa de carregamento, o que indicou sua maior rigidez.

No entanto, o concreto de revestimento dessa viga era composto pela mistura ternária com sílica ativa e filler calcário, de modo que, durante os ensaios de caracterização, apresentou valores inferiores de módulo de elasticidade dinâmico e estático em relação ao concreto de referência (maiores detalhes nos subitens 4.5.3 e 6.1.3). Logo, verificou-se que essa propriedade

não influenciou de forma significativa na resposta do conjunto misto. Resultado semelhante foi observado por Simões (2022), de modo que o autor verificou que a viga mista composta integralmente por concreto com agregados reciclados, com menor valor de módulo de elasticidade dentre todas as misturas estudadas, apresentou os menores deslocamento centrais, para qualquer faixa de carregamento.

Tabela 6.3 - Deslocamentos verticais (mm) para carregamentos de 30 kN, 60 kN e 90 kN

	F = 30 kN			F = 60 kN			F = 90 kN		
	$\delta_{E1}$	$\delta_{C2}$	$\delta_{D3}$	$\delta_{E1}$	$\delta_{C2}$	$\delta_{D3}$	$\delta_{E1}$	$\delta_{C2}$	$\delta_{D3}$
<b>VB-0</b>	0,57	7,64	0,48	0,78	15,27	0,61	0,90	22,91	1,26
<b>VT-1</b>	0,27	7,39	0,18	0,36	14,82	0,18	0,38	22,31	0,43
<b>VQ-2</b>	0,55	8,39	0,43	1,07	16,07	0,63	1,42	23,58	0,81

$\delta_{E1}$  – Deslocamento vertical no apoio esquerdo da VMPR (seção E1)

$\delta_{C2}$  – Deslocamento vertical no meio do vão ( seção E2)

$\delta_{D3}$ - Deslocamento vertical no apoio direito da VMPR (seção E3)

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.4 - Deslocamentos verticais (mm) para carregamentos de 120 kN e no momento da ruptura

	F = 120 kN			Ruptura		
	$\delta_{E1}$	$\delta_{C2}$	$\delta_{D3}$	$\delta_{E1}$	$\delta_{C2}$	$\delta_{D3}$
<b>VB-0</b>	0,96	34,14	1,63	1,10	100	1,70
<b>VT-1</b>	0,42	33,96	0,55	0,38	100	0,41
<b>VQ-2</b>	1,72	36,01	0,87	1,84	100	1,05

$\delta_{E1}$  – Deslocamento vertical no apoio esquerdo da VMPR (seção E1)

$\delta_{C2}$  – Deslocamento vertical no meio do vão ( seção E2)

$\delta_{D3}$ - Deslocamento vertical no apoio direito da VMPR (seção E3)

Fonte: Autora da pesquisa.

Contudo, para todas as faixas de carregamento, a VQ-2 foi aquela que apresentou os maiores deslocamentos centrais, de forma que em ordem decrescente quanto à essa propriedade, destacam-se as vigas VT-1, VB-0 e VQ-2. Esses resultados estão de acordo com o os resultados obtidos para o módulo de elasticidade dos concretos de revestimento, de modo que a concreto da VQ-2 foi o que apresentou o menor módulo de elasticidade entre os demais concretos avaliados. Porém, da mesma forma como indicado nos resultados sobre a capacidade resistente, a diferença entre as rigidezes das VMPR apresentou semelhança, uma vez que a variabilidade dos seus deslocamentos no meio do vão foi pequena. Sobre os deslocamentos nos apoios, apesar de apresentarem valores baixos em relação ao deslocamento central da viga, verificou-se

valores distintos nas seções SE1 e SE3 em todas as faixas de carregamento consideradas. No entanto, essas diferenças podem estar associadas aos erros inerentes ao ensaio de flexão.

#### 6.2.4 Análise comparativa da capacidade resistente das vigas com métodos analíticos

Aplicando as formulações teóricas apresentadas no Capítulo 3, foi possível realizar um estudo comparativo com relação aos resultados experimentais obtidos para as vigas à flexão. Essa análise está indicada na Tabela 6.5, cuja capacidade resistente de cada viga VMPR foi determinada a partir do emprego de três modelos teóricos: conforme Kindmann e Bergmann (1993); Assi, Abed e Hunaiti (2002); e o Eurocode 4 Parte 1-1:2004.

Para o cálculo do momento resistente teórico foi considerado o módulo resistente plástico ( $Z$ ) igual a  $428,5 \text{ cm}^3$  para o perfil de aço W 250 x 32,7, valor este encontrado em tabelas comerciais. Já  $f_y$  foi aquele valor encontrado nos ensaios de tração tanto do perfil de aço como da armadura longitudinal, como apresentado no subitem 6.1.1

Tabela 6.5 - Comparação dos momentos resistentes analíticos das VMPR (kN.m) com ao resultado experimental

	Kindmann e Bergmann (1993)	Assi, Abed e Hunaiti (2002)	Eurocode 4 Parte 1-1:2004	Experimental
<b>VB-0</b>	174,32	160,03	175,89	192,39
<b>VT-1</b>	173,61	159,49	175,20	191,27
<b>VQ-2</b>	172,17	158,40	173,82	187,05

Fonte: Autora da pesquisa.

Por meio dos resultados obtidos foi possível observar que todos os modelos analíticos se mostraram conservadores em relação aos resultados dos ensaios. No entanto, essas intensidades mais baixas são aceitáveis, pois nem sempre as hipóteses adotadas para a simplificação dos cálculos acontecem na realidade. O modelo de Assi, Abed e Hunaiti (2002) foi o que resultou em maiores diferenças de modo que, o momento resistente foi 17% inferior para o caso da viga revestida com o concreto de referência (VB-0) em comparação com momento experimental. Isso pode ser justificado pelo fato desse modelo considerar o concreto somente no cálculo da linha neutra plástica.

Como discutido no subitem 3.1.1, os modelos de Kindmann e Bergmann (1993) e do Eurocode 4 Parte 1-1:2004 possuem a mesma formulação, o que justifica os resultados desses

dois métodos terem sido próximos entre eles. A diferença está na resistência à compressão de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ), que deve ser multiplicada por 0,85 no equacionamento da norma europeia. No entanto, esse fator não gerou um impacto significativo nos resultados.

### 6.3 ANÁLISE DAS VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Assim como no ensaio à flexão em temperatura ambiente, as três vigas descritas no Quadro 6.1 foram dispostas em um forno horizontal, de modo que fossem simplesmente apoiadas para a realização dos *ensaios em temperaturas elevadas* (situação de incêndio). Após o posicionamento das vigas no forno, houve seu carregamento com cerca de 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. É importante destacar que, apesar de não ter sido realizado o ensaio em situação de incêndio para a viga puramente metálica, foram utilizados os resultados obtidos em Felício (2018) para fins de análise comparativa uma vez que, o mesmo perfil metálico foi utilizado.

#### 6.3.1 Etapas consideradas na preparação dos ensaios

Foi utilizado um cilindro hidráulico, com capacidade de carga de 100 kN e um curso de 304 mm (Figura 6.13a) para aplicação do carregamento, conectado a um prolongador com 500 mm de comprimento com o intuito de garantir a transmissão do carregamento para a viga (Figura 6.13b).

Tomou-se o cuidado em proteger esse equipamento com tinta intumescente e manta cerâmica, devido ao fato de parte desse dispositivo ficar dentro do forno. Os ensaios em temperaturas elevadas das vigas avaliaram os seguintes parâmetros: *a carga aplicada, os deslocamentos e as temperaturas*. Para realizar o controle do carregamento, durante o aquecimento foi acoplado ao cilindro hidráulico uma célula de carga. Os deslocamentos foram medidos em seis pontos de controle, estando indicados por setas na Figura 6.14. Com relação às temperaturas, elas foram mensuradas em quatro seções ao longo do comprimento da viga, cujos pontos de medição foram apresentados na Figura 6.3.

Figura 6.13 - Dispositivos de aplicação de carga: (a) cilindro hidráulico e (b) prolongador

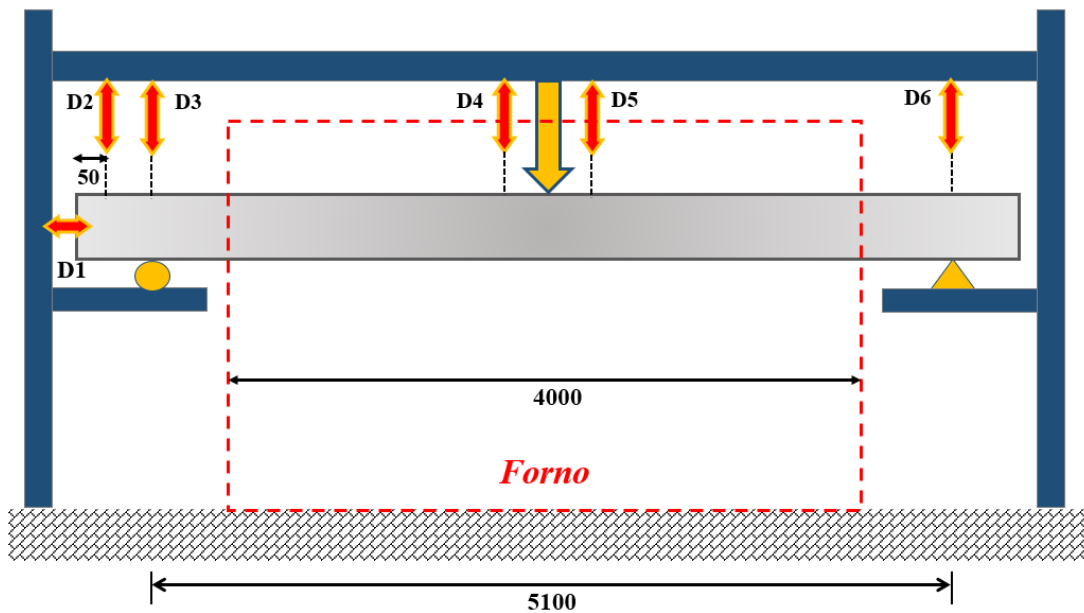


(a)

(b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.14 - Esquema geral do ensaio em situação de incêndio com a indicação dos transdutores de deslocamento



Fonte: Autora da pesquisa.

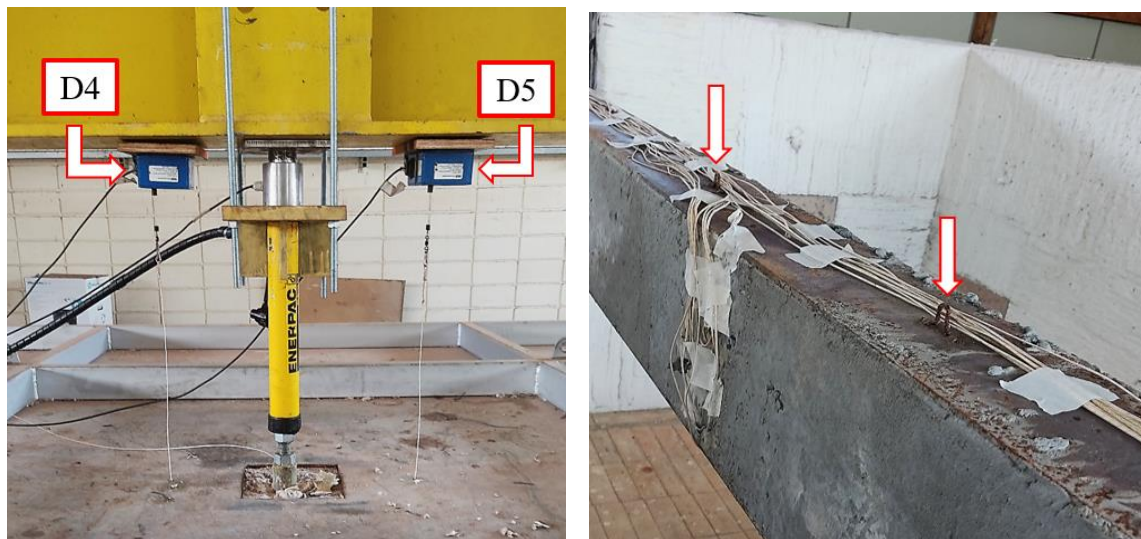
Devido ao fato do cilindro hidráulico estar localizado na parte central da viga, não foi possível realizar a medição do deslocamento nesse ponto. Desse modo, se fez necessário acoplar junto ao pórtico de reação dois transdutores (D4 e D5), os quais estiveram afastados de 200 mm do meio do vão, como pode ser visto na Figura 6.15a. A leitura foi realizada por meio de um cabo termopar que foi conectado a cada transdutor, sendo este cabo preso à viga mista



por meio de um gancho soldado na mesa do perfil de aço (Figura 6.15b). A média dos valores encontrados em cada dispositivo passou a ser considerada como a deflexão no meio do vão.

Outros quatro transdutores foram ainda utilizados durante os ensaios em temperaturas elevadas, como demonstrado nas Figura 6.15c e Figura 6.15d. Sendo D1 responsável por medir o deslocamento axial da viga, a fim de avaliar a dilatação dos materiais, enquanto D2 acompanhou o deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda da viga, para avaliar o possível deslocamento no balanço, os transdutores D3 e D6 mediram possíveis deflexões nos apoios, como foi feito nos ensaios em temperatura ambiente. Para manter o mesmo esquema estático dos ensaios em temperatura ambiente, ou seja, a viga mista como simplesmente apoiada, foram utilizados um apoio móvel e um apoio fixo (Figura 6.17).

Figura 6.15 - Posicionamento dos dispositivos de medição dos deslocamentos: (a) Transdutores centrais D4 e D5, (b) Indicação dos ganchos, (c) Transdutores D1, D2 e D3 e (d) Transdutor D6



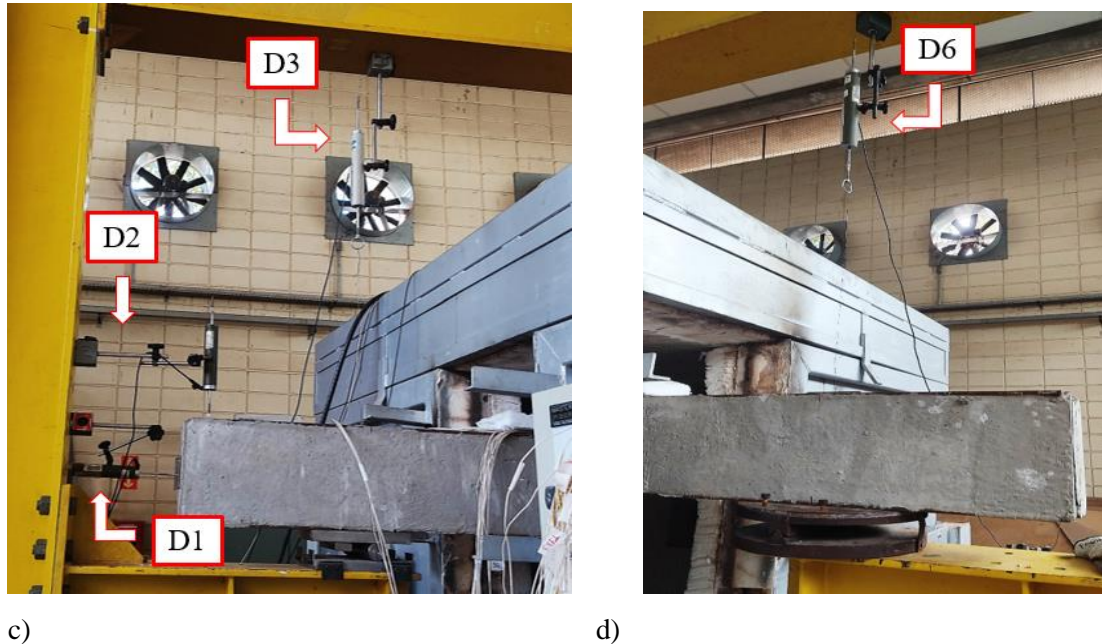
a)

b)

Continua



Figura 6.16 - Posicionamento dos dispositivos de medição dos deslocamentos: (a) Transdutores centrais D4 e D5, (b) Indicação dos ganchos, (c) Transdutores D1, D2 e D3 e (d) Transdutor D6 (continuação)



Fonte: Autora da pesquisa.

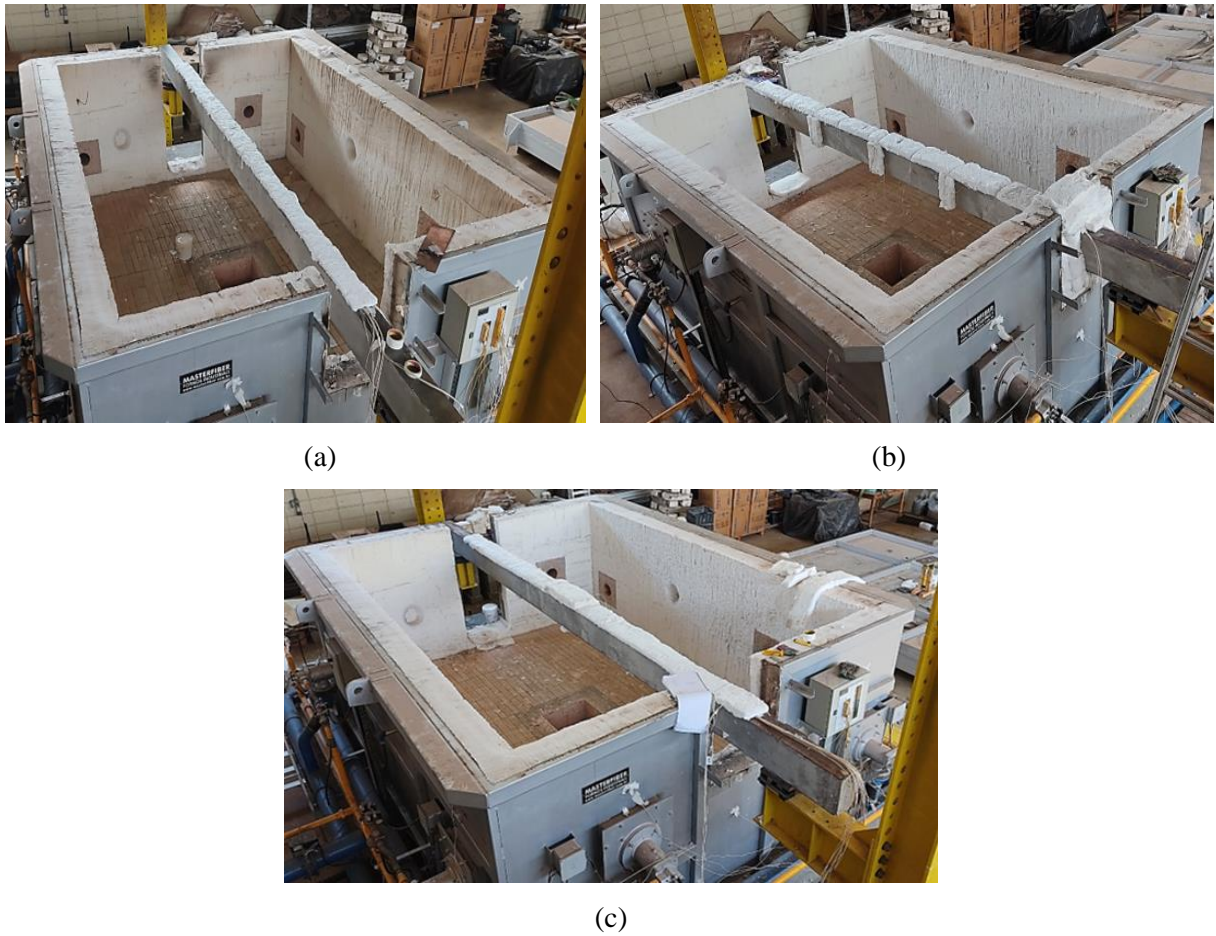
Figura 6.17 - Dispositivos de vinculação: (a) Apoio móvel e (b) Apoio fixo.



Fonte: Autora da pesquisa.

Antes de realizar o fechamento do forno a face superior das vigas foi revestida com manta cerâmica com o intuito de realizar o isolamento térmico e proteger os termopares, os quais caminharam até o sistema de aquisição de dados por essa região. A Figura 6.18 ilustra as três vigas mistas já revestidas em sua parte superior, de modo semelhante ao que foi realizado com os tótons (Capítulo 5), a fim de 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 6.18 - Posicionamento das VMPR dentro do forno: (a) VB-0, (b) VT-1 e (c) VQ-2.



Fonte: Autora da pesquisa.

A Figura 6.19 ilustra o aspecto final do ensaio após o fechamento do forno e antes do acionamento das chamas. É importante destacar que devido à necessidade do posicionamento das vigas nos apoios, as laterais do forno precisaram ficar abertas (Figura 6.18), o que exigiu um sistema de vedação lateral eficiente. Para isso, foi colocada manta cerâmica ao redor dos elementos e as laterais foram fechadas com peças de madeira compensada com uma camada de gesso *Standard*, onde as dimensões seguiram a seção transversal das vigas (Figura 6.20).



Figura 6.19 - Visão geral dos ensaios em temperaturas elevadas



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.20 - Sistema de vedação nas laterais do forno



a) Lateral esquerda

b) Lateral direita

Fonte: Autora da pesquisa.

Em seguida ao fechamento da tampa do forno e vedação lateral, a viga foi carregada e, a partir disso, houve o acionamento das chamas de modo que o aquecimento coincidissem com a curva de incêndio-padrão ISO 834:1999. No entanto, para avaliar a resistência ao fogo de elementos estruturais expostos ao incêndio-padrão, essa norma apresenta algumas recomendações a respeito de critérios de parada dos ensaios. Uma vez que, as vigas foram inseridas totalmente 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 6.1 e 6.2, respectivamente.

**Deslocamento limite (D):**

$$D = \frac{L^2}{400.d} \quad \text{(Equação 6.1)}$$

**Taxa de deslocamento limite ( $dD/dt$ ):**

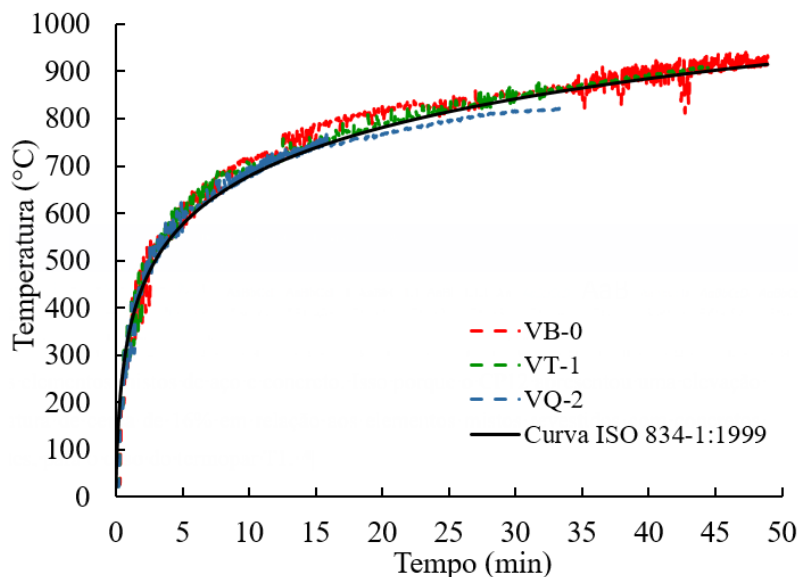
$$\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000.d} \quad \text{(Equação 6.2)}$$

Nas Equações 6.1 e 6.2,  $d$  representa a distância entre as fibras extremas comprimidas e tracionada da seção transversal, enquanto  $L$  define o vão da viga. De acordo com as dimensões das seções transversais das VMPR deste estudo, os valores de  $D$  e da reação  $dD/dt$  resultaram iguais a 251,8 mm e 11,2 mm/min, respectivamente. Contudo, a ISO 834:1999 exige que para aplicação do critério da taxa de deslocamento o valor do deslocamento do meio do vão precisa ser maior que  $L/30$ . 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 após a viga mista atingir um valor médio de deslocamento no meio do vão de 100 mm, para fins de comparação entre as VMPR do estudo.

### 6.3.2 Determinação e análise do campo térmico

O forno utilizado nos ensaios possui um sistema de aquisição de dados para medição da temperatura interna, composto por nove termopares distribuídos por sua estrutura. Por meio da Figura 6.21 é possível avaliar a temperatura média desses sensores nos três ensaios, bem como a curva teórica ISO 834-1:1999.

Figura 6.21 - Avaliação das temperaturas médias dos termopares de controle dentro do forno com a curva-padrão durante os ensaios das VMPR

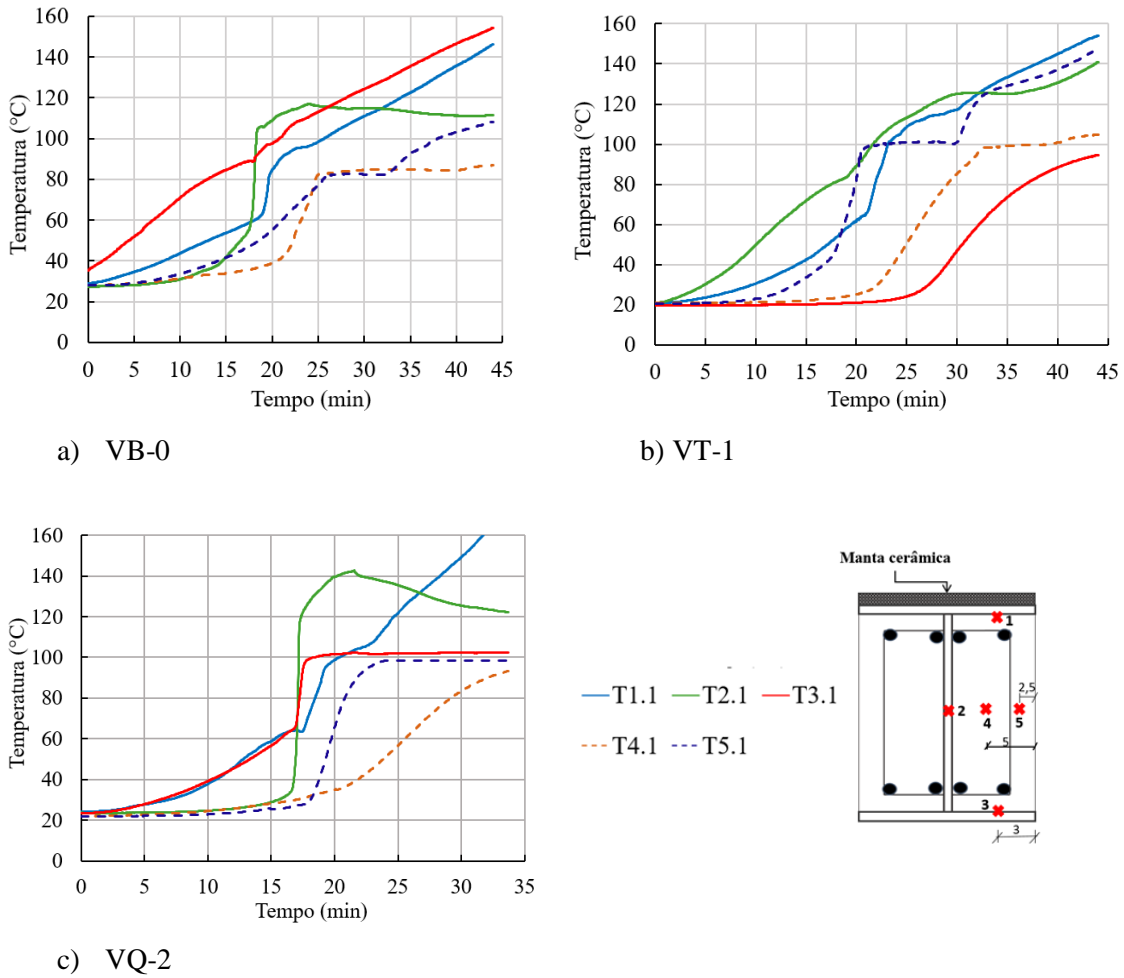


Fonte: Autora da pesquisa.

Os resultados apresentados pelos termopares dentro do forno respeitaram a limitação normativa da ISO 834-1:1999, indicado em seu item 5.1.5, uma vez que, após os 10 minutos de ensaio não houve diferença superior de 100 °C entre as curvas de aquecimento e de incêndio-padrão. Vale destacar que a curva média do ensaio da VB-0 apresentou certa instabilidade, principalmente nos últimos minutos de ensaio. Isso aconteceu em resposta à perda de leitura de alguns termopares ao longo do processo de aquecimento, contudo, esse fato não prejudicou os resultados que ficaram dentro do limite estabelecido por norma.

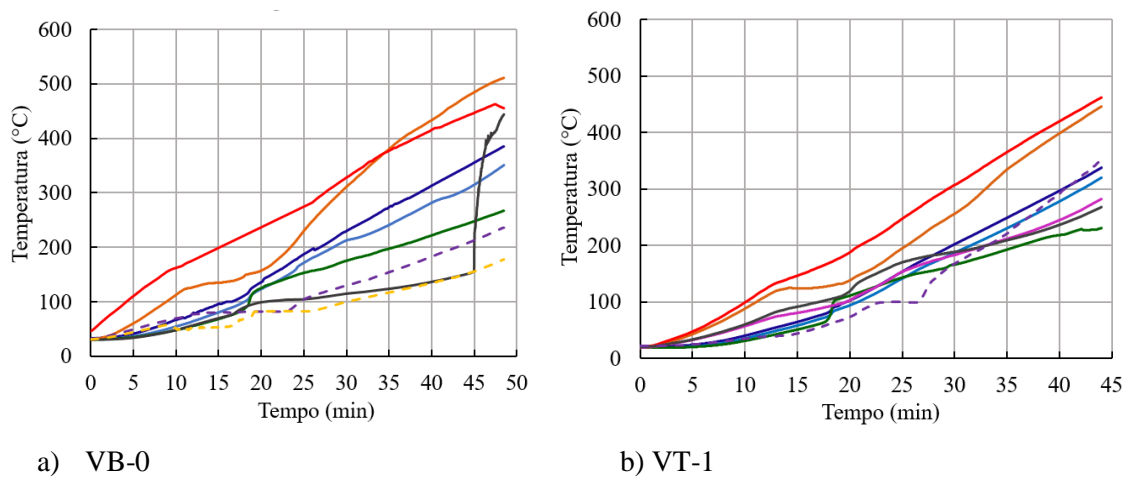
Com o intuito de avaliar homogeneidade do aquecimento, ao longo do comprimento da viga foram avaliadas as temperaturas em quatro seções (Figuras 6.21 a 6.24), as quais apresentam a evolução da temperatura nos pontos instrumentados de cada seção. Aqueles sensores não mostrados nos gráficos foram danificados durante o aquecimento. Com relação a seção S1, que se encontrava fora da região de aquecimento das vigas, apesar das temperaturas apresentarem valores inferiores de cerca de 65% em relação aos valores máximos atingidos pelas demais seções, as temperaturas sofreram alterações significativas, tendo em vista que seus valores máximos chegaram na ordem de 158 °C. Esse fato pode estar relacionado com a alta taxa de *spalling* que as vigas sofreram durante o ensaio o que permitiu que houvesse maior transferência de calor e, assim, influenciando na elevação das temperaturas nessa região.

Figura 6.22 - Evolução da temperatura para os termopares da seção S1



Fonte: Autora da pesquisa

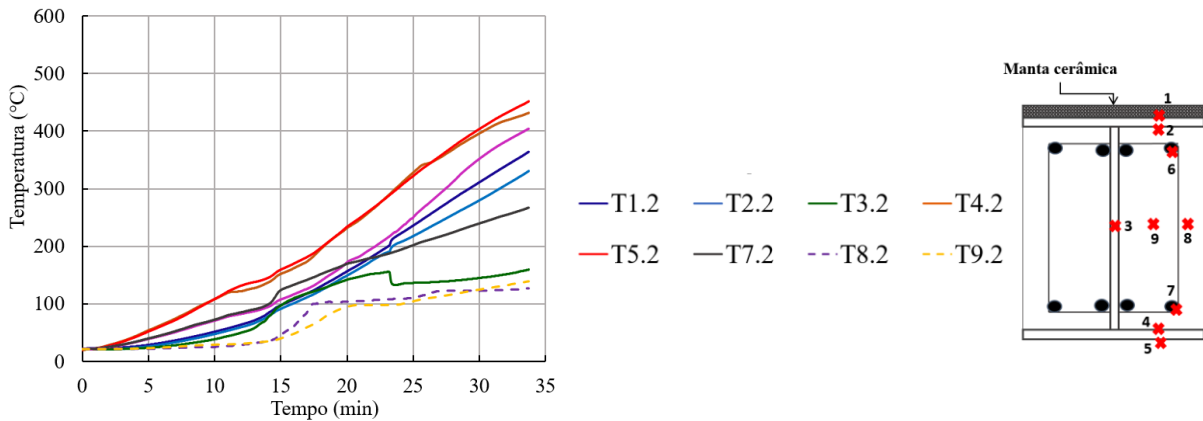
Figura 6.23 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S2



Continua



Figura 6.24 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S2 (continuação)



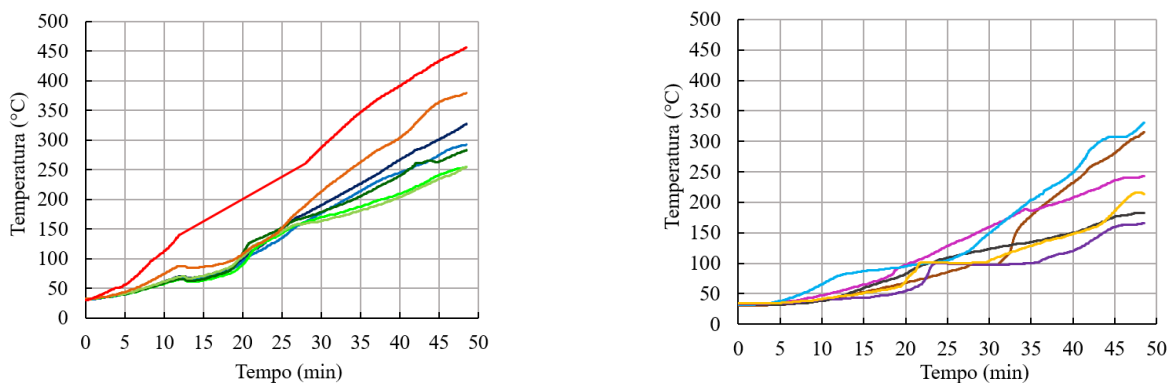
c) VQ-2

Fonte: Autora da pesquisa.

Com relação às temperaturas das seções S2, S3 e S4, localizadas dentro da região exposta ao fogo, as temperaturas apresentaram valores distintos. Kodaira *et al.* (2004), Piloto *et al.* (2013), Piloto *et al.* (2017) e Simões (2022) também identificaram esse fenômeno em ensaio em temperaturas elevadas e atribuíram essa variação ao fato do aquecimento não acontecer de forma homogênea no forno, associado a possíveis perdas de calor pelas laterais do equipamento.

Além disso, de forma semelhante ao que foi relato no trabalho de Simões (2022), a seção S3 também apresentou o menor campo de temperatura para a maioria dos termopares. Isso confirma a influência do posicionamento dos queimadores na distribuição de temperatura na seção S3. Como apresentado no subitem 5.1.4, a região central do forno não possui queimadores, estando estes presentes somente em locais próximos às extremidades das vigas.

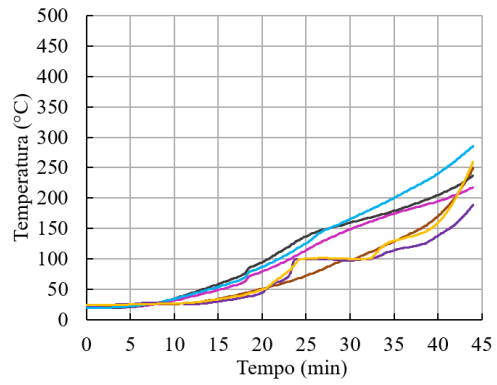
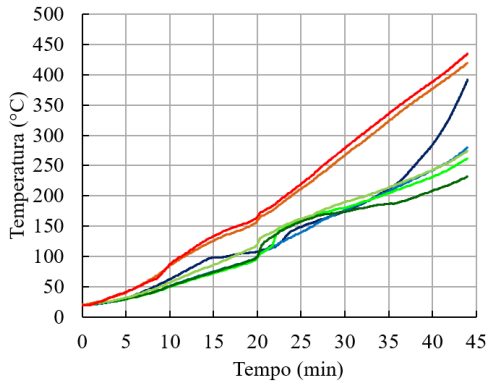
Figura 6.25 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S3



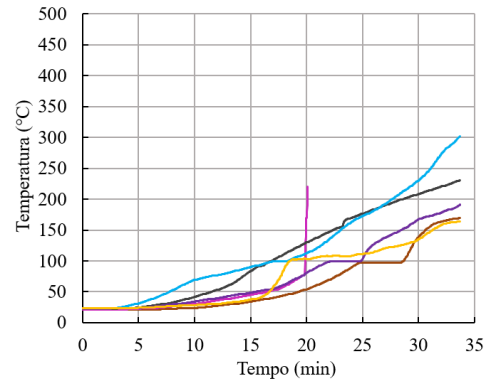
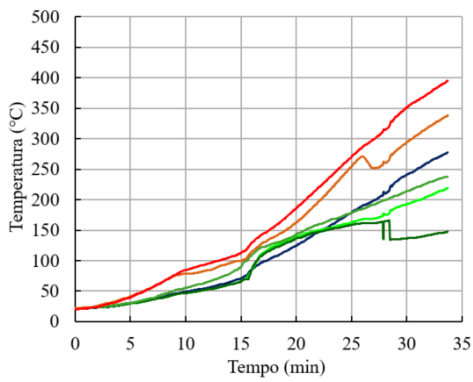
a) VB-0

Continuação

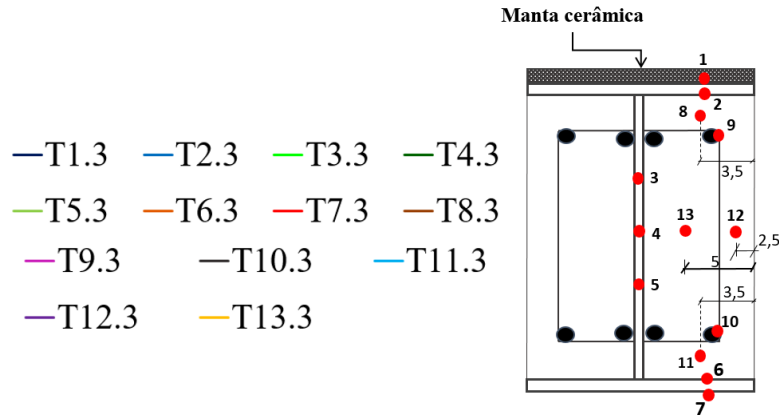
Figura 6.26 - Evolução da temperatura dos termopares da seção S3 (continuação)



b) VT-1

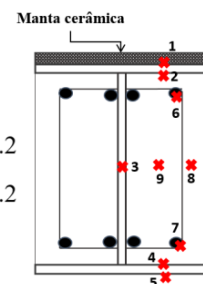
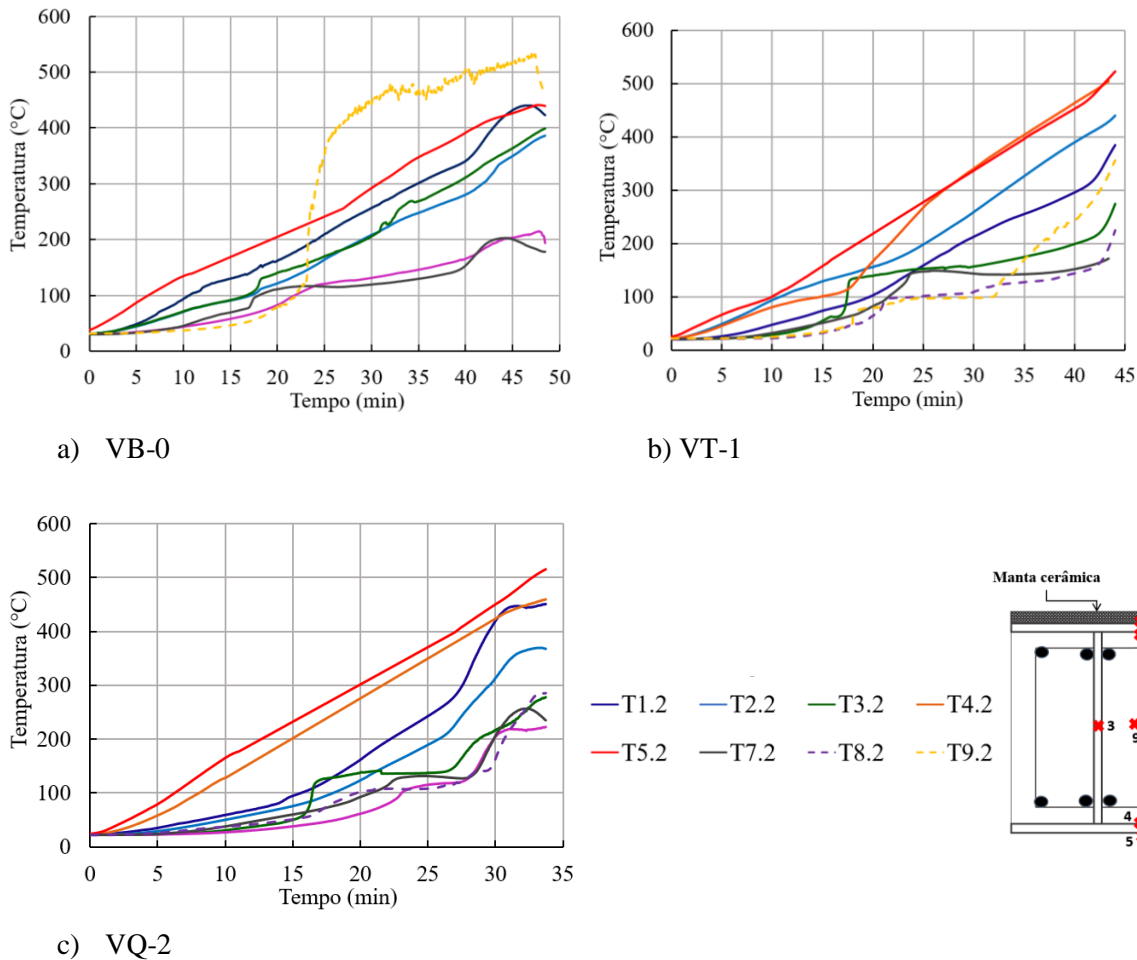


c) VQ-2



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.27 - Evolução da temperatura para os termopares da seção S4



Fonte: Autora da pesquisa.

Em Felício (2018) se realizou um ensaio em situação de incêndio de uma viga puramente metálica com as mesmas dimensões que o perfil utilizado nesta tese. Apesar da duração curta do ensaio, cerca de 7 minutos, devido a uma rotação excessiva dos apoios, alguns pontos atingiram temperaturas superiores a 500°C. Para o caso das VMPR desta tese, as temperaturas superiores a essa foram atingidas em alguns pontos de leitura somente ao final dos ensaios, que tiveram duração superior ao ensaio de curta duração da autora.

Desse modo, como o aquecimento ocorreu diretamente na mesa do perfil de aço das VMPR, as temperaturas não foram uniformes na seção transversal. Para alguns casos, o gradiente térmico entre os pontos mais e menos aquecidos foi superior a 300°C. No entanto, os concretos utilizados como revestimento, independentemente do tipo de concreto, protegeram termicamente o perfil de aço, pois as temperaturas obtidas pelos pontos de leitura localizados no concreto apresentaram uma redução significativa de cerca de 60% com relação aos localizados na mesa exposta ao fogo.

Com relação às armaduras, as temperaturas foram mensuradas nos pontos de leitura T6 e T7 (seções S2 e S4) e T9 e T10 (seção S3), verificou-se uma variação do campo térmico nesses pontos que pode estar associado a alta taxa de *spalling* do concreto, que ocorreu de modo aleatório na seção transversal. Apesar disso, os valores foram inferiores a 250°C para a grande maioria das seções, com ressalva para a seção 2 da VQ-2, na qual o termopar T6 apresentou temperaturas superiores a 400°C enquanto o termopar T7 foi de 247°C. Esse fato pode estar associado à maior exposição ao fogo dessa região devido ao *spalling* sofrido.

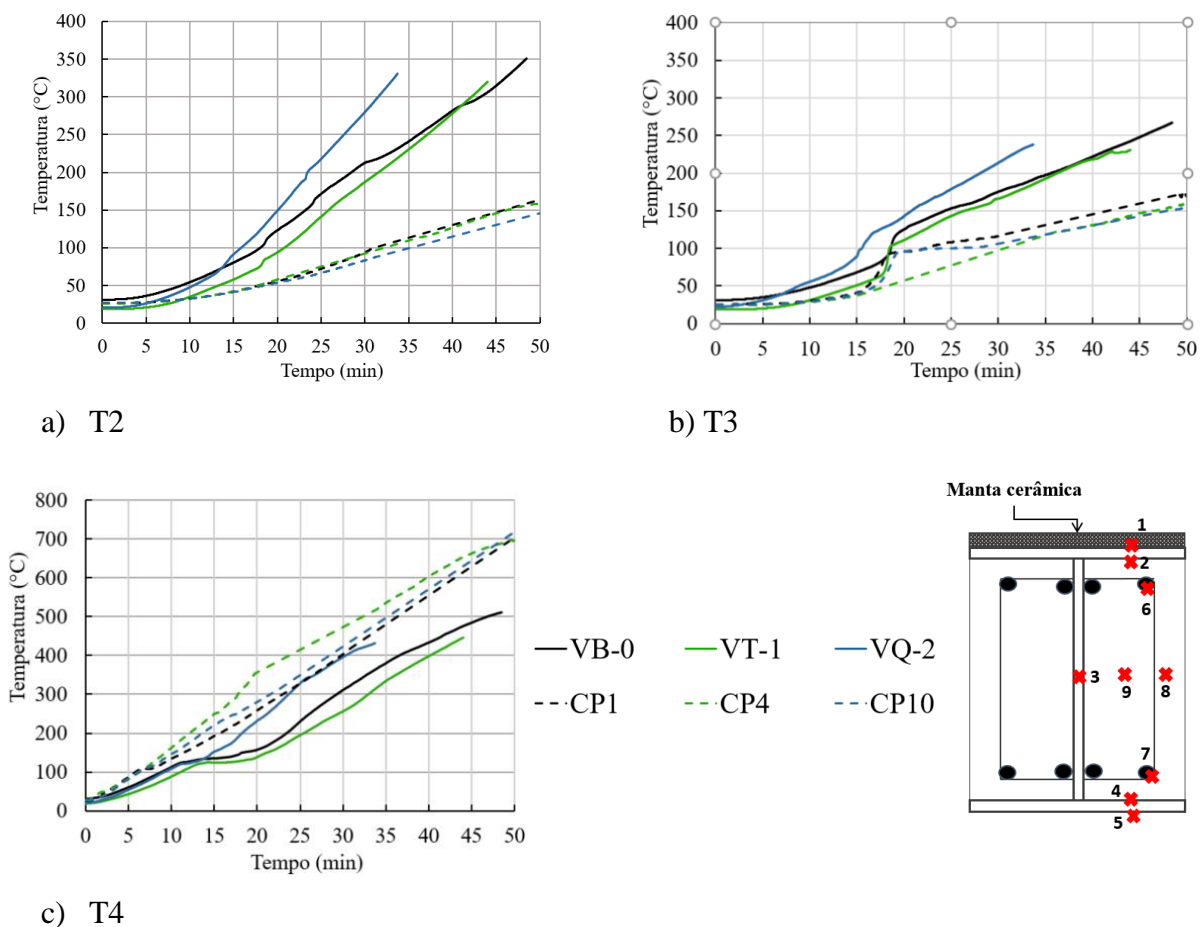
Sobre os pontos de leitura do concreto, em algumas vigas, as temperaturas do termopar T9 das seções S2 e S4 resultaram maiores que o termopar T8, sendo que aquele termopar teoricamente se localizava em um ponto mais interno do concreto. Acredita-se que, durante o processo de instalação desses sensores, 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 3 da VB-0 e VT-1.

Além disso, cabe destacar que devido ao *spalling* do concreto houve a perda de leitura de alguns desses termopares, o que comprometeu a avaliação da temperatura até o instante final dos ensaios. Para o caso da VB-0 houve a perda do termopar T9 na seção 2 aos 22 minutos, enquanto a VT-1 houve perda de leitura do T8 nas seções S2 e S4 aos 26 e 32 minutos, respectivamente. Para a VQ-2 houve o comprometimento do termopar T9 nos instantes finais do ensaio, aos 30 minutos.

Após o estudo das temperaturas na seção transversal das vigas mistas, desenvolveu-se uma análise comparativa de modo a avaliar o comportamento dos concretos como barreira térmica dos perfis de aço das VMPR e dos seus respectivos protótipos mistos, que foram desenvolvidos conforme descrito no Capítulo 5 desta tese.

Para isso, foram escolhidos os termopares T2 (mesa superior protegida), T3 (alma) e T4 (mesa inferior exposta) presentes na seção S2, e as temperaturas obtidas nesses mesmos pontos para o caso dos protótipos revestidos com os respectivos concretos das vigas, sendo eles o CP1, CP4 e CP10. Destaca-se que essa seção foi a selecionada por ter menos termopares danificados durante o aquecimento das vigas. A Figura 6.28 apresenta a evolução da temperatura para cada sensor.

Figura 6.28 - Desenvolvimento da temperatura nos pontos (T2, T3 e T4) situados na seção S2 para todas as VMPR e dos seus respectivos protótipos mistos



Fonte: Autora da pesquisa.

As temperaturas nos pontos de leitura T2 e T3 resultaram superiores para as VMPR com relação aos sensores dos protótipos mistos revestidos com os mesmos concretos, de modo que, as temperaturas foram superiores na ordem de 50% para o sensor localizado na mesa protegida (T2) e 35% para região central da alma (T3). Cabe ressaltar a exceção, do sensor T4, localizado na região próxima à mesa exposta ao fogo, onde as VMPR apresentaram temperaturas inferiores em relação aos seus protótipos mistos (CP1, CP4 e CP10). Para o caso da VB-0 e VT-1 a redução variou de 25% a 30%, respectivamente, e para VQ-2 essa diferença foi inferior a 10%.

Essa diferença das temperaturas das vigas com relação aos protótipos, nesses pontos de leitura, está associada à variação da taxa de *spalling* sofrida nos ensaios em altas temperaturas. Ao final dos experimentos observou-se que as VMPR apresentaram um alto nível de lascamento do concreto, superior ao apresentando nos protótipos, o que permitiu uma maior exposição do perfil de aço ao incêndio culminando em maiores temperaturas, principalmente nos termopares T2 e T3 localizados em regiões protegidas pelo concreto.

É importante destacar que, tomou-se o cuidado em realizar os ensaios em elevadas temperaturas em idades avançadas, a fim de obter a perda de água livre desses concretos, conforme o que foi estudado no Capítulo 5 com os protótipos mistos. No entanto, isso não evitou que houvesse a presença do fenômeno do *spalling* nos elementos estruturais, que apresentaram uma taxa mais severa ao que foi observado nos modelos de tamanho reduzido.

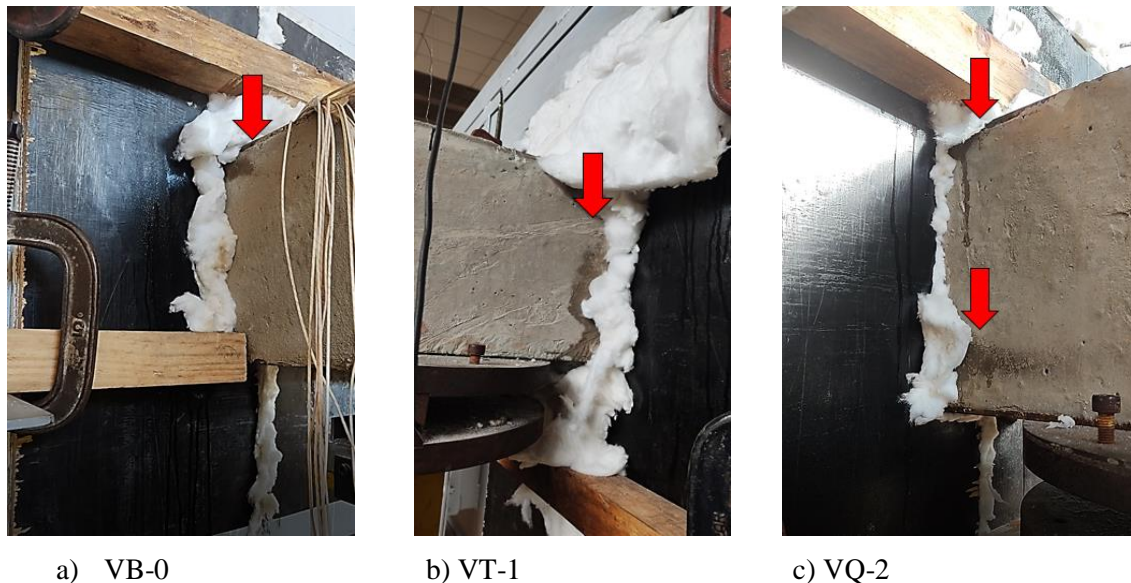
Com relação ao campo térmico desenvolvido pelos concretos das VMPR, ao final dos ensaios verificou-se que a viga revestida do concreto de alta resistência de referência, VB-0, apresentou às maiores temperaturas nos componentes de aço (T2, T3 e T4). Isso é justificado pela sua maior exposição ao incêndio, devido ao maior tempo de duração do ensaio para atingir o deslocamento limite de 100 mm. Os resultados da VT-1, revestida com o concreto contendo uma mistura ternária de cimento Portland, sílica ativa e fíler calcário, foram semelhantes, sendo que alguns pontos de leituras nesse revestimento apresentaram menores temperaturas no perfil de aço.

Apesar disso, por meio da Figura 6.28 foi possível constatar que, apesar do tempo de duração do ensaio da VQ-2 ter sido o menor em relação às outras vigas, houve um acelerado crescimento das temperaturas nos termopares T2, T3 e T4. Com isso, a VQ-2 revestida com um concreto quaternário contendo cimento Portland, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário, forneceu a menor proteção térmica para a viga metálica entre os demais compósitos. No instante final do ensaio da VQ-2, aos 34 min, as temperaturas foram superiores a 100 °C para os sensores posicionados nos componentes de aço (T2, T3 e T4) em relação às outras vigas.

Por último, é importante destacar que após 15 min dos ensaios em temperaturas elevadas, todas as vigas apresentaram ascensão da umidade interna do concreto para a superfície, como pode ser visto na Figura 6.29, este fato demonstra que, apesar da secagem ao ar das VMPR, há considerável quantidade de água interna aprisionada nos concretos de alta resistência. Esse mesmo fenômeno também foi observado nos experimentos em pilares mistos de aço e concreto realizado em Rocha (2016), bem como nas vigas mistas em Felício (2018) e em Simões (2022).



Figura 6.29 - Ascensão da umidade do concreto para a superfície durante o ensaio em temperaturas elevadas



Fonte: Autora da pesquisa

### 6.3.3 Análise dos deslocamentos verticais centrais

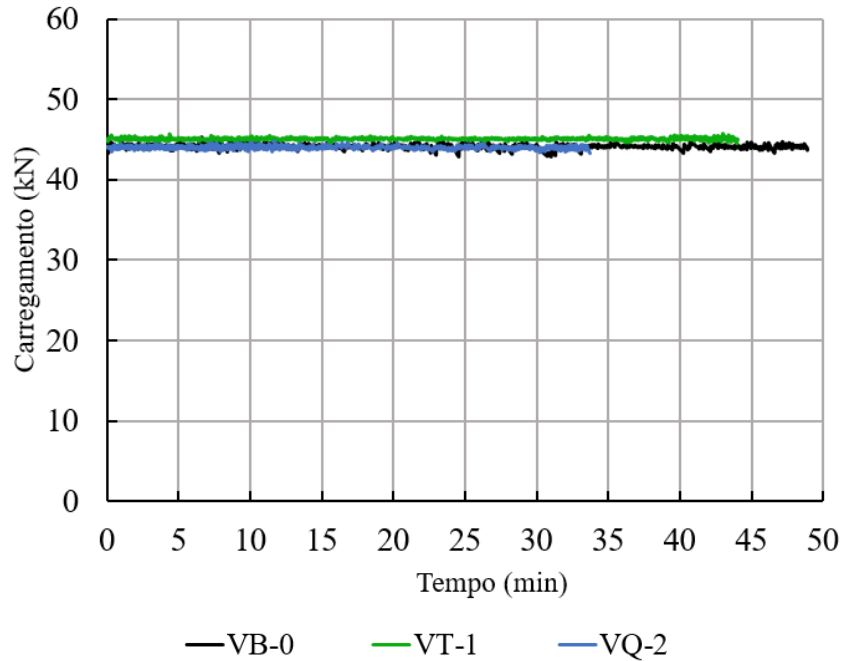
O acionamento das chamas nos ensaios em temperaturas elevadas ocorreu somente após a estabilização do carregamento das vigas mistas parcialmente revestidas de concreto, que correspondeu a 30% de sua capacidade resistente em temperatura ambiente. Por meio da Figura 6.30 é possível observar que o macaco hidráulico foi capaz de sustentar a carga durante todo o tempo de aquecimento para todos os ensaios.

No que diz respeito aos deslocamentos no meio do vão das VMPR, a fim de manter a segurança nos ensaios em temperaturas elevadas e servir como forma de comparação entre os elementos estruturais ensaiados em temperatura ambiente, adotou-se como critério de parada o deslocamento limite de 100 mm. Na Tabela 6.6 encontra-se o tempo final de duração de cada ensaio, de modo que a evolução do deslocamento no meio do vão está apresentada na Figura 6.31.

Primeiramente, é importante pontuar que para o tempo igual a zero o deslocamento inicial das vigas não foi nulo, pois antes de iniciar o aquecimento os elementos receberam uma parcela da carga última. Os valores obtidos seguiram os resultados dos deslocamentos no meio do vão dos ensaios das vigas em temperatura ambiente, comprovando a eficiência dos transdutores de deslocamento posicionado na parte central da viga. Do mesmo modo, como apontado por Piloto *et al.* (2013) e Piloto *et al.* (2017), a relação entre a deflexão e o tempo

permaneceu praticamente linear, com ressalva para os 10 minutos finais dos ensaios que, ao traçar uma linha de tendência linear para as curvas, verificou-se uma maior inclinação devido à aceleração dos deslocamentos (Figura 6.31).

Figura 6.30 - Evolução do carregamento em função do tempo de aquecimento



Fonte: Autora da pesquisa.

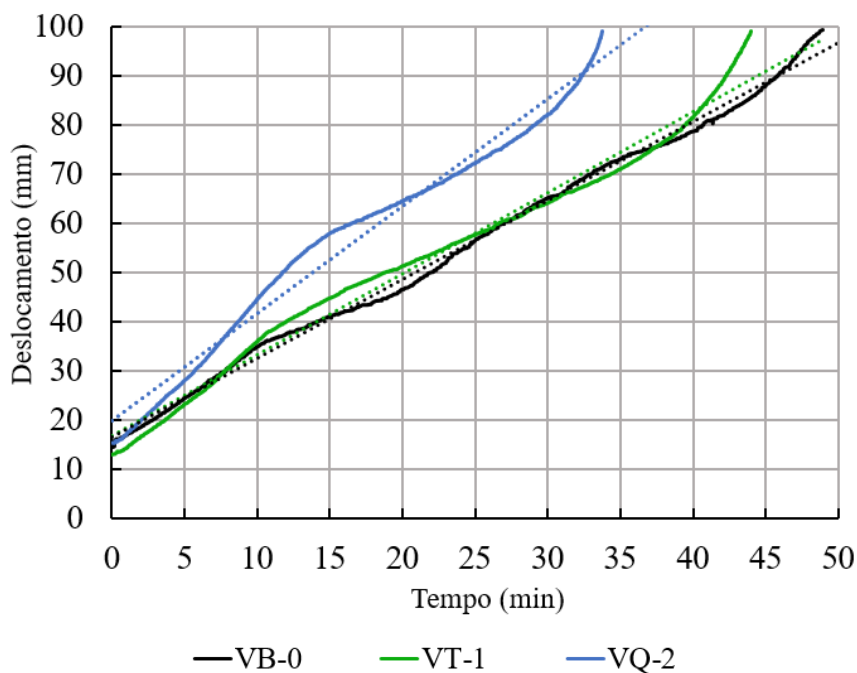
Tabela 6.6 - Duração final do ensaio

Elemento estrutural	Tempo final (min)
<b>VB-0</b>	48,9
<b>VT-1</b>	44,0
<b>VQ-2</b>	33,7

Fonte: Autora da pesquisa.

Sobre o desempenho das VMPPR, destaca-se que aquela produzida com concreto de alta resistência de referência, VB-0, e a VT-1 (produzida com concreto ecoeficiente constituído de uma mistura ternária), apresentaram resultados semelhantes no que diz respeito ao maior tempo de resistência ao fogo. A menor taxa de deslocamento médio foi obtida pela VB-0, com valor de 2,04 mm/min, totalizando o deslocamento máximo aos 49 minutos de aquecimento, enquanto na VT-1 o deslocamento foi de cerca de 2,27 mm/min, para uma duração do ensaio um pouco menor de 44 minutos.

Figura 6.31 - Evolução do deslocamento no meio do vão em função do tempo de aquecimento



Fonte: Autora da pesquisa

No entanto, os resultados foram inferiores para o caso da viga produzida com concreto ecoeficiente de uma mistura quaternária, VQ-2, em virtude do menor tempo de resistência ao fogo (cerca de 34 minutos para o deslocamento de 100 mm), como consequência da maior taxa de deslocamento médio de aproximadamente 2,97 mm/min. Isso está associado às temperaturas mais elevadas nas seções transversais deste elemento, conforme discutido no subitem 6.3.2.

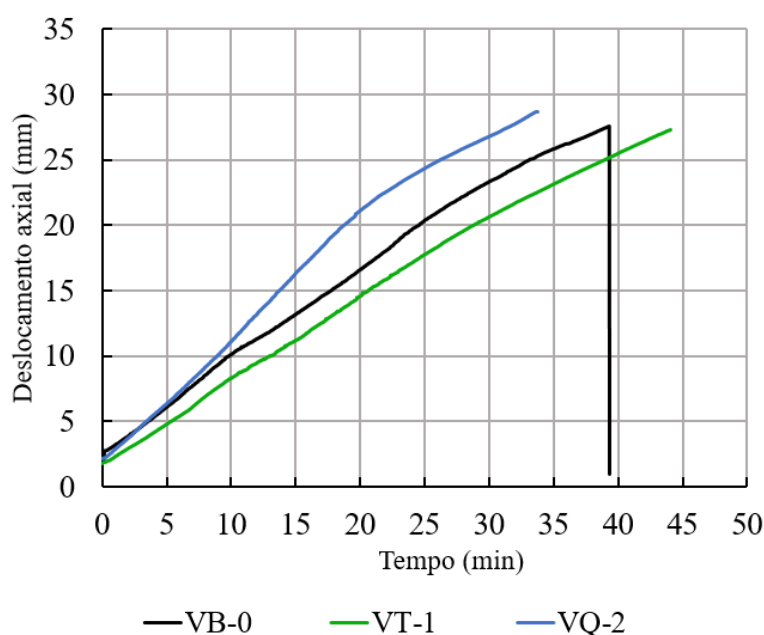
Contudo, ao comparar os resultados obtidos para a viga puramente de aço ensaiada por Felício (2018), observa-se que as três vigas ensaiadas nesta tese apresentaram um deslocamento no centro do vão inferior ao que foi encontrado pela autora aos 7 minutos. Desse modo, destaca-se a influência positiva do concreto como revestimento das vigas.

Por último, os resultados apontam que a VMPR com concreto de alta resistência ecoeficiente ternário apresentou desempenho similar ao concreto de alta resistência de referência em elevadas temperatura. Sendo então possível demonstrar um futuro promissor na utilização das adições minerais como possíveis substitutos parciais do cimento Portland, não só por seu potencial mecânico e de durabilidade (Capítulo 4), como também em situação de incêndio.

### 6.3.4 Outros deslocamentos avaliados

Ao longo dos ensaios em elevadas temperaturas, além do deslocamento vertical medido no meio do vão, outros três deslocamentos foram avaliados, sendo eles: o deslocamento axial, deslocamento vertical em cada apoio e deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda do sistema misto. A Figura 6.32 ilustra o deslocamento axial para as VMPR no decorrer do tempo de duração de cada ensaio.

Figura 6.32 - Deslocamentos axiais das VMPR com o avanço do tempo



Fonte: Autora da pesquisa

Inicialmente, é importante mencionar que nos 5 minutos finais do ensaio da viga revestida com concreto de referência, VB-0, houve a perda de leitura do transdutor D1. Apesar disso, a análise dos resultados não foi comprometida, uma vez que é possível verificar que a maior dilatação térmica ocorreu na VQ-2, revestida com o concreto ecoeficiente quaternário, de modo que ao final do ensaio o elemento sofreu um aumento do seu comprimento de 2,9 cm. Isso ocorreu devido às maiores temperaturas da seção transversal terem sido observadas para essa viga em relação as demais estudadas nessa tese. No que diz respeito às VB-0 e VT-1, apesar das curvas de dilatação terem sido próximas, ao final dos ensaios as VT-1 foi a que apresentou um menor valor de alongamento (deslocamento axial).

As Tabelas 6.7 a 6.9 indicam os demais resultados para os deslocamentos verticais mensurados pelos transdutores D2, D3 e D6 para várias faixas de intervalo de tempo durante o

ensaio. No que diz respeito ao deslocamento próximo à extremidade esquerda (transdutor D2), o desempenho da VQ-2 foi semelhante ao já apresentado anteriormente, isto é, apresentou os maiores valores dessa grandeza, ao passo que a VB-0 foi a que apresentou os menores deslocamentos, enquanto os resultados intermediários foram obtidos pela VT-1.

Tabela 6.7 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 1) – medidas em mm

	5 min			10 min			15 min		
	D2	D3	D6	D2	D3	D6	D2	D3	D6
<b>VB-0</b>	1,2	1,52	2,78	3,45	1,62	3,09	4,6	1,62	3,21
<b>VT-1</b>	4,79	0,77	2,24	8,23	4,01	2,50	10,39	1,13	2,59
<b>VQ-2</b>	5,85	0,93	2,55	9,98	1,08	2,92	13,22	1,12	3,14

D2 – Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda;

D3 – Deslocamento no apoio esquerdo;

D6 – Deslocamento no apoio direito.

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.8 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 2) – medidas em mm

	20 min			25 min			30 min		
	D2	D3	D6	D2	D3	D6	D2	D3	D6
<b>VB-0</b>	5,94	1,60	3,27	7,73	1,62	3,37	9,77	1,60	3,37
<b>VT-1</b>	11,98	1,13	2,73	13,29	1,08	2,78	14,59	1,12	2,78
<b>VQ-2</b>	14,59	1,13	3,32	15,87	1,18	3,35	17,42	1,36	3,54

D2 – Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda;

D3 – Deslocamento no apoio esquerdo;

D6 – Deslocamento no apoio direito.

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.9 - Deslocamentos medidos pelos transdutores D2, D3 e D6 para algumas faixas de tempo (Parte 3) – medidas em mm

	35 min			40 min			Fim do ensaio		
	D2	D3	D6	D2	D3	D6	D2	D3	D6
<b>VB-0</b>	11,39	1,60	3,58	12,92	1,62	3,58	15,28	1,62	3,84
<b>VT-1</b>	15,83	1,13	2,87	17,70	1,13	3,04	20,72	1,12	3,27
<b>VQ-2</b>	-	-	-	-	-	-	19,99	1,58	3,8

D2 – Deslocamento vertical a 50 mm da extremidade esquerda;

D3 – Deslocamento no apoio esquerdo;

D6 – Deslocamento no apoio direito.

Fonte: Autora da pesquisa.

Por fim, sobre os deslocamentos nos apoios esquerdo e direito, assim como também constado em Simões (2022), os valores não coincidiram. Contudo, é de conhecimento que, como simplificação teórica, considera-se os deslocamentos nos apoios nulos, entretanto, apesar dos valores obtidos terem sido reduzidos (1,6 a 3,8 mm), na prática não existem suportes ideais.

#### 6.4 ANÁLISE DAS VIGAS APÓS AQUECIMENTO

Os ensaios em situação de incêndio das VMPR tiveram uma duração média de 42 minutos e, após o desligamento das chamas e a retirada da tampa do forno, foi possível visualizar a situação final de cada viga. As Figuras 6.30 a 6.33 demonstram esses resultados.

De modo geral, houve o *spalling* do concreto em ambas as faces das vigas onde, em algumas regiões, esse lascamento permitiu a exposição das armaduras longitudinais e transversais. Observou-se sua maior intensidade ao longo da região superior de todas as vigas, ou seja, na região próxima à mesa do perfil metálico protegida pela manta cerâmica. É importante destacar que apesar do controle da umidade, com a secagem ao ar antes dos ensaios em situação de incêndio, o lascamento explosivo ocorreu do mesmo modo que aconteceu anteriormente com esses concretos nos elementos mistos com tamanho reduzido (Capítulo 5).

Figura 6.33 - Viga VB-0 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2



(a)



(b)

Fonte: Autora da pesquisa



Figura 6.34 - Viga VT-1 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2



(a)



(b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.35 - Viga VQ-2 pós-fogo: (a) Lado 1 e (b) Lado 2



(a)



(b)

Fonte: Autora da pesquisa.

Figura 6.36 - Mudança de coloração das vigas pós-fogo



VB-0



VT-1



VQ-2

Fonte: Autora da pesquisa.

Além da fragmentação explosiva do concreto de revestimento das VMPR, o aumento das temperaturas alterou sua coloração, conforme visualizado na Figura 6.36. Essa mudança foi perceptível ao comparar as extremidades da viga que não receberam a carga térmica com a região de aquecimento que não sofreu *spalling*. Diferente das VMPR de referência (VB-0) e a viga revestida com concreto ternário (VT-2) contendo cimento, sílica e fíler calcário, que possuíam coloração cinza ardósia, a VQ-2 antes da exposição ao fogo apresentava uma coloração cinza escuro atribuída à presença de carbono não queimado da CCA, que conferia a cor escura ao concreto.

No entanto, nesta tese os concretos foram submetidos a temperaturas acima de 800°C ao final dos ensaios com isso, a cor de todos os tipos de concreto passou de cinza ardósia para cinza claro. Resultados semelhantes foram constatados em Hager (2013) e Khaliq e Mujeeb (2019), que atribuíram essa mudança às alterações químicas e físicas associadas à oxidação do ferro presente nos constituintes desse material e à decomposição da portlandita na pasta de cimento hidratada. Além disso, observou-se nos elementos o revestimento por um filme fino esbranquiçado que poderia ser arranhado para expor uma superfície cinza claro. Quimicamente, esse filme está associado com a cal desidratada (CaO) devido à calcinação do calcário em intervalos de temperatura de 600 a 800°C.

Portanto, as mudanças de cor no concreto após a exposição a altas temperaturas auxiliam na identificação da severidade do calor ao qual o elemento estrutural foi exposto e, desse modo, fornece informações úteis ao estabelecer a operacionalidade de um estrutura após um evento de incêndio.

#### **6.4.1 Resfriamento das vigas: análise das temperaturas e dos deslocamentos**

Após a realização dos ensaios em temperaturas elevadas, o forno foi desligado e permaneceu fechado por 24 horas. No entanto, houve o acompanhamento das temperaturas e deslocamentos das vigas pós-fogo, por aproximadamente 5 horas, devido às limitações quanto ao horário de funcionamento do laboratório. Desse modo, o monitoramento do ensaio desde o aquecimento até o resfriamento durou cerca de 6 horas.

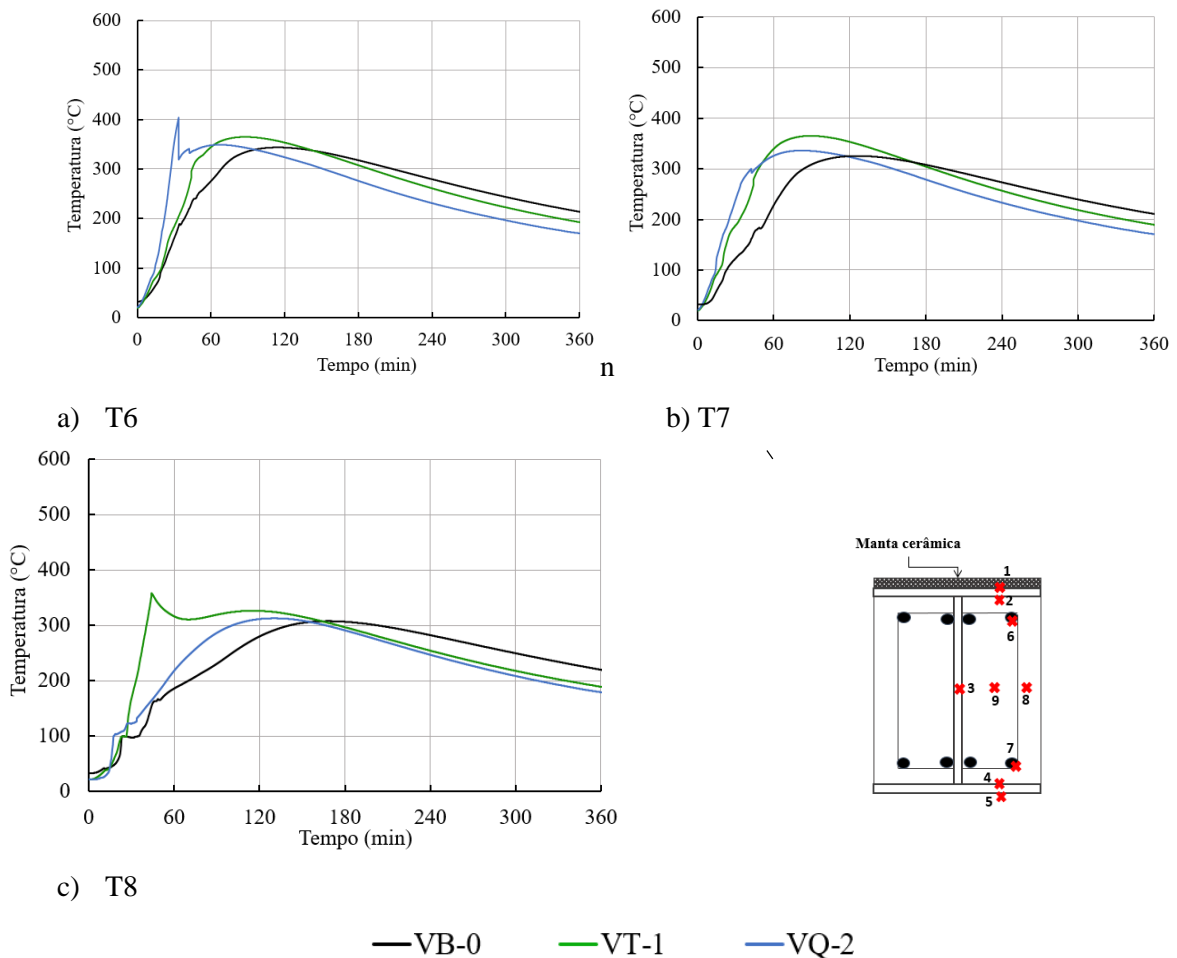
Por meio da Figura 6.34 é possível avaliar o comportamento da temperatura interna do forno ao longo de todo o período de monitoramento. Destaca-se que, para todos os ensaios realizados, após a remoção da ação do fogo, houve a queda brusca da temperatura, de modo que, nos instantes finais do monitoramento, os sensores de controle do forno apresentaram temperaturas com intensidades semelhantes em torno de 110 °C.

Com o intuito de avaliar o modo de resfriamento das VMPR, foram selecionados os termopares T2 (mesa superior protegida), T3 (alma), T4 (mesa inferior), T6 e T7 (armadura) e T8 (concreto) inseridos na seção S2, uma vez que, esses mesmos sensores foram utilizados na análise comparativa do campo térmico das VMPR desta tese (subitem 6.3.2). Por meio das Figuras 6.35 e 6.36 é possível verificar as temperaturas de cada sensor para as três vigas mistas ensaiadas.





Figura 6.39 - Evolução das temperaturas para todas as VMPR, nos sensores (T6, T7 e T8) presentes na seção S2, ao longo de seis horas de monitoramento



Fonte: Autora da pesquisa.

Por meio do processo de monitoramento das temperaturas foi possível observar que, apesar da retirada da ação térmica por volta dos 40 minutos e, por consequência, a redução da temperatura interna do forno, as temperaturas continuaram a se elevar até determinado instante. Esse fato também foi observado por Simões (2022), que realizou esses ensaios em vigas mistas revestidos com concretos com agregado reciclado. Este fato reafirma que isso aconteceu devido à presença de alguns pontos da seção transversal permanecerem com temperaturas superiores à temperatura interna do forno, o que permitiu a continuidade da transmissão de calor para a seção transversal e, com isso, a elevação da temperatura.

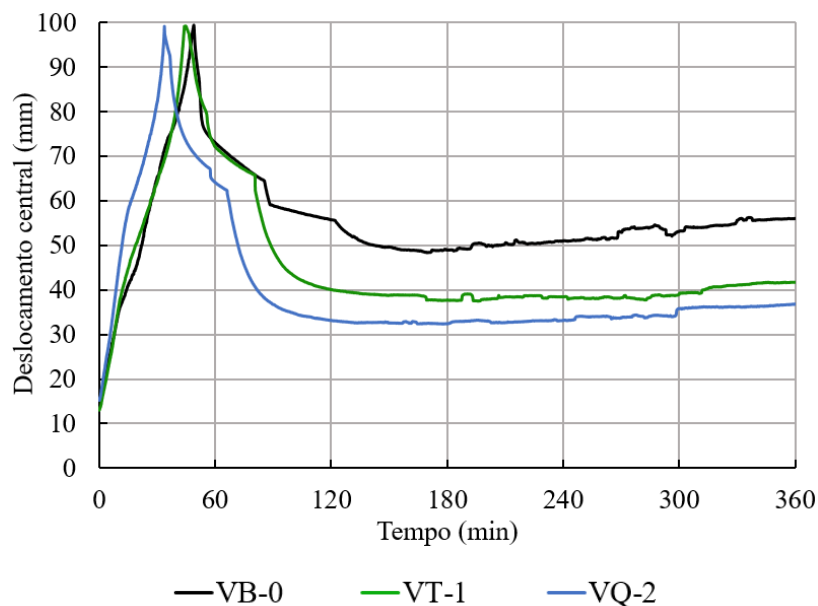
Ainda com relação o resfriamento das VMPR, conforme demonstrado com a análise comparativa do campo térmico desenvolvida no item 6.3.2, a viga revestida com concreto de referência apresentou a maior temperatura ao final do ensaio. Os resultados ao final das seis horas de monitoramento mostraram as maiores temperaturas para a viga de referência, VB-0,

seguida da VT-1 e VQ-2, nessa ordem, sendo que as temperaturas das duas últimas foram muito próximas.

Desse modo, por meio deste estudo foi possível constatar que a composição do concreto, produzido com adições minerais, como a sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e fíler calcário, influenciou no processo de resfriamento do elemento estrutural.

No que concerne os deslocamentos, a Figura 6.40 apresenta a curva de deflexão central em função do tempo, enquanto a Tabela 6.10 apresenta o valor final dessa grandeza para cada viga após o desligamento das chamas e o monitoramento do resfriamento por cerca de seis horas.

Figura 6.40 - Comportamento do deslocamento central pós-fogo.



Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.10 - Deslocamento no meio do vão após 6 horas de monitoramento

Elemento estrutural	Deslocamento (mm)
VB-0	55,94
VT-1	41,70
VQ-2	36,79

Fonte: Autora da pesquisa

Por meio da análise gráfica foi possível observar que depois de aproximadamente 1,20 horas da remoção da ação térmica, ou seja, 120 minutos de duração do experimento, os deslocamentos reduziram cerca de 40% para a viga referência, e para as vigas ecoeficientes



ternária (VT-1) e quaternária (VQ-2), a redução apresentou valores ainda maiores, de cerca de 60%. Ressalta-se que, esse patamar de redução permaneceu praticamente constante até os minutos finais do monitoramento realizado pós-fogo.

É importante destacar que, mesmo com a possibilidade da continuidade da diminuição do deslocamento no meio do vão após o desligamento do sistema de aquisição de dados, após a abertura do forno, depois de 24 horas de ensaio, verificou-se que as três vigas mistas apresentavam deslocamento central residual com valores próximos aos obtidos em 360 minutos de monitoramento. A Figura 6.41 traz o valor final dessa grandeza para cada viga, após sua retirada do forno, onde verificou-se um valor residual de 45% para a viga de referência e 50% para as vigas ecoeficientes (VT-1 e VQ-2).

Figura 6.41 - Deslocamento central final VMPR pós-fogo: a) VB-0 - deslocamento residual de 5,5 cm b) VT-1 – deslocamento residual de 5 cm e c) VQ-2 – deslocamento residual de 5 cm



a)



b)



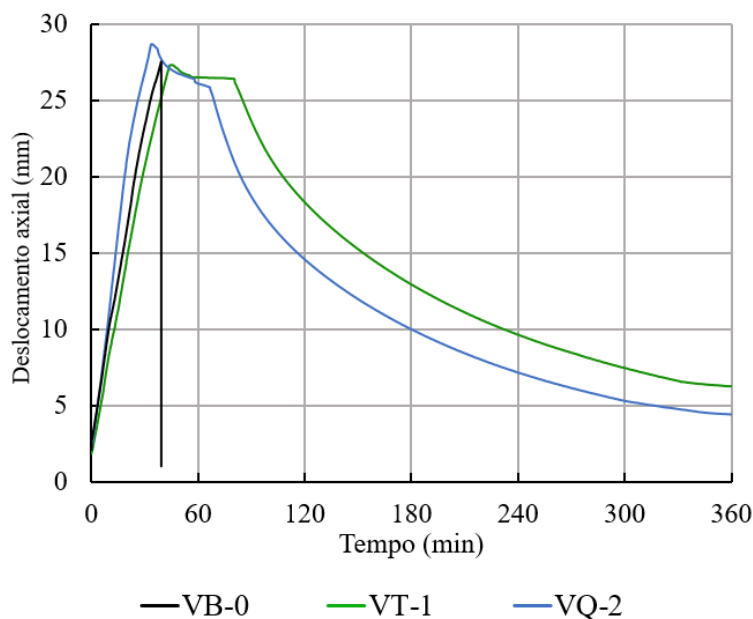
c)

Fonte: Autora da pesquisa.

Dessa forma, após as vigas mistas terem sido carregadas com 30% de sua capacidade resistente e terem sido submetidas a uma ação térmica que durou cerca de 40 minutos respeitando a curva de incêndio-padrão, houve a manifestação do comportamento elastoplástico (não linearidade) em virtude do aparecimento de deflexões residuais em todos os elementos estruturais.

Com relação aos outros deslocamentos – axial, nos apoios e a 50 mm da extremidade esquerda - foi possível realizar o acompanhamento somente do deslocamento axial durante o processo de resfriamento das vigas mistas. A Figura 6.42 apresenta os resultados obtidos para essa grandeza. É importante ressaltar que devido a algum erro de leitura do transdutor D1 não foi possível realizar o acompanhamento do deslocamento da VB-0 após 40 minutos de ensaio.

Figura 6.42 - Evolução do deslocamento axial durante o monitoramento



Fonte: Autora da pesquisa.

Pela análise da Figura 6.42, diferentemente do deslocamento central, foi possível verificar que houve uma redução considerável do deslocamento axial para as vigas mistas VT-1 e VQ-2 aos 360 min, uma vez que essa grandeza sofreu uma redução de 75% e 80%, respectivamente.

Por fim, foi identificado após a retirada das VMPR do forno um deslocamento lateral residual, no qual a viga de referência, VB-0, atingiu um valor da ordem de 2,0 cm e para o caso das vigas VT-1 e VQ-2 os valores foram de 3,5 cm e 2,5 cm, respectivamente. Contudo, não se pode afirmar que esses valores foram maiores durante o aquecimento, uma vez que não foi

possível mensurá-lo no decorrer dos ensaios. A Figura 6.43 ilustra esse deslocamento identificado para todas as VMPR.

Figura 6.43 - Deslocamento lateral das VMPR pós-fogo



a) Linha de referência VB-0



b) Deslocamento lateral VB-0



c) Linha de referência VT-1



d) Deslocamento lateral VT-1

Continua

Figura 6.43 - Deslocamento lateral das VMPR pós-fogo (continuação)



e) Linha de referência VQ-2



f) Deslocamento lateral VQ-2

**Fonte:** Autora da pesquisa.

## 6.5 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS MISTAS PÓS-FOGO

Como mencionado anteriormente, as VMPR foram retiradas do forno após 24 horas os ensaios em elevadas temperaturas, sendo avaliadas quanto ao seu aspecto visual (item 6.4 ). Posteriormente, com o objetivo de avaliar a resistência pós-fogo, foram extraídos três corpos de prova das mesas do perfil metálico das VMPR para a realização do ensaio de tração uniaxial, que seguiu as recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1:2018. As curvas tensão *versus* deformação estão demonstradas na Figura 6.44.

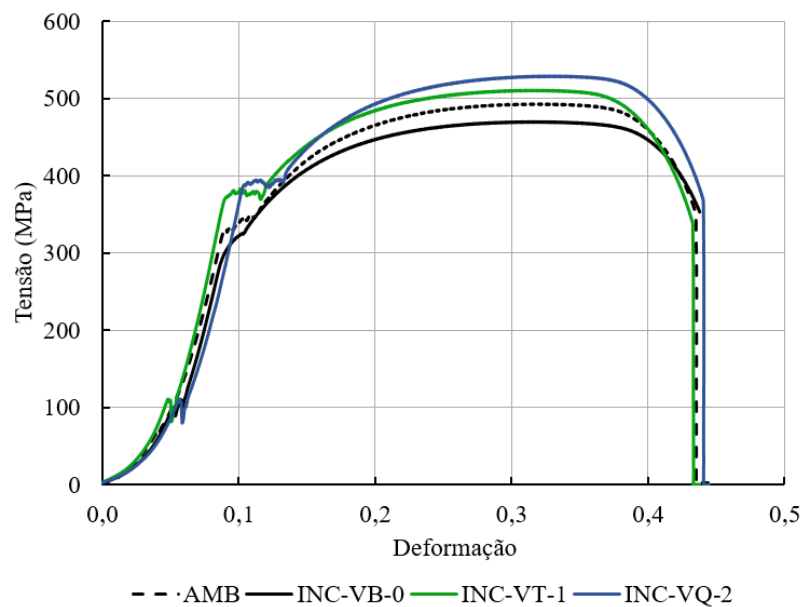
Ao comparar os resultados do ensaio de tração pós-fogo (INC-VB-0, INC-VT-1 e INC-VQ-2) com aquele realizado em temperatura ambiente (AMB) na etapa de caracterização do perfil metálico (subitem 6.1.1), verificou-se que a resistência ao escoamento e a resistência última não sofreram significativas variações após a viga metálica ter atingido temperaturas máximas na faixa de 400 a 500 °C .

Para o caso do perfil metálico da viga revestida com o concreto de referência pós-fogo (INC-VB-0), houve uma redução de cerca de 8% e 5%, para resistência ao escoamento e última, respectivamente. No entanto, as curvas tensão *versus* deformação do perfil metálico das vigas revestidas com os concretos ecoeficientes pós-fogo (INC-VT-1 e INC-VQ-2), apresentaram resultados superiores em relação ao ensaio em temperatura ambiente (AMB), da ordem de 10 e 14% para a resistência ao escoamento, respectivamente, no caso da resistência última, os



valores foram superiores em 4 e 6%, respectivamente. Devido à proximidade dos resultados foi aplicado a análise estatística, onde foi possível constatar não existir diferenças significativas para os resultados de resistência ao escoamento e última das VMPR pós-fogo em relação a VMPR em temperatura ambiente. Para a situação dos ensaios de caracterização do perfil de aço após o incêndio, os resultados estatísticos indicaram valores inferiores de resistência ao escoamento e última para a INC-VB-0 em relação a INC-VT-1 e INC-VQ-2.

Figura 6.44 - Ensaio de tração uniaxial dos copos de prova do perfil metálico das VMPR após o incêndio



Fonte: Autora da pesquisa.

No que segue, com o objetivo de avaliar a capacidade residual das VMPR, esses elementos foram submetidos ao ensaio de flexão a três pontos. Para isso, utilizou-se a mesma instrumentação empregada nos ensaios à flexão em temperatura ambiente, conforme apresentado na Figura 6.45. A partir da figura é possível visualizar o esquema geral do ensaio para cada elemento estrutural, no qual os apoios empregados foram dispostos, de modo que a viga pudesse ser considerada como simplesmente apoiada e foram utilizados três transdutores de deslocamentos, sendo um no meio do vão e outros dois nos apoios.

Figura 6.45 - Ensaio de flexão das VMPR pós-fogo



a) VB-0



b) VT-1



c) VQ-2

Fonte: Autora da pesquisa.

### 6.5.1 Análise da curva força *versus* deslocamento

Para fins comparativos, foram realizados para todos os elementos as curvas força *versus* deslocamento dos ensaios de flexão pós-fogo e em temperatura ambiente para todos os elementos, sendo esses resultados apresentados na Figura 6.46.

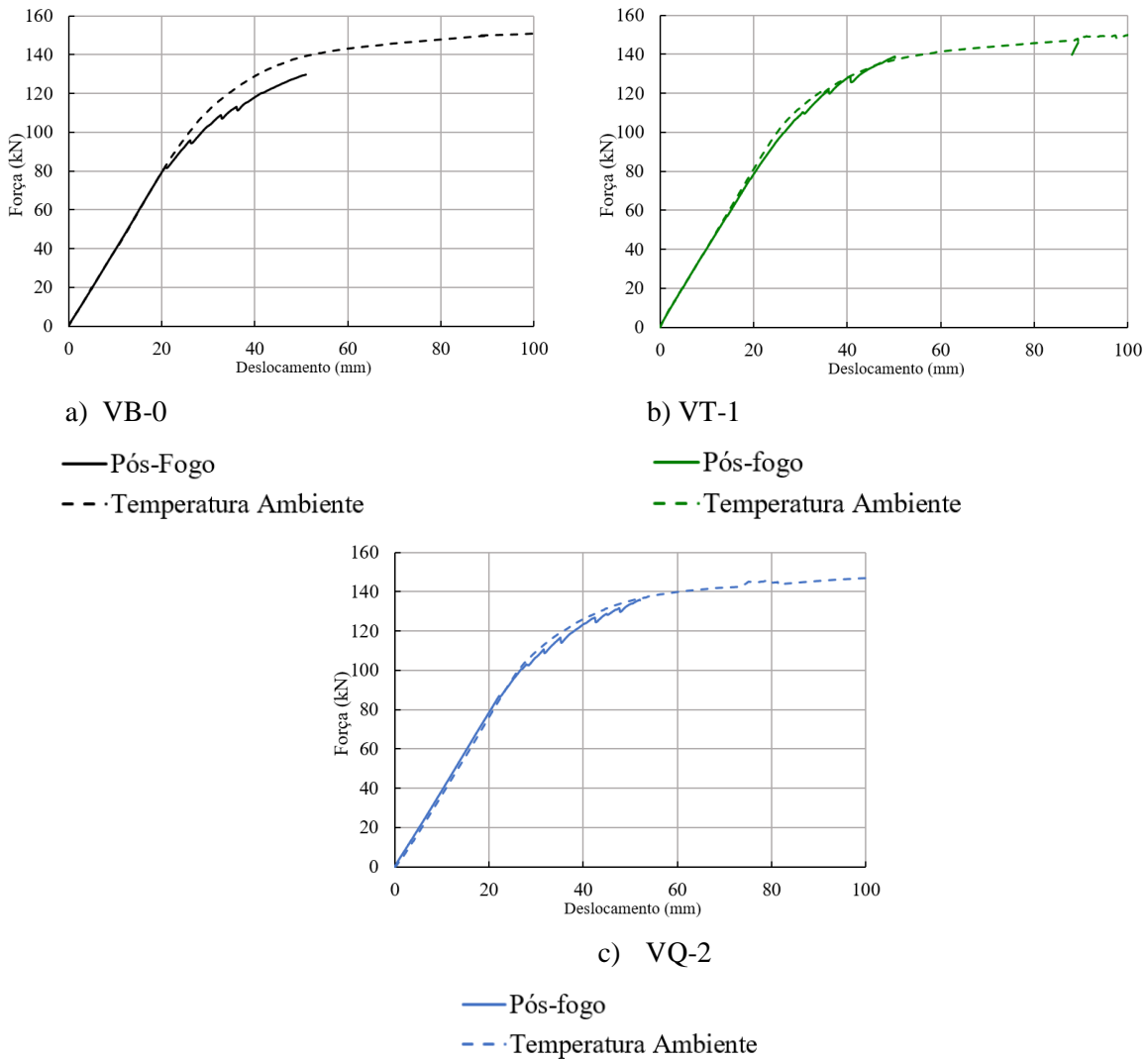
Conforme mencionado anteriormente, todas as VMPR pós-fogo apresentaram um deslocamento residual de aproximadamente 50 mm. À vista disso, a viga foi considerada rompida quando o transdutor central atingiu 50 mm, ou seja, um deslocamento total de 100 mm, conforme o que foi realizado para as VMPR em temperatura ambiente (subitem 6.3.3). Nessa situação, o concreto encontrava-se com muitas fissuras que se espalhavam para os apoios, caracterizando a falha do elemento estrutural, como indicado por De Nardin e El Debs (2009) e Oliveira (2022).

Contudo, as curvas força *versus* deslocamento das VMPR pós-fogo apresentaram um comportamento semelhante às curvas correspondentes em temperatura ambiente, uma vez que



três estágios de carregamento foram identificados: o elástico, o elastoplástico e de deformação excessiva. Ficou evidente que a fase elástica pós-fogo equiparou-se a fase elástica das vigas em temperatura ambiente até determinado nível de carga.

Figura 6.46 - Evolução da força *versus* deslocamento das VMPR pós-fogo



Fonte: Autora da pesquisa.

No entanto, deixaram de apresentar relação linear entre força e deslocamento a um carregamento menor, devido ao aquecimento provocar a degradação de suas propriedades mecânicas. Nesse sentido, ficou visível, principalmente para a VB-0, que a não linearidade se iniciou antecipadamente e de forma mais significativa. Esse resultado está de acordo com os resultados obtidos no ensaio de tração pós-fogo apresentado anteriormente na Figura 6.44, de modo que o perfil metálico da VB-0 apresentou resultados inferiores para resistência ao

escoamento em relação aos resultados de caracterização em situação incêndio para as demais vigas metálicas.

Por fim, após os ensaios em elevadas temperaturas (pós-fogo), observou-se que a capacidade resistente das VMPR apresentou resultados próximos aos valores obtidos em temperatura ambiente, onde a VB-0 apresentou uma diferença de 14% e para as vigas VT-1 e VQ-2, os valores foram ainda menores, de cerca de 8%.

Dessa forma, verificou-se que apesar da intensa degradação do concreto ocasionada pelo *spalling*, não houve grandes alterações na capacidade resistente das VMPR. Além da proteção conferida pelo concreto como revestimento do perfil, esse fato também está relacionado aos perfis metálicos não terem sofrido reduções consideráveis de sua resistência, como foi constatado nos ensaios de tração dos corpos de prova após os ensaios em elevadas temperaturas.

### 6.5.2 Momento de fissuração e resistente

A Tabela 6.11 apresenta os momentos resistentes e de fissuração pós-fogo e em temperatura ambiente de cada VMPR para fins comparativos. De maneira geral, todas elas apresentaram redução de sua capacidade resistente após os ensaios em situação de incêndio, com destaque para a viga de referência, VB-0, que foi a mais afetada pela ação do fogo. É importante destacar que esse resultado era esperado, pois esse elemento apresentou o maior tempo de exposição ao aquecimento para atingir o deslocamento limite de 100 mm, de modo que a mesa do perfil exposta ao fogo apresentou o maior campo térmico em relação às demais vigas ao final do ensaio. Este maior tempo de exposição ao fogo impactou na resistência mecânica do perfil de aço, como verificado no ensaio de tração pós-fogo (Figura 6.44).

Tabela 6.11 - Momento resistente e de fissuração das VMPR pós-fogo

	Momento resistente (kN.m)			Momento de fissuração (kN.m)		
	Ambiente	Pós-fogo	Redução	Ambiente	Pós-fogo	Redução
VB-0	192,39	164,55	↓14,47%	138,58	109,23	↓21,18%
VT-1	191,27	176,85	↓7,54%	139,59	128,95	↓7,62%
VQ-2	187,05	170,76	↓8,71%	128,46	125,19	↓2,54%

Fonte: Autora da pesquisa.

À vista disso, observou-se que as vigas revestidas com concreto ecoeficiente com mistura ternária (VT-1) e quaternária (VQ-2), mesmo após terem sido submetidas a um incêndio

padrão de cerca de 44 e 39 min, respectivamente, e terem apresentado elevada taxa de *spalling* do concreto, não apresentaram comprometimento significativo da sua capacidade resistente, mesmo tendo sido produzidos com maiores níveis de substituição do cimento por adições minerais. A perda de resistência desses elementos foi inferior a 9% para ambos os casos.

Portanto, observou-se que a resistência mecânica das vigas pós-fogo foi semelhante à dos ensaios em temperatura ambiente, até atingirem os deslocamentos centrais de 100 mm, apresentando uma redução na faixa de 7% a 15%. Essa pequena perda de resistência mecânica das vigas mistas pode estar associada ao campo térmico desenvolvido nos ensaios em elevadas temperaturas. A ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 15200:2012 apontam que o aço e o concreto iniciam sua perda de resistência mecânica a partir de 400°C e 200°C, respectivamente.

Desse modo, conforme apresentado nas Figuras 6.21 a 6.24, poucos pontos de leitura atingiram tais temperaturas nesses materiais, o que justifica essa pequena redução e corrobora a proteção térmica do perfil de aço desenvolvida tanto por concretos de alta resistência “convencional”, como também aqueles produzidos com maiores níveis de substituição do cimento por adições minerais.

Com relação ao momento de fissuração, do mesmo modo como observado para a força máxima, a primeira fissura de flexão pós-fogo ocorreu sob uma força (ou momento) inferior ao encontrado em temperatura ambiente. Isso é justificado pela degradação das propriedades mecânicas dos materiais com o avanço da temperatura, de modo que foi possível observar que nesses ensaios as fissuras ocorreram mais cedo. Para o caso da VB-0, mais afetada em termos de capacidade resistente, o momento de fissuração resultou em uma redução de 21,18% e as vigas revestidas com concretos ternário e quaternário apresentaram reduções de 7,62% e 2,54%, respectivamente.

### 6.5.3 Análise dos deslocamentos e da rigidez

Por meio das Tabelas 6.12 a 6.14 foi possível comparar os deslocamentos no meio do vão para algumas faixas de carregamento em temperatura ambiente, bem como após a exposição ao fogo. Dessa forma, verificou-se que todas as vigas fletidas pós-fogo apresentaram maiores deflexões quando comparadas com as vigas fletidas em temperatura ambiente. A viga de referência, VB-0, apresentou o maior aumento dos deslocamentos para a carga de 120 kN, cerca de 20%, dentre os três protótipos, enquanto as vigas ecoeficientes com misturas ternárias e quaternárias, apresentaram um aumento não superior a 4% e 6%, respectivamente, nos ensaios pós-fogo.

Tabela 6.12 - Deslocamentos centrais (em mm) das VMPR pós-fogo para algumas faixas de carregamento

	F= 30 kN		F= 60 kN		F= 90 kN		F= 120 kN	
	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>VB-0</b>	7,64	7,67	15,27	15,15	22,91	24,00	34,36	41,29
<b>VT-1</b>	7,39	7,35	14,82	15,21	22,31	23,38	33,96	35,24
<b>VQ-2</b>	8,38	7,80	16,07	15,37	23,57	23,76	36,01	38,08

<sup>1</sup> Deslocamento vertical no meio do vão em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical no meio do vão pós-fogo.

<sup>3</sup> O deslocamento para a força de ruptura não foi demonstrado pois todas as vigas apresentaram falha ao atingir 100 mm no meio do vão.

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.13 - Deslocamentos (em mm) nos apoios direito e esquerdo das VMPR 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>	
	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$
<b>VB-0</b>	0,57	0,48	0,13	0,06	0,78	0,61	0,20	0,09
<b>VT-1</b>	0,27	0,18	0,15	0,047	0,36	0,18	0,37	0,12
<b>VQ-2</b>	0,55	0,43	0,35	0,09	1,07	0,63	0,60	0,17

<sup>1</sup> Deslocamento vertical em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical vão pós-fogo.

<sup>3</sup> Deslocamento vertical no apoio à esquerda (seção SE1).

<sup>4</sup> Deslocamento vertical no apoio à direita (seção SE2).

Fonte: Autora da pesquisa.

Tabela 6.14 - Deslocamentos (em mm) nos apoios direito e esquerdo das VMPR 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>	
	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$	$\delta_{E1}^3$	$\delta_{D3}^4$
<b>VB-0</b>	0,90	1,26	0,21	0,09	0,96	1,63	0,21	0,09
<b>VT-1</b>	0,38	0,43	0,37	0,14	0,42	0,55	0,38	0,19
<b>VQ-2</b>	1,42	0,81	0,67	0,19	1,72	0,87	0,68	0,21

<sup>1</sup> Deslocamento vertical em temperatura ambiente.

<sup>2</sup> Deslocamento vertical vão pós-fogo.

<sup>3</sup> Deslocamento vertical no apoio à esquerda (seção SE1).

<sup>4</sup> Deslocamento vertical no apoio à direita (seção SE2).

Fonte: Autora da pesquisa.

Com relação ao deslocamento vertical nos apoios, assim como nos ensaios em temperatura ambiente, os valores encontrados para o suporte à esquerda não coincidi com os encontrados à direita. Apesar de serem valores reduzidos, quando comparados aos deslocamentos centrais, sabe-se que na prática, não existem suportes que sejam indeslocáveis.

## 6.6 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Neste capítulo foram apresentados e discutidos os ensaios experimentais à flexão em três condições: em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo. O parâmetro variável entre as três vigas construídas foi o concreto de alta resistência como revestimento, sendo um constituído de cimento e sílica ativa e os demais com diferentes frações de adições minerais. A diferença entre esses últimos consistiu nos níveis de substituição do cimento pelas adições minerais, ou seja, em substituições ternária e quaternária.

Em temperatura ambiente, as VMPR com concretos ecoeficientes apresentaram resistências mecânicas ligeiramente menores que a viga de referência, VB-0, sendo que a maior discrepância foi de 3% para a viga revestida com concreto constituído de uma mistura quaternária, VQ-2.

No que diz respeito aos ensaios em situação de incêndio, a viga de referência, VB-0, foi a que apresentou o maior tempo exposição ao fogo (cerca de 48 min para atingir o deslocamento limite de 100 mm), o que levou às maiores temperaturas ao final do ensaio entre as demais vigas. Apesar desse fato, a VT-1 apresentou um tempo de exposição ligeiramente inferior, cerca de 44 min, para o mesmo deslocamento, de modo que o campo térmico foi semelhante e até mesmo inferior em alguns pontos comparando ao elemento revestido com concreto de referência. Para o caso da VQ-2, o campo térmico até o instante final do ensaio (34 min) foi superior ao das demais vigas nesse mesmo instante. Este fato está associado à maior taxa de *spalling* sofrida por esse concreto, que resultou na elevação rápida da temperatura.

Por fim, no que concerne ao ensaio de flexão pós-fogo, todas as vigas apresentaram perdas em sua capacidade resistente, porém esse valor foi maior para a viga de referência que apresentou uma redução de 15%, enquanto as vigas revestidas com concretos ecoeficientes essa redução não chegou a 8%. Além disso, esses elementos se mostraram mais deformáveis, de modo que todas as vigas apresentaram um deslocamento vertical no meio do vão residual de 50 mm.

Diante dos resultados apresentados, apesar do *spalling* sofrido em todas as vigas ensaiadas em elevadas temperaturas, ficou evidente que existe a possibilidade do uso de adições

minerais como substitutos parciais do cimento na produção de concreto de alta resistência de revestimento para vigas de aço. Além de aumentar a capacidade resistente e a rigidez do conjunto, o concreto ecoeficiente com misturas ternárias e quaternárias permite obter um comportamento em situação de incêndio similar e, por vezes, melhor em comparação ao elemento revestido com concreto de referência. Dessa forma, é possível afirmar que essa estratégia mostrou ser um caminho promissor do ponto de vista ambiental e para o setor da construção civil.



## CAPÍTULO 7

---

### 7 CONCLUSÕES

Nesta tese realizou-se um conjunto de análises experimentais com objetivo de avaliar o comportamento de vigas de aço parcialmente revestidas com concretos de alta resistência contendo diferentes frações de adições minerais em situação de incêndio. Para isso, a pesquisa foi dividida em quatro áreas, que serão apresentadas a seguir.

- Área 01: Propriedades dos concretos de alta resistência com adições minerais nos estados fresco e endurecido;
- Área 02: Comportamento térmico de elementos mistos em temperaturas elevadas;
- Área 03: Avaliação das propriedades mecânicas e microestruturais residuais de concretos em situação de incêndio;
- Área 04: Comportamento à flexão de vigas mistas em temperatura ambiente, em situação de incêndio e pós-fogo.

A seguir são detalhadas as principais conclusões obtidas para cada área de pesquisa mencionada anteriormente. Ao final, são indicadas sugestões para trabalhos futuros, que são aqui consideradas relevantes para dar continuidade ao tema tratado nesta tese.

#### 7.1 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA

A avaliação dos concretos no estado fresco indicou que o uso de maiores teores de substituição, principalmente para misturas quaternárias, provocou uma redução da trabalhabilidade das misturas, sendo necessária a incorporação de um aditivo superplastificante com teor de cerca de 40% maior que o utilizado na produção do concreto REF, para atingir a consistência desejada. No entanto, entre as misturas ternárias, aquelas constituídas de SA-FC e CCA-FC apresentaram redução do teor de SP de 10% e 24%, respectivamente, que foi associada a um maior empacotamento das partículas proporcionado pelos materiais de granulometria intermediária como o fíler calcário considerado nessas misturas.

Em relação ao comportamento dos concretos no estado endurecido, as propriedades mecânicas e os parâmetros de durabilidade apresentaram resultados iguais e muitas vezes superiores ao concreto de referência, principalmente em idades avançadas ( aos 91 e 180 dias).

Verificou-se que o concreto de referência apresentou a resistência característica à compressão de 60 MPa estipulada pelo estudo de dosagem inicial aos 28 dias, posteriormente, aos 56 dias de idade. Esse fato foi atribuído a aglomeração da sílica ativa, devido ao mal condicionamento do material no laboratório. Essa aglomeração também foi constatada no ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV), no qual observou-se nas amostras de concreto com partículas de sílica ativa que não reagiram com o hidróxido de cálcio na velocidade esperada.

Destaca-se que mesmo com maiores níveis de substituição do cimento Portland pelas adições minerais (sistemas quaternários), verificou-se uma redução do índice de intensidade de ligantes em relação ao concreto de referência. E essa redução foi mais expressiva aos 180 dias de idade para a maioria dos concretos quaternários, fato que pode ser explicado pelo efeito benéfico da continuidade das reações pozolânicas em idades avançadas.

## 7.2 COMPORTAMENTO TÉRMICO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Na sequência, foi realizado um estudo a fim de avaliar o desempenho dos concretos desenvolvidos na etapa anterior como barreira térmica. Para isso foram produzidos 12 protótipos, sendo um puramente metálico e os outros mistos de aço e concreto, onde foram inseridos em um forno a gás e aquecidos por meio da curva de incêndio-padrão por cerca de uma hora.

Os resultados mostraram que a maior partes dos componentes mistos revestidos com concretos ternários e quaternários apresentaram temperaturas próximas ou abaixo do protótipo revestido com concreto de referência. À vista disso, para serem reproduzidos em escala real foi selecionado como revestimento, além do concreto de referência, a combinação ternária de cimento Portland com sílica ativa e fíler calcário por serem as adições minerais mais usais no mercado da construção civil e haver uma preocupação em obter resultados que possam ser aplicados com maior facilidade nas estruturas. Com relação as misturas quaternárias, a combinação MC-CCA-FC foi escolhida, por apresentar os melhores resultados de campo térmico e taxa de *spalling*, frente ao concreto de referência, tendo em vista os demais concretos quaternários produzidos.

Foi constatado, um grande potencial dos concretos ecoeficientes como barreira térmica dos perfis de aço. No entanto, todos os componentes mistos apresentaram *spalling* explosivo durante o ensaio em elevadas temperaturas. Nesse sentido, embora tenha sido realizado o controle do teor de umidade para a realização dos ensaios, a fim de evitar a presença de água

livre no material, ainda assim foi verificado, em pelo menos uma das faces de todos os elementos, o deslocamento do concreto. Esse fato está associado à presença de uma maior quantidade de materiais finos na composição dos concretos, que proporcionam o refinamento dos poros e, com isso, uma microestrutura mais densa, aumentando as poropressões que surgem em seu interior durante o incêndio e, conseqüentemente, favorecendo ocorrência desse fenômeno.

Alguns trabalhos apresentados na revisão bibliográfica desta tese não constataram esse fenômeno nos ensaios em elevadas temperaturas com concretos de alta resistência contendo adições minerais. Contudo, nesses trabalhos os autores reduziram a taxa de aquecimento dos ensaios, ou seja, não seguiram a curva de incêndio-padrão, sendo este um dos parâmetros que podem aumentar o risco de *spalling* do concreto.

### 7.3 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E MICROESTRUTURAIS RESIDUAIS DE CONCRETOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Juntamente com os protótipos mistos da etapa anterior foram moldados corpos de prova cilíndricos que foram inseridos no forno, com o intuito de avaliar as propriedades mecânicas e microestruturais pós-fogo dos concretos produzidos.

Os termopares localizados nos concretos indicaram temperaturas em torno de 300 a 400 °C ao longo do ensaio. Dessa forma, após essa exposição, todos os concretos sofreram reduções significativas da resistência à compressão. De modo similar ao concreto de referência, os concretos ecoeficientes ternários e quaternários apresentaram resistências residuais de cerca de 10 a 26% das resistências em temperatura ambiente.

Por meio das fotomicrografias de MEV dos concretos expostos ao incêndio verificou-se uma microestrutura dos concretos ecoeficientes semelhante à do concreto de referência, de modo que os mesmos apresentaram amostras com a presença de microfissuras e grande volume de vazios, que aumentaram a porosidade do material, o que justifica essa redução considerável da resistência mecânica.

### 7.4 COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS EM TEMPERATURAS AMBIENTE, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E PÓS-FOGO

Três vigas mistas foram produzidas, uma parcialmente revestida com CAR e outras duas revestidas com misturas ternária e quaternária, com as combinações SA-FC e MC-CCA-FC.

Desse modo, o comportamento à flexão das vigas foi analisado de três maneiras distintas: em temperatura ambiente, em temperaturas elevadas e pós-fogo. Ressalta-se que todos os experimentos ocorreram aos 91 dias após a concretagem, pois, nessa idade, a umidade do concreto havia estabilizado durante o processo de secagem ao ar.

Em temperatura ambiente as VMPR foram submetidas ao ensaio de flexão até o deslocamento central limite de 100 mm devido a limitação do equipamento de medição. A partir desse critério verificou-se que o revestimento das vigas por concretos ecoeficientes não impactou de forma significativa a capacidade resistente em comparação a viga revestida com CAR de referência. Logo, constatou-se a possibilidade de produzir misturas com até 30% de substituição do cimento por adições minerais (sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz e o fíler calcário) para revestimento de vigas metálicas que fornecem resistência similares ao concreto de alta resistência “convencional”. Com relação aos métodos teóricos disponíveis na literatura para determinação do momento resistente das VMPR, verificou-se que os resultados obtidos foram conservadores, com diferenças de até 17%.

No que diz respeito aos ensaios em temperaturas elevadas, para garantir a segurança e respeitando os resultados obtidos em temperatura ambiente, foi considerado como critério de parada o deslocamento central limite de 100 mm para todas as VMPR. Desse modo, o campo térmico desenvolvido pelos concretos das VMPR permitiu constatar que a viga produzida com o concreto quaternário foi a que apresentou as maiores temperaturas nas seções transversais de controle, apesar do tempo de exposição ao incêndio ter sido o menor em relação às demais vigas, uma vez que foram observados, os maiores deslocamentos no meio do vão durante o aquecimento. A VMPR com concreto ternário (SA-FC) apresentou um campo de temperatura semelhante e em alguns pontos de medição inferior ao da viga mista de referência (VB-0). Ao final da ação do fogo, os deslocamentos centrais de 100 mm foram atingidos com uma diferença de 5 min em relação a VB-0.

Após 24 horas dos ensaios em situação de incêndio, a tampa do forno foi retirada e foi possível avaliar as características das vigas. Destaca-se que, como observado nos ensaios dos elementos mistos de tamanho reduzido, todas as VMPR também sofreram *spalling* em suas superfícies. Não entanto, não foi possível definir com exatidão o momento em que esse fenômeno iniciou no decorrer dos ensaios. Além disso, foi constatado alteração da coloração dos concretos, de modo que a cor passou de um cinza ardósia (VB-0 e VT-1) e cinza escuro (VQ-2) para cinza claro em todas as vigas.

Após a retirada da ação térmica, os elementos estruturais apresentaram um deslocamento central residual de 5 cm para a viga mista de referência e 5,5 cm para as vigas

mistas com concretos ecoeficientes. Também foi constatado um deslocamento lateral de 2,0 cm para a VB-0 e para as VT-1 e VQ-2 os valores foram de 3,5 cm e 2,5 cm, respectivamente.

Por fim, as vigas submetidas ao incêndio foram avaliadas quanto ao comportamento à flexão residual pós-fogo. Os ensaios indicaram que a maior perda de resistência dentre todos os elementos foi inferior a 14% e ocorreu para a VB-0, o que implica em afirmar que o incêndio-padrão superior a 35 min não afetou de forma significativa a capacidade resistente das VMPR revestidas com concretos ecoeficientes.

Dessa forma, a partir dos critérios estabelecidos nos ensaios em temperatura ambiente e em situação de incêndio foi possível produzir um material com substituições expressivas do cimento por materiais alternativos com qualidades ambientais para o revestimento de vigas de aço, onde esse sistema misto obteve um bom desempenho mecânico e rigidez adequada em temperatura ambiente, quando exposto a elevadas temperaturas (em situação de incêndio) e no pós-fogo (com propriedades residuais adequadas).

## 7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De modo geral, este trabalho científico abordou a caracterização e a dosagem de concreto de alta resistência em sistemas ternários e quaternários e a análise desse material como revestimento parcial de vigas de aço em situação de incêndio. Dessa forma, as sugestões para trabalhos futuros contemplam esses dois campos de estudo, como apresentado a seguir.

### 7.5.1 Em relação a caracterização e dosagem dos concretos de alta resistência ternários e quaternários

- Desenvolver ensaios voltados à durabilidade dos CAR contendo elevados teores de adições minerais, como frente à ação da carbonatação, ataque de íons sulfato e cloreto, entre outros.
- Análise o desempenho ambiental desses concretos produzidos com misturas ternárias e quaternárias por meio da avaliação do ciclo de vida.

### 7.5.2 Em relação aos estudos em incêndio

- Analisar o comportamento em incêndio de vigas mistas tradicionais, a partir da associação de um perfil de aço e uma laje de concreto de alta resistência com adições minerais.

- Realizar ensaios em incêndio de VMPR constituídas de diferentes níveis de substituição do cimento pelas adições minerais com duração superior aos 45 min.
- Avaliar aderência entre o perfil de aço e os CAR de sistemas ternários e quaternários.
- Desenvolver experimentos para mediação das propriedades mecânicas e dos parâmetros de durabilidade de CAR contendo adições minerais após exposição ao fogo com diferentes condições de umidade, taxas de aquecimento e resfriamento.
- Determinar a resistência mecânica residual de perfis de aço após exposição ao fogo.
- Avaliar as propriedades físicas, mecânicas e aspectos de durabilidades de concretos expostos à ação do fogo após um processo de reidratação.
- Realizar a modelagem termoestrutural ( em temperatura ambiente e em situação de incêndio) das vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas nesta tese.
- Avaliar experimentalmente e numericamente o fenômeno do *spalling* em concretos e estruturas mistas de aço e concreto.



## 8 REFERÊNCIAS

---

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

\_\_\_\_\_. **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.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

\_\_\_\_\_. **NBR 1263**: Materiais Pozolânicos - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 5752**: Materiais pozolânicos – Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 10**: Cimento Portland – Análise química, disposições gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 14142**: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **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.

\_\_\_\_\_. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó -Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

\_\_\_\_\_. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 7809**: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Versão Corrigida: 2008. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 8802**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 9779**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 30**: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 16889**: Concreto- Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR 12563**: Materiais Pozolânicos-Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 13956-1**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 1:Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 13956-2**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 2: Ensaios químicos. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 13956-3**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 3: Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 7 dias. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 13956-4**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 4: Determinação da finura por meio da peneira de 45 µm. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **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.

\_\_\_\_\_. **NBR 12142**: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 16697**: Cimento Portland- Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto-Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

\_\_\_\_\_. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522-1**: Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1; Módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522-2**: Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 2; Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ACI. American Concrete Institute. **ACI 234 R-06**. Guide for the use of silica fume in concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2006.

American Society for Testing Materials. **ASTM C 618-22**. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. West Conshohocken, PA, USA, 2023.

ADNAN, Z. S. et al. Review paper: Performance of rice husk ash as a material for partial cement replacement in concrete. **Materials Today Proceedings**, v. 48, p. 842-848, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.02.400>

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, p. 1693-1712, 2018.

AHN, J.; LEE, C. Fire behavior and resistance of partially encased and slim-sloor composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 129, p. 276-285, 2017.

AL-KUTTI, W. et al. Potential use of date palm ash in cement-based materials. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, v. 31, p. 26-31, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2017.01.004>

ALNAHHAL, M.F. et al. Assessment on engineering properties and CO<sub>2</sub>emissions of recycled aggregate concrete incorporating waste products as supplements to Portland cement.. **Journal of Cleaner Production**, v. 203, p. 822-835, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.08.292>

ALSUBARI, B. et al. Heat-treated palm oil fuel ash as an effective supplementary cementitious material originating from agriculture waste. **Construction and Building Materials**, v. 167, p. 44-54, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.134>

AMBROISE, J. et al. Properties of metakaolin blended cements. **Adv. Cement Mater.**, v.4, p. 161-168, 1994.

ANTONI, M. et al. Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. **Cement and Concrete Research**, v. 42, p. 1579-1589, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.09.006>

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.

ASLANI, F. SAMALI, B. High Strength Polypropylene Fibre Reinforcement Concrete at High Temperature. **Fire Technology**, v. 50, p. 1229-1247, 2014.

ASTM. American Society for Testing and Materials. **C215-14**: Standard test method for fundamental transverse, longitudinal and torsional resonant, frequencies of concrete specimens. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2014.

\_\_\_\_\_. American Society for Testing and Materials. **C597-16**: Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2016. <https://doi.org/10.1520/C0597-16>.

\_\_\_\_\_. American Society for Testing and Materials. **E1876-15**: Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2015. <https://doi.org/10.1520/E1876-15>

\_\_\_\_\_. American Society for Testing and Materials. **C618**: Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. American society for testing and materials. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2003.

APRIANTI, E. A huge number of artificial waste material can be supplementary cementitious material (SCM) for concrete production – a review part II. **Journal of Cleaner Production**, v. 142, p. 7178-4194, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.12.115>

APRIANTI, E. et al. Supplementary cementitious materials origin from agricultural wastes—A review. **Construction and Building Materials**, v.74, p. 176-187, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.010>

ARIOZ, O. **Effects of elevated temperatures on properties of concrete**, v. 42, p.516–522, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.01.003>.

AYDIN, S. BARADAN, B. Effect of pumice and fly ash incorporation on high temperature resistance of cement based mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p.988-995, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.02.005>

AZARIJAFARI, H. Ternary blended cement: An eco-friendly alternative to improve resistivity of high-performance self-consolidating concrete against elevated temperature. **Journal of Cleaner Production**, v. 223, p. 575-586, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.03.054>

BABALOLA, O. E. et al. A review of residual strength properties of normal and high strength concrete exposed to elevated temperatures: Impact of materials modification on behaviour of concrete composite. **Construction and Building Materials**, v.296, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123448>

BAHRI, S., MAHMUD, H. B., SHAFIGH, P. **Effect of utilizing unground and ground normal and black rice husk ash on the mechanical and durability properties of high-strength concrete.** *Sâdhanâ*, v.43, 2018. <https://doi.org/10.1007/s12046-018-0795-0>

BANGI, M.R. Horiguchi, T. Effect of fibre type and geometry on maximum pore pressures in fibre-reinforced high strength concrete at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v.42, p. 459-466, 2012.

BARBOZA, L.S., **Estudo sobre o impacto da redução de consumo de cimento na resistência à compressão do concreto autoadensável**, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2016.

BHANJA, S., SENGUPTA. Investigations on the compressive strength of silica fume concrete using statistical methods. **Cement and Concrete Research**, v.32, p. 1391-1394, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00787-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00787-1)

BHANJA, S., SENGUPTA. Influence of silica fume on the tensile strength of concrete. **Cement and Concrete Research**, v.35, p. 743-747, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.05.024>

BEHNOOD, A., ZIARI, H. Effects of silica fume addition and water to cement ratio on the properties of high-strength concrete after exposure to high temperatures. **Cement e concrete composites**, v.30, p. 106-112, 2008. <https://10.1016/j.cemconcomp.2007.06.003>

BENTZ, D. et al. Limestone fillers conserve cement Part 1: An analysis based on powers model. **Concrete International**, v.31, p.6-41, 2009.

BIE, R.S. Studies on effects of burning conditions and rice husk ash (RHA) blending amount on the mechanical behavior of cement. **Cement and Concrete Composites**, v.55, p. 162-168, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.09.008>

BRITTEZ, C.A. Avaliação de Pilares de Concreto Armado Colorido de Alta Resistência, Submetidos a Elevadas Temperaturas. São Paulo, 2011. 252p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

BROOKS, J.J., JOHARI, M.M.A. Effect of metakaolin on creep and shrinkage of concrete. **Cement e Concrete Composites**, v.23, p.495–502, 2001.

BUCHER, R. et al. Service life of metakaolin-based concrete exposed to carbonation: Comparison with blended cement containing fly ash, blast furnace slag and limestone filler. **Cement e Concrete Composites**, v. 99, p. 18-29, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.04.013>

BUGGENHOUT, J. et al. The breakage susceptibility of raw and parboiled rice: a review. **Journal of Food Engineering**, v.117, p. 304-315, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jfoodeng.2013.03.009>

CASTELLOTE, M. et al. Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. **Cement e Concrete Composites**, v.34, p.1633–44, 2004.

CARRASCO, M.F. et al. Strength optimization of “tailor-made cement” with limestone filler and blast furnace slag. **Cement e Concrete Composites**, v.35, p. 1324-1331, 2005.

CEMBUREAU – EUROPEAN CEMENT ASSOCIATION. 2010. Activity report 2009, Brussels, Belgium, 2010.

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, 138f. Dissertação (Mestrado), Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CHATVEERA, B. LERTWATTANARUK, P. Durability of conventional concretes containing black rice husk ash. **Journal of Environmental Management**, v.92, p. 59-66, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2010.08.007>

CHAUHAN, R.P. KUMAR, A. Radon resistant potential of concrete manufactured using Ordinary Portland Cement blended with rice husk ash. **Atmospheric Environment**, v.81, p. 413-420, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2013.09.024>

CHAN, Y.N., PENG, G.F., ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures **Cement and Concrete Research**, v.21, p. 23-27, 1999. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00034-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00034-1)

CHEN, J. J. et al. Ternary blending with metakaolin and silica fume to improve packing density and performance of binder paste. **Construction and Building Materials**, v.252, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119031>

CREE, D. GREEN, M., NOUMOWÉ, A. Residual strength of concrete containing recycled materials after exposure to fire: A review. . **Construction and Building Materials**, v.45, p. 208-223, 2013.

CHINDAPRASIRTA, P. et al. Sulfate resistance of blended cements containing fly ash and rice husk ash. **Construction and Building Materials**, v.21, p.1356–1361, 2007.

CHOPRA, D. et al. Strength, permeability and microstructure of self-compacting concrete containing rice husk ash. **Biosystems Engineering**, v.130, p. 72-80, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.biosystemseng.2014.12.005>

CORDEIRO, G.C. et al. Use of ultrafine rice husk ash with high-carbon content as pozzolan in high performance concrete. **Materials and Structures**, v.7, p. 983-992, 2009. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9437-z>



CORREIA, A.J.P.M.; RODRIGUES, J.P.C. Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 4, p. 593-601, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.12.002>

COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A. **Módulos elásticos**: visão geral e métodos de caracterização. Informativo Técnico-Científico. ATCP Engenharia Física, 2010. 30 p.

DADSETAN, S., BAI, J. Mechanical and microstructural properties of self-compacting concrete blended with metakaolin, ground granulated blast-furnace slag and fly ash **Construction and Building Materials**, v.146, p. 658-667, 2017.

DAL MOLIN, D. C. C. Adições Minerais. In: ISAIA, G. C. (org). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2022. Cap. 8. P.317-370

DAMINELI, B. L., et al. Measuring the ecoefficiency of cement use. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n.8, p. 555-562, 2010. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.07.009>.

DAVE, N. et al. Setting time and standard consistency of quaternary binders: The influence of cementitious material addition and mixing. **International Journal of Sustainable Built Environment**, v.6, p. 30-36, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.ijbe.2016.10.004>

DHANDAPANI, Y. et al. Towards ternary binders involving limestone additions — A review. **Cement and Concrete Research**, v.143, p.106-393, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106396>

DWAIKAT, M.; KODUR, V. A simplified approach for evaluating plastic axial and moment capacity curves for beam–columns with non-uniform thermal gradients. **Engineering Structures**, v. 32, n. 5, p. 1423-1436, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.021>

DEMIRHAN, S. et al. Fresh and hardened properties of self consolidating Portland limestone cement mortars: effect of high volume limestone powder replaced by cement. **Construction and Building Materials**, v.196, p. 115-125, 2019.

DING, Y. Influence of different fibers on the change of pore pressure of self-consolidating concrete exposed to fire. **Construction and Building Materials**, v.113, p. 456-469, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.070>

DHIR, R.K. et al Evaluation of Portland limestone cements for use in concrete construction. **Materials Structures**, v.40, 2007.

ELGALHUD, A. A. et al. Limestone addition effects on concrete porosity. **Cement and Concrete Composites**, v.72, p. 222-234, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.06.006>

ELGHAZOULLI, 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>

EVART, B. Fire Loss In The United State During 2017, Natl. Fire Prot. Assoc, 2018.

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 1994-1-1 – **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings**. Brussels: CEN, 2004.

EUROCODE. European Committee for Standardization. EN 1994-1-1 – **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design**. Brussels: CEN, 2005.

FADZIL, A.M. et al. Engineering Properties of Ternary Blended Cement Containing Rice Husk Ash and Fly Ash as Partial Cement Replacement Materials. *ICCBT A*, v. 10, p. 125–134, 2008.

FELICETTI, R., GAMBAROVA, P. G. Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes. *ACI Materials Journal*, v.95, n.4, 1998.

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.

FERRARIS, C. F., et al. The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete. *Cement and Concrete Research*, v.31, p. 245-255, 2001.

FERREIRA, R. M. et al. Effect of metakaolin on the chloride ingress properties of concrete. *KSCE Journal of Civil Engineering*, v.20, p. 1375-1384, 2016.

FONSECA, T. V. et al. Evaluation of self-compacting concretes produced with ternary and quaternary blends of different SCM and hydrated-lime. *Construction and Building Materials*, v. 320, p. 126-235, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126235>

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).

GHANDEHARI, M., BEHNOOD, A., KHANZADI, M. Residual Mechanical Properties of High-Strength Concretes after Exposure to Elevated Temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 22, p. 59-64, 2010.

GASTALDINI, A.L.G. et al. Total shrinkage, chloride penetration, and compressive strength of concretes that contain clear-colored rice husk ash. *Construction and Building Materials*, v.54, p. 369-377, 2014.

GIACCIO, G. et al. Failure mechanism of normal and high-strength concrete with rice-husk ash. *Cement and Concrete Composites*, v. 29, p. 566-574, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.04.005>

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.

GONÇALVES, M.R., BERGMANN, C.P.. Thermal insulators made with rice husk ashes: production and correlation between properties and microstructure. **Construction and Building Materials**, v.21, p. 2059-2065, 2007.

HAGER, 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.

HABEEB, G.A., FAYYADH, M.M. Rice husk ash concrete: the effect of RHA average particle size on mechanical properties and drying shrinkage. **Australian Journal of Basic Applied Sciences**, v.3, p.1616–1622, 2009.

HABEEB, G. A. MAHMUD, H. B. Study on properties of rice husk ash and its use as cement replacement material. **Materials Research**, v.13, p.185–190, 2010.

HAN, L. H. et al. Performance of steel-reinforced concrete column after exposure to fire: FEA model and experiments. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 9, p. 04016055, 2016. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001511](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001511).

HAN, L. H.; TAN, Q. H.; SONG, T. Y. Fire performance of steel reinforced concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 141, n. 4, p. 04014128, 2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001081](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001081).

HAO, D. et al. Effect of reinforcement on the strength of the web opening in steel-concrete composite beam. **Engineering Structures**, v. 235, p. 1-13, 2021.

HELENE, P. R. L. La agresividad del medio y la durabilidad del Hormigón. **Hormigón. AATH**, n. 10, p. 25-35, 1983.

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.

HAKHEEM, I. Y. et al. Properties of sustainable high-strength concrete containing large quantities of industrial wastes, nanosilica and recycled aggregates. **Journal of Materials Research and Technology**, v. 24, p. 7444-7461, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2023.05.050>

HEGGER, J.; GORALSKI, C. Structural Behavior of Partially Concrete Encased Composite Sections with High Strength Concrete. In: **Proceedings of 5th International Conference in Composite Construction in Steel and Concrete**, p. 346–355, Mpumalanga, South Africa, 2006.

- HERTZ, K.D. Explosion of silica-fume concrete. **Fire Safety Journal**, v.8, p. 77, 1984. [https://10.1016/0379-7112\(84\)90057-2](https://10.1016/0379-7112(84)90057-2)
- HERTZ, K.D. Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures. **ACI Materials Journal**, v. 89, p. 345-347, 1991. <https://10.14359/9750>
- HEIKAL, M. et al. Behavior of composite cement pastes containing microsilica and fly ash at elevated temperature. **Construction and Building Materials**, v. 38, p.1180-1190, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.069>
- 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).
- HESAMI, S. et al. Effects of rice husk ash and fiber on mechanical properties of pervious concrete pavement. **Construction and Building Materials**, v.53, p.680-691, 2014.
- HOOTON, R.D. Influence of silica fume replacement of cement on physical properties and resistance to sulfate attack, freezing and thawing, and alkali-silica reactivity **ACI Materials Journal**, v.90, p. 143-151, 1993.
- HOSSER, D. et al. Experimental and numerical studies of composite beams exposed to fire. **Journal of Structural Engineering**, v.120, n.10, p. 2871-2892, 1994.
- HUANG, Z. The behaviour of reinforced concrete slabs in fire. **Fire Safety Journal**, v. 45, n.5, p. 271-282, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2010.05.001>.
- INGHAM, J.P. Application of petrographic examination technique to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures. **Mater Charact**; v.60, p.700-9, 2009.
- ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A.L.G.; MORAES, R. Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete. **Cement e Concrete Composites**, v. 25, p. 69-79, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00057-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00057-9).
- 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.
- JAUBERTHIE, J. Origin of the pozzolanic effect of rice husks. **Construction and Building Materials**, v.14, p. 419-423, 2000. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00045-3](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00045-3)
- JEONGWON, K., NOGUCHI, T., RYU, D. The spalling mechanism of high-strength concrete under fire. **Mag Concrete Research**, v.63, p. 357-370, 2011.
- JIANG, D. et al. Utilization of limestone powder and fly ash in blended cement: Rheology, strength and hydration characteristics. **Construction and Building Materials**, v. 232, p. 117-228, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117228>

- 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.
- JIANSHEN, G. et al. Experimental and analytical research on the flexural behaviour of steel-ECC composite beams under negative bending moments. **Engineering Structures**, v. 210, p. 1-17, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110309>
- JOHARI et al. Influence of supplementary cementitious materials on engineering properties of high strength concrete. **Construction and Building Materials**, v.25, p. 2639-2648, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.12.013>
- JU, Y. et al. Experimental investigation of the effect of silica fume on the thermal spalling of reactive powder concrete. **Construction and Building Materials**, v. 155, p. 571-583, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.086>
- JUENGER, M.C.G., SIDDIQUE, R. Recent advances in understanding the role of supplementary cementitious materials in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 78, p. 71-80, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.03.018>
- KABIR, S.; AL-SHAYEB, A.; KHAN, I.M. Recycled Construction Debris as Concrete Aggregate for Sustainable Construction Materials. **Procedia Engineering**, v. 145, p. 1518-1525, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.04.191>
- KADRI, E. H. et al. Combined effect of chemical nature and fineness of mineral powders on Portland cement hydration. **Materials and Structures**, v.43, p. 665-673, 2010.
- KALIFA, p. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1915-1927, 2000.
- KHALIQ, W. MUJEEB, A. Effect of processed pozzolans on residual mechanical properties and macrostructure of high-strength concrete at elevated temperatures. **Structural Concrete**, v.20, p. 307-317, 2019.
- KARTHIK, S. et al. Strength properties of bamboo and steel reinforced concrete containing manufactured sand and mineral admixtures. **Journal of King Saud University - Engineering Sciences**, v. 29, n. 4, p. 400-406, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2016.12.003>
- KARTINI, K. et al. Effects of Silica in Rice Husk Ash (RHA) in producing High Strength Concrete. **International Journal of Engineering and Technology**, v.2, 2012.
- KHAN, R. A., HAQ, M. Long-term mechanical and statistical characteristics of binary- and ternary-blended concrete containing rice husk ash, metakaolin and silica fume. **Innovative Infrastructure Solutions**, v.5, n.53, 2020.
- KWAN, A. K.H et al. Adding limestone fines as cement paste replacement to reduce shrinkage of concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 65, p. 942-950, 2013.
- KIEN, N. et al. Effect of mineral admixtures on properties of recycled aggregate concrete at high temperature. **Construction and Building Materials**, v.184, p. 361-373, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.237>

- KIM, K. Y.; YUN, T. S.; PARK, K. P. Evaluation of pore structures and cracking in cement paste exposed to elevated temperatures by X-ray computed tomography. **Cement and Concrete Research**, v. 50, p. 34-40, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.03.020>
- KINDMANN, R.; BERGMAN, 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 Technology**, v.23, n.3, p. 192-208, 2004.
- KODUR, V.K.R.,PHAN, L. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. **Fire Safety Journal**, v.42, p.482–488, 2007.
- KODUR, V. K. R. WANG, T. C,CHENG, F. P. Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. **Cement and Concrete Composites**, vol. 26, no. 2, pp. 141–153, 2004.
- KODUR, V. **Properties of concrete at elevated temperatures**. ISRN Civil Engineering, 2014. <https://doi.org/10.1155/2014/468510>
- KODUR, V. K. R. et al. **Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns**. Canada: IRC/NRC, 2000. 146p.
- KODUR, V. MCGRATH, R. Fire Endurance of High Strength Concrete Columns. **Fire Technology**, v.39, p.73-87, 2003.
- KOSTUCH, J.A., et al. High performance concretes incorporating metakaolin: a review **Concrete 2000**. University of Dundee;p. 1799–1811, 1993.
- 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>
- LIEW K. M; SOJOBI A.O.; ZHANG L.W. Green concrete: Prospects and challenges. **Construction and Building Materials**, v. 156, p.1063-1095, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.008>
- LIEW, K. M. et al. Green concrete: Prospects and challenges. **Construction and Building Materials**, v. 156, p. 1063-1095, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.008>
- LI, S. et al. Experimental investigation on fire resistance of high-strength concrete encased steel composite columns. **Fire Safety Journal**, v. 121, p. 103-273, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2020.103273>
- LI, Z., DING, Z. Property improvement of Portland cement by incorporating with metakaolin and slag. **Cement and Concrete Research**, v.33, p.579–584, 2003.
- LI, G., ZHAO, X. Properties of concrete incorporating fly ash and ground granulated blast-furnace slag. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, p. 293-299, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00058-6](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00058-6)



- LIN, R., HAN, Y., WANG, X. Experimental study on optimum proportioning of Portland cements, limestone, metakaolin, and fly ash for obtaining quaternary cementitious composites. **Case Studies in Construction Materials**, v. 15, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00691>
- LIU, S. YAN, P. Effect of Limestone Powder on Microstructure of Concrete. **Journal of Wuhan University of Technology-Materials**, v.25, p. 328-331, 2010. <https://doi.org/10.1007/s11595-010-2328-5>
- 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.
- 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>
- 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.
- LOTHENBACH B, Le Saout G, GALLUCCI E, SCRIVENER K. Influence of limestone on the hydration of Portland cements. **Cement and Concrete Research**, v.38, p.848–60, 2008.
- LOTHENBACH B., SCRIVENER, K., HOOTON, R.D. **Supplementary cementitious materials**, v. 41. p.1244-1256, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.12.001>
- LOTHENBACH, B; ZAJAC, M. Hydration of quaternary Portland cement blends containing blast-furnace slag, siliceous fly ash and limestone powder. **Cement e Concrete Composites**, v. 55, p. 374-382, 2011. [10.1016/j.cemconcomp.2014.10.001](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.10.001)
- MA, Q. et al. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review. **Construction and Building Materials**, v.93, p.371-383, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
- MADANDOUST, R. et al. Mechanical properties and durability assessment of rice husk ash concrete. **Biosyst. Eng**. v.110, p.144-152, 2011.
- MAHMUD, H. Properties of high strength concrete incorporating black rice husk ash. In: *Proceedings of the 2nd ASEAN Civil Engineering Conference*, Vientiane, Laos, 2010.
- MALITE, M. **Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. Tese (Doutorado) -Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.
- MARCHETTI, G. et al.. Effects of packing density and water film thickness on fresh and hardened properties of ternary cement pastes. **Advances in Cement Research**, v. 32, p. 44-455, 2020. [10.1680/jadcr.18.00133](https://doi.org/10.1680/jadcr.18.00133).

MARIANO, A. M.; ROCHA, M. S. Revisão da Literatura: Apresentação de uma Abordagem Integradora. In: Anais XXVI Congresso Internacional AEDEM, 2017.

MATSHEI, T.,LOTHENBACH, B.,GLASSER, F.P. The role of calcium carbonate in cement hydration. **Cement and Concrete Research**, v.37, p. 551-558, 2007.

MALIK, M. et al. Thermal and mechanical properties of concrete and its constituents at elevated temperatures: A review. **Construction and Building Materials**, v. 270, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121398>

MAO, X. KODUR, V. K. R. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3- and 4-side standard heating. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 270-280, 2011.

MEHTA, P. K. Rice husk ash cement–high quality, acid resisting. *ACI J*, v. 72, p. 235-236, 1975.

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

MELLO, L. C. A. *et al.* Effect of high temperatures on self-compacting concrete with high levels of sugarcane bagasse ash and metakaolin. **Construction and Building Materials**, v. 248, p. 118715, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118715>

MEMON, S. A. *et al.* Durability of sustainable concrete subjected to elevated temperature – A review. **Construction and Building Materials**, v. 199, p. 435-455, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.040>

MENSHAZ, M. A., JOHARI, A. M., AHMAD. A. Z. Characterization of metakaolin treated at different calcination temperatures. **American Institute of Physics Conference Proceedings**, v.1892, p. 1-7, 2017.

MILLER, S.A. Supplementary cementitious materials to mitigate greenhouse gas emissions from concrete: can there be too much of a good thing? **Journal of Cleaner Production**. v. 178, p. 587-598. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.01.008>

MO, Z., GAO, X., SU, A. Mechanical performances and microstructures of metakaolin contained UHPC matrix under steam curing conditions. **Construction and Building Materials**, v. 268, p. 112-121, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121112>

MONTEIRO, P. J. M. *et al.* **Towards sustainable concrete**. *Nature Materials*, v. 16, p. 698-699, 2017.

MORSY, M.S. *et al.* Behavior of blended cement mortars containing nano-metakaolin at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 35, p. 900-905, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.099>

MOSABERPANAH, M. A. UMAR, S.A. Utilizing Rice Husk Ash as Supplement to Cementitious Materials on Performance of Ultra High Performance Concrete: – A review. **Materials Today Sustainability**, v.7-8, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.mtsust.2019.100030>

- NADEEM, A. *et al.* The performance of Fly ash and Metakaolin concrete at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 62, p. 67-76, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.073>
- NARDIN, S. De; 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, 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
- NAJI GIVI, A. et al. Contribution of rice husk ash to the properties of mortar and concrete: a review. **Journal of American Science**, v.6, p. 157-165, 2010.
- 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.
- NOUMOWÉ, A. Temperature distribution and mechanical properties of high-strength silica fume concrete at temperatures up to 200°C. **ACI Materials Journal**, v.100, n.4, p. 326-330, 2003.
- NWANKWO, C. O. High volume Portland cement replacement: A review. **Construction and Building Materials**, v. 260, p. 120445, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120445>
- 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. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.
- ORIOLO, M., PERA, J., Pozzolanic activity of metakaolin under microwave treatment. **Cement and Concrete Research**, v.25, p.265-270. 1995.
- 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. ATCP Engenharia Física, 2017. 36p.
- PANESAR, D. K. Supplementary cementing materials. **Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering**, p. 55-85, 2019. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102616-8.00003-4>
- PARIS, J. M. et al. A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete. **Journal of Cleaner Production**, v. 121, p. 1-18, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.02.013>
- PENG, G. F.; HUANG, Z. S. Change in microstructure of hardened cement paste subjected to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 4, p. 593-599, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.11.002>

PHAN, L.T., LAWSON, J.R. DAVIS, F.L. Effects of temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete. **Materials and Structures**, v.34, p. 83-91, 2001.

PHAN, L.T. **Fire Performance of High-Strength Concrete**: A Report of the state of the Art, 1996.

PHAN, L.T., CARINO, N.J. Effects of test conditions and mixture proportions on behavior of high-strength concrete exposed to high temperatures. **ACI Materials Journal**, v.99, p. 54-66, 2002.

PHAN, L.T. Pore pressure and explosive spalling in concrete. **Materials and Structures**, v.41, p. 1623-1632, 2008.

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.

PÉRA, J. et al.. Influence of finely ground limestone on cement hydration. **Cement e Concrete Composites**, v.21, p. 99-105, 1999.

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.

PIQUER, A. FIGUEIRIDO, D.H. Protected steel columns vs partially encased columns: Fire resistance and economic considerations. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 124, p. 47-56, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.011>

PILOTO, P. GAVILÁN, A. ZIPPONI, M. et al. Experimental investigation of the fire resistance of partially encased beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 121-137, 2013.

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>

POON, C.S., et al. Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v.31, p.1301–1306, 2001.

POON, C.S., et al. Performance of metakaolin concrete at elevated temperatures. **Cement & Concrete Composites**, v.25, p.83–89, 2003

POON, C.S., et al. Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete. **Construction and Building Materials**, v.20, p.858–865, 2006.

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>

QIN, L. et al. Effect of carbonation curing on sulfate resistance of cement-coal gangue paste. **Journal of Cleaner Production**, v.278, artigo 123897, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123897>

RAHHAL, V. et al. Role of the filler on Portland cement hydration at early ages. **Construction and Building Materials**, v.27, p. 82-90, 2012.

RAMEZANIANPOUR, A. A. et al. Influence of various amounts of limestone powder on performance of Portland limestone cement concretes. **Cement and Concrete Composites**, v.31, p. 715-720, 2009.

RAMEZANIANPOUR, A. M., HOOTON, R. D. A study on hydration, compressive strength, and porosity of Portland-limestone cement mixes containing SCMs. **Cement and Concrete Composites**, v.51, p. 1-13, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.006>

RAVINDRARAJAH, R.S. et al. Effect of elevated temperature on the properties of high-strength concrete containing cement supplementary materials. In: **The 9th international conference on durability of building materials and components**, Brisbane, Australia; 2002.

RASHAD, A. M. Potential Use of Silica Fume Coupled with Slag in HVFA Concrete Exposed to Elevated Temperatures. **Journal Materials Civil Eng**, v.27, 2015.

REBMANN, M. S. **Robustez de concretos com baixo consumo de cimento Portland**: desvios no proporcionamento e variabilidade granulométrica e morfológica dos agregados. 2016. 252f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

RÊGO, J. H. S. et al. Microstructure of cement pastes with residual rice husk ash of low amorphous silica content. **Construction and Building Materials**, v.80, p. 56-68, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.059>

RIVERA, R., SANJUÁN, M. A., MARTÍN, D. A. Granulated blast-furnace slag and coal fly ash ternary portland cements optimization. **Sustainability**, v. 12, n. 5783, 2020. <https://doi.org/10.3390/su12145783>

RODRIGUES, J.P.C.; CORREIA, A.J.M; PIRES, T.A.C. Behaviour of composite columns made of totally encased steel sections in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 105, p. 97-106, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.10.030>

RODRÍGUEZ DE SENSALÉ, G. Strength development of concrete with rice-husk ash. **Cement and Concrete Composites**, v. 28, p. 158-160, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2005.09.005>

ROJO-LÓPEZ, G. et al. Rheology, durability, and mechanical performance of sustainable self-compacting concrete with metakaolin and limestone filler. **Case Studies in Construction Materials**, v. 17, 2022. [10.1016/j.cscm.2022.e01143](https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01143)

ROMERO et al. Influence of Ultra-high Strength Concrete on Circular Concrete-filled Dual Steel Columns. **Structures**, v.9, p. 13-20. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.07.001>

SABIR, B.B.et al. On the workability and strength development of metakaolin concrete. **Concrete for Environmental Enhancement and Protection**, p. 651-656, 1996.

SAAD, M. et al. Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n.5, p. 669-675, 1996. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(96\)85002-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(96)85002-2)

SALAS, A. et al. Comparison of two processes for treating rice husk ash for use in high performance concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 39, n.9, p. 773-778, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.05.006>

SAMAD, S., SHAD A. Role of binary cement including Supplementary Cementitious Material (SCM), in production of environmentally sustainable concrete: A critical review. **International Journal of Sustainable Built Environment**, v.6, p. 663-674, 2017. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2017.07.003>

SANDHU, R. K. SIDDIQUE, R. Influence of rice husk ash (RHA) on the properties of self-compacting concrete: A review. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 751-764, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.165>

SANDHU, R. K. SIDDIQUE, R. Influence of rice husk ash (RHA) on the properties of self-compacting concrete: A review. **Construction and Building Materials**, v.153, p. 751-764, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.165>

SANJAYAN, G., STOCKS, J. Spalling of High-Strength Silica Fume Concrete in Fire. **Materials Journal**, v. 90, n. 2, p. 170-173, 1993.

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>

SATA, V. et al. Influence of pozzolan from various by-product materials on mechanical properties of high-strength concrete. **Construction and Building Materials**. v.21, p. 1589-1598, 2007.

SCRIVENER, K. **Issues in sustainability in cements and concrete**. Am. Ceram. Soc. Bull., v. 91, p. 47-50, 2012.

SCRIVENER, K.L., KIRKPATRICK, R. J. Innovation in use and research on cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v.38, p. 128-136, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.025>

SENSALE, G. R. Effect of rice-husk ash on durability of cementitious materials. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, p. 718-725, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.07.008>

SHAMAA, M. et al. Influence of limestone filler and of the size of the aggregates on DEF. **Cement and Concrete Composites**, v. 71, p. 175-780, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.05.007>

SHATAT, M.R. Hydration behavior and mechanical properties of blended cement containing various amounts of rice husk ash in presence of metakaolin. **Arabian Journal of Chemistry**, v.9, p. 1869-1874, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.arabjc.2013.12.006>

SNELSON, D.G. et al. Heat of hydration of Portland cement–metakaolin–fly ash (PC–MK–PFA) blends. **Cement and Concrete Research**, v.38, p. 832-840, 2008.

SHI, C. et al. A review on ultra high performance concrete: Part I. Raw materials and mixture design. **Construction and Building Materials**, v. 101, p. 741-751, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.088>

SIDDIKA, A. et al. Properties and utilizations of waste tire rubber in concrete: A review. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 751-764, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.108>

SIDDIKA, A. et al. Properties and utilizations of waste tire rubber in concrete: A review. **Construction and Building Materials**, v. 224, p. 711-731, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.108>

SIDDIKA, A. et al. State-of-the-art-review on rice husk ash: A supplementary cementitious material in concrete. **Journal of King Saud University - Engineering Sciences**, v. 33, p. 294-307, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.10.006>

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 Ciência – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

SKIBSTED, J., SNELLINGS R. Reactivity of supplementary cementitious materials (SCMs) in cement blends. **Cement and Concrete Research**, v. 124, p. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105799>

SCRIVENER, K., KIRKPATRICK, R.J. Innovation in use and research on cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v.38, p. 128-136, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.025>

SHOUKRY, S.N. Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v.25, p.688-696, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.020>

TANG, J. et al. Synergistic effect of metakaolin and limestone on the hydration properties of Portland cement. **Construction and Building Materials**, v.223, p. 177-184, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.059>

TENNIS, P., THOMAS. M.D.A., WEISS, W.J. State-of-the-art report on use of limestone in cements at levels of up to 15%, **SN3148**. PortlandCement Association; 2011.



TSIVILLIS, S. et al. Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar. **Cement and Concrete Research**, v.30, p. 1679-1683, 2000.

TSIVILLIS, S. et al. The permeability of Portland limestone cement concrete. **Cement and Concrete Research**, v.33, p. 1465-1471, 2003.

VANCE, K. et al. The rheological properties of ternary binders containing Portland cement, limestone, and metakaolin or fly ash. **Cement and Concrete Research**, v. 52, p. 196-207, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.07.007>

VARONA, F.B. et al. Influence of high temperature on the mechanical properties of hybrid fibre reinforced normal and high strength concrete. **Construction and Building Materials**, v. 159, p. 73-82, 2018.

VENKATANARAYANAN, H., RANGARAJU P. R. Effect of grinding of low-carbon rice husk ash on the microstructure and performance properties of blended cement concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 55, p. 348-363, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.09.021>

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) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

VIJAYA, S. K. et al. Behaviour of M60 grade concrete by partial replacement of cement with fly ash, rice husk ash and silica fume. **Materials today proceedings**, v.37, p. 2104-2108, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.07.523>

VOGLIS, N. et al. Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements. **Cement Concrete Composites**, v.27, p.191–6, 2005.

VUK, T. et al. The effects of limestone addition, clinker type and fineness on properties of Portland cement. **Cement Concrete Research**, v.3, p. 135-139, 2001.

WEERDT, K. et al. Hydration mechanisms of ternary Portland cements containing limestone powder and fly ash. **Cement and Concrete Research**, v.41, p.279-291, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.11.014>

XIONG, M.-X.; LIEW R.J.Y. Mechanical behaviour of ultra-high strength concrete at elevated temperatures and fire resistance of ultra-high strength concrete filled steel tubes. **Materials and Design**, v.104, p. 414-427.2016 <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2016.05.050>

XIAO, J., FALKNER, H. On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v.41, n.2, p. 115-121, 2006. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.11.004>

XU, W. et al. Effect of rice husk ash fineness on porosity and hydration reaction of blended cement paste. **Construction and Building Materials**, v. 89, p. 90-101, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.030>

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>

YIYI, C.; WEI, L.; CHENG, F. Performance of partially encased composite beams under static and cyclic bending. **Structure**, v. 9, p. 29-40, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.09.004>

YUZER, N. et al. Influence of raw rice husk addition on structure and properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 54-62, 2013.

ZAIN, M. F. M. Production of rice husk ash for use in concrete as a supplementary cementitious material. **Construction and Building Materials**, v. 25, p.798-805, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.003>

ZAREEI, S. A. et al. Rice husk ash as a partial replacement of cement in high strength concrete containing micro silica: Evaluating durability and mechanical properties. **Case Studies in Construction Materials**, v.7, p. 73-81, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.05.001>

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>.

ZERBINO, R. et al. Alkali-silica reaction in mortars and concretes incorporating natural rice husk ash. **Construction and Building Materials**, v.36, p. 796-806, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.049>

\_\_\_\_\_, R. et al. Concrete incorporating rice-husk ash without processing. **Construction and Building Materials**, v.25, p. 371-378, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.016>

ZHANG, M.H. MALHOTRA, V.M. High-performance concrete incorporating rice husk ash as a supplementary cementing material. **ACI Materials Journal**. P. 629-636, 1996.

ZHANG, Z. et al. Properties of high-volume limestone powder concrete under standard curing and steam-curing conditions. **Powder Technology**, v.301, p. 16-25, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2016.05.054>

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>.

WANG, X.Y. Analysis of hydration and strength optimization of cement-fly ash-limestone ternary blended concrete. **Construction and Building Materials**, v.166, p. 130-140, 2018.

WANG, H.Y. The effects of elevated temperature on cement paste containing GGBFS. **Cement Concrete Composites**, v.30, 2008.

WENG, C; YEN, S., JIANG, M . Experimental study on shear splitting of full-scale composite concrete encased steel beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 9, 2002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:9\(1186\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1186))

## APÊNDICE A

### A.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS NA PRODUÇÃO DO CONCRETO

Este apêndice contempla a caracterização detalhada dos materiais granulares aplicados na produção do concreto, com ênfase nas adições minerais que são objetos de interesse desta tese. Os agregados naturais utilizados são aqueles comumente obtidos na cidade de São Carlos/SP. A seguir serão apresentados os principais requisitos normativos e os resultados obtidos para os materiais utilizados.

#### AP.A.1.1 CIMENTO E ADIÇÕES MINERAIS

Utilizou-se o cimento Portland composto com escória, com classe de resistência de 32 MPa (CPII E 32), fornecido por meio de doação da empresa Lafarge-Holcim (atual CSN Cimentos). As adições minerais utilizadas foram: (i) sílica ativa não densificada comercial (SA), doada pela empresa *Elkem Materials South America*; (ii) metacaulim comercial (MC) doado pela empresa Metacaulim do Brasil, (iii) cinza de casca de arroz (CCA) e (iv) fíler calcário comercial (FC) doado pela empresa Brasil Minas. A Figura AP.A.1 ilustra essas adições minerais utilizadas.

Figura AP.A.1- Adições Minerais utilizadas na produção dos concretos: (a) sílica ativa, (b) metacaulim, (c) cinza de casca de arroz e (d) fíler calcário



(a)

(b)

(c)

(d)

Fonte: Autora da pesquisa.

Sobre as propriedades físicas desses materiais, a massa específica foi determinada de acordo com a ABNT NBR 16605:2017. Para definir o tamanho médio das partículas, determinou a distribuição granulométrica dos materiais finos por difração a laser, conforme a norma ABNT ISO 13320:2009. Esses resultados estão dispostos na Tabela AP.A.1.

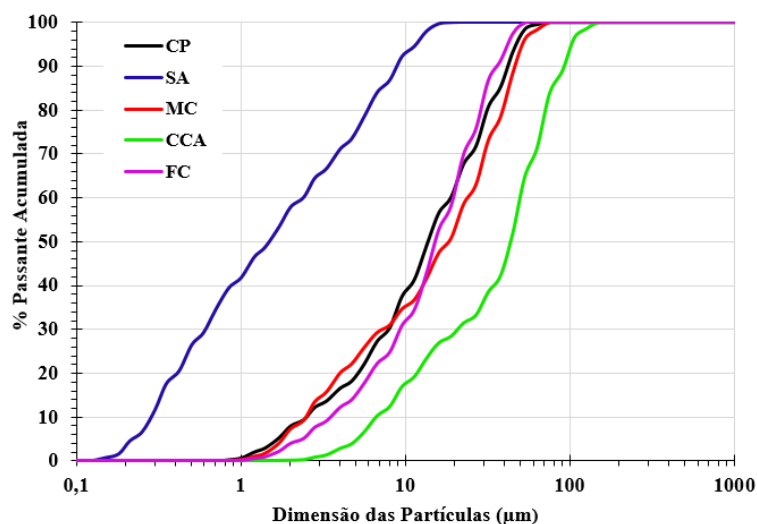
Tabela AP.A.1- Propriedades físicas do cimento e adições minerais

Propriedades físicas	CPII-E-32	SA	MC	CCA	FC
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,0	2,2	2,7	2,0	2,6
Tamanho médio da partícula (µm)	13,4	1,4	15,9	37,8	13,4

Fonte: Autora da pesquisa.

A Figura AP.A.2 traz as curvas granulométricas dos materiais finos utilizados nesta pesquisa, na qual é possível identificar que a distribuição dos grãos do cimento, metacaulim e fíler calcário se mostraram muito próximas, com diâmetro médio ( $d_{50}$ ) de 13,4 µm, 15,9 µm e 13,4 µm, respectivamente, enquanto a sílica ativa apresentou uma distribuição do tamanho de partículas com os menores valores, com um diâmetro médio ( $d_{50}$ ) de 1,4 µm. A cinza de casca de arroz foi adição mineral com maior tamanho dos grãos maior, cujo diâmetro médio ( $d_{50}$ ) foi de 37,8 µm.

Figura AP.A.2 – Distribuição granulométrica do cimento e adições minerais



Fonte: Autora da pesquisa.

Os códigos normativos estabelecem requisitos mínimos com relação às propriedades físicas e químicas dos materiais pozolânicos utilizados na produção de concreto. Para utilização da sílica ativa com o cimento Portland tem-se a ABNT NBR 13956-1:2012, que especifica os requisitos e métodos de ensaios para sua utilização, enquanto que o metacaulim segue as

prescrições impostas pela ABNT NBR 15894: 2010 e as outras adições minerais (CCA e FC) seguem as prescrições impostas pela ABNT NBR 12653:2014. A Tabela AP.A.2 apresenta os resultados obtidos para os ensaios de finura e reatividade das adições minerais com cimento Portland e cal e os limites normativos impostos para cada ensaio.

Tabela AP.A.2 – Resultados obtidos para os parâmetros físicos dos materiais pozolânicos

Propriedade	SA		MC	CCA	FC
	Limite		Limite		
Material retido na peneira 45µm	14	≤ 10%	8	23	2 < 20%
Índice de desempenho com cimento Portland	115	≥ 105%	92	67	113 ≥ 90%
Atividade pozolânica com cal aos 7 dias	-	-	8,0	6,8	- ≥ 6 MPa

Fonte: Autora da pesquisa.

Com relação a cinza de casca de arroz, como material bruto, se encontrava com partículas muito grosseiras (80% do material retido na peneira de 45 µm). Com o intuito de seguir as prescrições da ABNT NBR 12563:2014, que estabelece o limite máximo de material retido na peneira de 45 µm de 20% (Tabela AP.A.2), foi realizado um estudo preliminar no laboratório da Engenharia de Materiais da EESC-USP, onde foi utilizado um moinho de bolas com 22 cm de altura e diâmetro de 17 cm, a fim de avaliar a finura da cinza de casca de arroz após a moagem pelos períodos de 30 minutos, 1, 1,5 e 2 horas, sendo determinado um tempo ótimo de moagem de uma hora para obtenção da finura especificada pela norma.

Devido ao grande volume de cinza necessário para a produção do concreto, realizou-se a moagem industrial desse material, que foi gentilmente realizada pela empresa Refracenter, localizada na cidade de São Carlos-SP. No entanto, como indicado na Tabela AP.A.2, não foi obtida a finura que atendesse ao limite normativo, uma vez o processo ocorreu durante a pandemia da COVID-19, onde não foi possível realizar o monitoramento adequado da moagem junto à empresa. Esse resultado também influenciou o índice de desempenho da cinza de casca de arroz com o cimento Portland, que apresentou um valor inferior de cerca de 23% em relação ao limite mínimo de 90% recomendado pela NBR 12653:2014 (ABNT, 2014).

Apesar da sílica ativa apresentar um diâmetro médio de partículas inferior às demais adições minerais, a mesma apresentou um resultado de finura superior ao limite de 10%, (14% do material retido na peneira de 45 µm). Esse fato pode estar associado a uma possível aglomeração deste material, devido ao armazenamento inadequado da mesma em laboratório.

Apesar destes resultados, optou-se por seguir com a utilização tanto da cinza de casca de arroz como da sílica ativa para produção dos concretos, pois o tempo disponível para

conclusão desta etapa inviabilizava o pedido de uma nova sílica ativa como também a realização de uma nova moagem da cinza de casca de arroz. Ressalta-se que esta parte da pesquisa foi realizada durante o período da COVID-19, quando do fechamento ou acesso restrito aos laboratórios, fato que impossibilitou a repetição dos ensaios com novas adoções de materiais.

Na Tabela AP.A.3 são apresentadas a composição química do cimento e das adições minerais, obtidas pelo ensaio de fluorescência de raios-X (FRX) realizado pelo Laboratório da Física da EESC-USP. A partir desses resultados, ressalta-se o alto teor de óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ) na sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz, o alto teor de óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) no cimento e no fíler calcário e o alto teor de alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) no metacaulim. Além disso, apesar de uma porcentagem baixa, o ensaio indicou a presença do componente fósforo ( $\text{P}_2\text{O}_5$ ) na CCA, que pode estar atrelado ao processo de cultivo do arroz com o uso de fertilizantes.

Ao analisar os resultados obtidos da composição química desses materiais, foi possível classificar a sílica ativa, metacaulim e a cinza de casca de arroz como pozolanas de Classe N, conforme a ABNT NBR 12653:2014, pois a soma dos teores de  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  é maior que 70% e o teor de  $\text{SO}_3$  não é superior a 4%. Como já esperado, o fíler calcário, em relação à sua composição química, não foi classificado como uma pozolana e sim uma adição pouco reativa. Ainda de acordo com a Tabela AP.A.3, verificou-se que a composição química do cimento Portland atende os requisitos da ABNT NBR 16697:2018.

Tabela AP.A.3 – Composição química do cimento e adições minerais

<b>Componentes químicos (% em massa)</b>	<b>CP</b>	<b>SA</b>	<b>MC</b>	<b>CCA</b>	<b>FC</b>
$\text{SiO}_2$	21,1	98,6	70,6	95,3	2,6
$\text{CaO}$	64,8	0,3	0,2	0,9	95,7
$\text{Al}_2\text{O}_3$	5,5	-	25,0	-	0,4
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	3,1	-	2,1	0,2	0,4
$\text{SO}_3$	2,1	0,3	-	-	-
$\text{P}_2\text{O}_5$	-	-	-	0,6	-
$\text{K}_2\text{O}$	0,3	0,6	0,3	2,4	-
$\text{MnO}$	0,5	-	-	0,3	-
$\text{TiO}_2$	0,5	-	2,0	-	0,6
$\text{SrO}$	0,3	-	-	-	-
$\text{In}_2\text{O}_3$	1,1	-	-	-	-
Cl	-	0,2	-	0,3	0,3

Fonte: Autora da Pesquisa.



## AP.A.1.2 AGREGADOS

O agregado miúdo utilizado consiste em duas areias naturais, de origem quartzosa, originárias da região de São Carlos-SP, classificadas como areia média e areia fina. Cada material foi caracterizado separadamente, determinando-se as propriedades de massa específica e massa específica aparente de acordo com a ABNT NBR NM 52:2009, e absorção de água segundo a ABNT NBR NM 30:2001. Os valores de massa unitária e volume de vazios foram determinados conforme a ABNT NBR NM 45:2006, enquanto a dimensão máxima característica (DMC), o módulo de finura (MF) e a composição granulométrica foram obtidos segundo a ABNT NBR NM 248:2003. É importante destacar que as normas utilizadas foram as versões vigentes na época de realização dos ensaios de caracterização.

O agregado graúdo selecionado, proveniente da região de São Carlos-SP, foi a pedra britada de origem basáltica com DMC de 19 mm. As propriedades avaliadas foram massa específica, massa específica aparente e absorção de água de acordo com a ABNT NBR NM 53:2009. A composição granulométrica, assim como o DMC e o MF, foram definidos a partir da ABNT NBR NM 248:2003. Por fim, o índice de forma para a brita seguiu a ABNT NBR 7809:2019. Os resultados dos ensaios físicos dos agregados (miúdo e graúdo), estão dispostos na Tabela AP.A.4

Tabela AP.A.4 – Propriedades físicas dos agregados

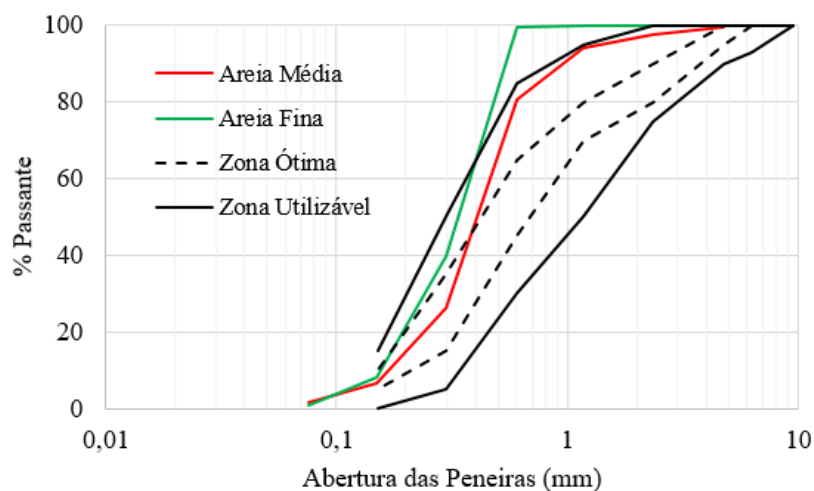
<b>Propriedade</b>	<b>Areia fina</b>	<b>Areia média</b>	<b>Brita</b>
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,58	2,59	3,00
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,56	1,58	1,46
Dimensão máxima característica (mm)	0,60	2,36	19,00
Absorção de água	0,30	0,40	1,50
Módulo de finura	2,52	2,94	7,45
Índice de forma	-	-	2,15

Fonte: Autora da pesquisa.

A distribuição granulométrica dos agregados miúdo e graúdo estão apresentadas nas Figuras AP.A.3 e AP.A.4, respectivamente. Nota-se que a curva granulométrica da areia fina ( Figura AP.A.3) se encontra fora dos limites de utilização (zona ótima e zona utilizável) propostos pela ABNT NBR 7211:2009, diferentemente da areia média que está inserida dentro desses limites.

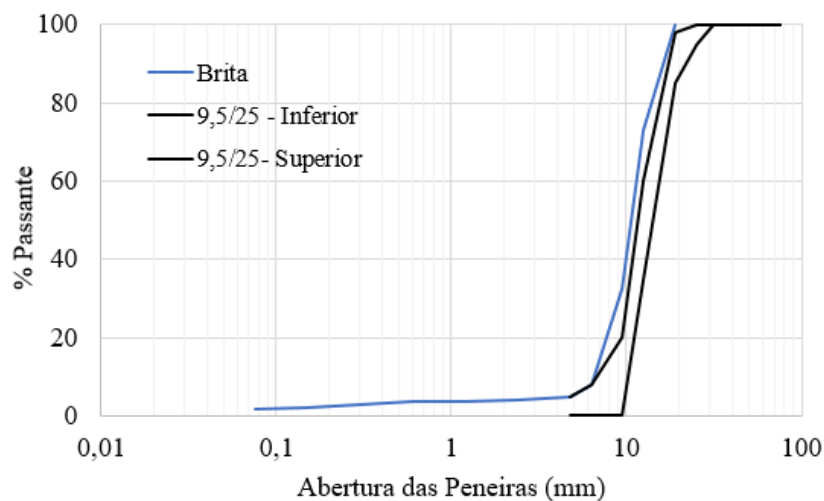
Sobre o agregado graúdo, ao aplicar as faixas granulométricas estabelecidas pela ABNT NBR 7211:2009 foi possível classificar a brita utilizada com dimensões na faixa de 9,5 a 25 mm, como observado na Figura AP.A.4.

Figura AP.A.3 - Curva granulométrica dos agregados miúdo



Fonte: Autora da pesquisa.

Figura AP.A.4 - Curva granulométrica do agregado graúdo

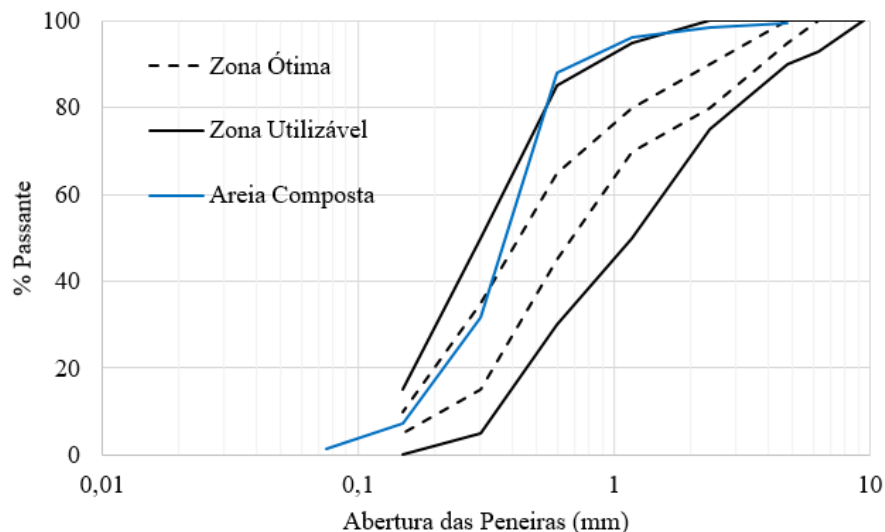


Fonte: Autora da pesquisa.

A proporção das areias foi estabelecida como sendo de 60% de areia média e 40% de areia fina, seguindo os resultados obtidos no estudo de dosagem desenvolvido por Lopes (2019), utilizado para o desenvolvimento do traço de referência desta pesquisa. Para isso, o autor utilizou o método da máxima massa unitária no estado compactado, descrito por Helene e Terzian (1992), e realizada de acordo com as especificações da ABNT NBR NM

45:2006 visto que tais agregados apresentavam granulometrias distintas. Assim, é apresentada a curva de distribuição granulométrica da areia composta (Figura AP.A.5), a qual se encontra praticamente no limite da zona utilizável proposto pela ABNT NBR 7211:2009.

Figura AP.A.5 - Curva granulométrica da areia composta (fração média e fina)



Fonte: Autora da pesquisa.

### AP.A.1.3 ADITIVO QUÍMICO

Nos concretos desta pesquisa foi utilizada o aditivo plastificante ADVA CAST 525 à base de policarboxilatos, o Quadro AP.A.1 traz as características gerais do aditivo, a qual pode ser encontrada na ficha técnica do fabricante, GCP APPLIED TECHNOLOGIES.

AP.A.1 – Características gerais dos aditivos químicos

	ADVA CAST 525
Uso	Empregado em concretos, no geral, proporcionando redução da demanda de água e resistências iniciais consideráveis
Cor	Líquido de cor alaranjada
Quantidade Recomendada	0,4 a 1,2%
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	1,04 – 1,06

Fonte: Autora da pesquisa.

## APÊNDICE B

### AP.B.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

#### AP.B.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.B.1 a AP.B.11 apresentam os resultados individuais, as medidas estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para a resistência à compressão de cada concreto analisado. Como foram realizadas três medidas desta propriedade em cada concreto, para cada idade de interesse, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38, para garantir a homogeneidade dos dados. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.B.1 a AP.B.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.B.1** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto REF

<b>REFÊNCIA</b>														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
37,76	0,28	Ok	54,82	54,82	Ok	70,25	0,94	Ok	70,32	1,04	Ok	69,80	0,06	Ok
31,49	1,11	Ok	55,41	55,41	Ok	68,82	0,11	Ok	67,77	0,96	Ok	70,95	0,96	Ok
40,20	0,83	Ok	53,89	53,89	Ok	66,83	1,05	Ok	68,90	0,08	Ok	68,42	1,02	Ok
Média	36,48		Média	54,71		Média	68,63		Média	69,00		Média	69,72	
DP	4,49		DP	0,77		DP	1,72		DP	1,28		DP	1,27	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.2** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-CCA

<b>SA-CCA</b>														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
29,18	1,05	Ok	44,80	1,14	Ok	56,57	0,12	Ok	59,77	1,15	Ok	61,86	1,14	Ok
31,47	0,12	Ok	45,36	0,70	Ok	54,73	0,93	Ok	67,21	0,52	Ok	67,86	0,44	Ok
33,07	0,94	Ok	45,28	0,44	Ok	59,26	1,06	Ok	67,69	0,63	Ok	68,85	0,70	Ok
Média	31,24		Média	45,15		Média	56,85		Média	64,89		Média	66,19	
DP	1,96		DP	0,67		DP	2,28		DP	4,44		DP	3,78	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.3-** Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-MC

SA-MC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
31,15	0,57	Ok	51,97	0,36	Ok	57,24	0,82	Ok	61,59	1,06	Ok	68,48	0,38	Ok
37,25	1,15	Ok	57,91	1,13	Ok	57,47	0,30	Ok	61,69	0,93	Ok	56,79	1,37	Ok
31,07	0,59	Ok	50,32	0,77	Ok	58,10	1,12	Ok	61,65	0,73	Ok	72,49	0,99	Ok
Média	33,16		Média	53,40		Média	57,60		Média	61,64		Média	65,92	
DP	3,55		DP	3,99		DP	0,45		DP	0,05		DP	8,16	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.4 -** Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-FC

SA-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
28,55	0,72	Ok	54,24	1,09	Ok	63,59	0,01	Ok	56,68	1,14	Ok	68,29	0,13	Ok
28,89	0,43	Ok	53,62	0,21	Ok	65,46	0,99	Ok	66,43	0,40	Ok	69,57	0,93	Ok
30,74	1,14	Ok	53,30	0,88	Ok	61,25	1,01	Ok	68,56	0,74	Ok	66,40	1,06	Ok
Média	29,39		Média	53,72		Média	63,57		Média	63,89		Média	68,09	
DP	1,18		DP	0,48		DP	1,91		DP	6,33		DP	1,59	

Fonte: Autora da pesquisa (2022).

**Tabela AP.B.5 -** Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto MC-CCA

MC-CCA														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
41,72	0,83	Ok	61,66	0,79	Ok	59,55	0,87	Ok	62,02	0,76	Ok	62,21	0,99	Ok
32,92	1,11	Ok	57,86	1,13	Ok	60,42	0,22	Ok	70,14	1,13	Ok	67,48	0,03	Ok
39,20	0,28	Ok	60,77	0,34	Ok	62,17	1,09	Ok	63,71	0,37	Ok	73,20	1,01	Ok
Média	37,95		Média	60,10		Média	60,71		Média	65,29		Média	67,63	
DP	4,53		DP	1,99		DP	1,33		DP	4,28		DP	5,50	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.6 -** Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto MC-FC

MC-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
32,41	1,12	Ok	55,02	0,41	Ok	58,73	0,19	Ok	57,13	1,15	Ok	60,19	1,12	Ok
36,62	0,31	Ok	50,27	1,14	Ok	57,03	1,08	Ok	62,47	0,70	Ok	69,43	0,81	Ok
38,08	0,81	Ok	56,01	0,73	Ok	59,68	0,89	Ok	61,75	0,45	Ok	67,05	0,31	Ok
Média	35,70		Média	53,77		Média	58,48		Média	60,45		Média	65,56	
DP	2,94		DP	3,07		DP	1,34		DP	2,90		DP	4,80	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.7** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto CCA-FC

CCA-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
27,24	0,58	Ok	36,23	1,13	Ok	45,56	1,13	Ok	50,02	1,09	Ok	55,48	1,10	Ok
26,02	1,15	Ok	41,42	0,38	Ok	48,91	0,38	Ok	51,79	0,88	Ok	52,22	0,24	Ok
27,23	0,57	Ok	42,68	0,75	Ok	49,74	0,75	Ok	51,18	0,20	Ok	50,72	0,86	Ok
Média	26,83		Média	40,11		Média	48,07		Média	51,00		Média	52,81	
DP	0,70		DP	3,42		DP	4,60		DP	1,76		DP	4,61	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.8** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-MC-CCA

SA-MC-CCA														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
34,69	0,52	Ok	52,12	0,78	Ok	62,48	0,62	Ok	69,00	0,28	Ok	75,53	1,04	Ok
37,00	1,15	Ok	45,08	1,13	Ok	56,94	1,15	Ok	70,70	0,83	Ok	73,24	0,09	Ok
34,54	0,63	Ok	50,52	0,35	Ok	62,24	0,54	Ok	64,62	1,11	Ok	71,52	0,95	Ok
Média	35,41		Média	49,24		Média	60,55		Média	68,11		Média	73,43	
DP	1,38		DP	3,69		DP	3,13		DP	3,14		DP	2,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.9** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-MC-FC

SA-MC-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
31,94	0,09	Ok	51,89	1,15	Ok	65,04	0,07	Ok	71,39	0,81	Ok	80,62	1,13	Ok
34,15	0,95	Ok	55,08	0,60	Ok	62,82	1,03	Ok	75,24	1,12	Ok	75,10	0,79	Ok
29,00	1,04	Ok	54,99	0,55	Ok	66,84	0,96	Ok	72,38	0,31	Ok	76,40	0,34	Ok
Média	31,70		Média	53,99		Média	64,90		Média	73,00		Média	77,37	
DP	2,58		DP	1,82		DP	2,01		DP	2,00		DP	2,89	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.10** - Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto MC-CCA-FC

MC-CCA-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
23,84	0,71	Ok	49,51	1,15	Ok	49,99	0,90	Ok	52,12	0,91	Ok	60,79	1,10	Ok
20,13	1,14	Ok	44,53	0,50	Ok	45,26	1,07	Ok	58,16	1,07	Ok	63,60	0,26	Ok
23,30	0,44	Ok	44,08	0,65	Ok	48,24	0,17	Ok	54,41	0,16	Ok	64,80	0,84	Ok
Média	22,42		Média	46,04		Média	47,83		Média	54,90		Média	63,06	
DP	2,00		DP	3,01		DP	2,39		DP	3,05		DP	2,06	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.11-** Critério de Chauvenet para a resistência à compressão do concreto SA-CCA-FC

SA-CCA-FC														
7 dias			28 dias			56 dias			91 dias			180 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
20,11	0,76	Ok	38,62	1,14	Ok	59,64	0,36	Ok	65,89	1,06	Ok	67,62	0,29	Ok
19,48	0,37	Ok	49,18	0,73	Ok	59,13	1,13	Ok	65,32	0,14	Ok	68,14	0,83	Ok
17,07	1,13	Ok	47,41	0,41	Ok	59,78	0,77	Ok	64,95	0,92	Ok	66,27	1,11	Ok
Média	18,89		Média	45,07		Média	59,52		Média	65,39		Média	67,34	
DP	1,60		DP	5,66		DP	0,34		DP	0,47		DP	0,97	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

### AP.B.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.B.12 e AP.B.13 apresentam os resultados do teste da análise de variância (ANOVA) para a resistência à compressão dos concretos nas idades de 28 e 180 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  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.B.12** – ANOVA para a resistência à compressão dos concretos aos 28 dias

Fonte de variação	Soma de quadrados	GL	Quadrado médio	F	F <sub>crítico</sub>	valor-P	Diferença significativa?
Adições Minerais	1016,90556	10	101,69056	11,19935	2,29670	0,0000017	Sim
Erro	199,76093	22	9,08004				
Total	1216,66650	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.13** - ANOVA para a resistência à compressão dos concretos aos 180 dias

Fonte de variação	Soma de quadrados	GL	Quadrado médio	F	F <sub>crítico</sub>	valor-P	Diferença significativa?
Adições Minerais	1136,74648	10	113,67465	7,73361	2,29670	0,00003	Sim
Erro	323,37307	22	14,69878				
Total	1460,11955	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ . As tabelas AP.B.14 E AP.B.15 mostram quais os concretos apresentaram



diferenças significativas entre si (sombreamento em verde) para a resistência à compressão aos 28 e 91 dias, respectivamente.

**Tabela AP.B.14-** Teste de Tukey para a resistência à compressão aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Sim	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Sim	Não	Sim	Sim
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.B.15 -** Teste de Tukey para a resistência à compressão aos 180 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim
<b>CCA-FC</b>							Não	Sim	Sim	Sim	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

## APÊNDICE C

### AP.C.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL E NA FLEXÃO

#### AP.C.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.C.1 a AP.C.11 apresentam os resultados individuais, as análises estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para a resistência à tração por compressão diametral e na flexão de cada concreto analisado. 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. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.C.1 a AP.C.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.C. 1** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto REF

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )			
28 dias			91 dias			91 dias			
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	
3,44	1,01	Ok	4,25	0,90	Ok	9,10	1,15	Ok	
3,93	0,02	Ok	6,26	1,07	Ok	9,41	0,56	Ok	
4,39	0,99	Ok	5,0	0,17	Ok	9,41	0,59	Ok	
<b>Média</b>	3,92		<b>Média</b>	5,17		<b>Média</b>	9,31		
<b>DP</b>	0,48		<b>DP</b>	1,02		<b>DP</b>	0,18		

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 2** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-CCA

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )			
28 dias			91 dias			91 dias			
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?	
3,81	1,15	Ok	6,16	1,15	Ok	8,59	0,88	Ok	
3,72	0,67	Ok	4,99	0,56	Ok	9,08	0,21	Ok	
3,52	0,48	Ok	4,97	0,60	Ok	10,04	1,09	Ok	
<b>Média</b>	3,68		<b>Média</b>	5,37		<b>Média</b>	9,24		
<b>DP</b>	0,15		<b>DP</b>	0,68		<b>DP</b>	0,74		

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 3** -Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-MC

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
4,60	0,32	Ok	5,03	0,96	Ok	8,93	0,87	Ok
4,86	0,80	Ok	5,34	0,07	Ok	9,07	0,23	Ok
3,81	1,12	Ok	5,74	1,04	Ok	9,36	1,09	Ok
<b>Média</b>	4,42		<b>Média</b>	5,37		<b>Média</b>	9,12	
<b>DP</b>	0,55		<b>DP</b>	0,36		<b>DP</b>	0,22	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 4** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-FC

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
3,6	1,11	Ok	4,99	0,97	Ok	8,61	0,78	Ok
4,57	0,30	Ok	4,73	0,07	Ok	8,39	0,34	Ok
4,93	0,82	Ok	4,41	1,03	Ok	7,68	1,13	Ok
<b>Média</b>	4,37		<b>Média</b>	4,71		<b>Média</b>	8,23	
<b>DP</b>	0,69		<b>DP</b>	0,29		<b>DP</b>	0,48	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 5** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto MC-CCA

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
4,56	0,87	Ok	4,34	0,57	Ok	9,09	1,15	Ok
2,56	1,09	Ok	4,35	0,59	Ok	8,82	0,49	Ok
3,91	0,23	Ok	3,77	1,15	Ok	8,80	0,66	Ok
<b>Média</b>	3,68		<b>Média</b>	4,15		<b>Média</b>	8,90	
<b>DP</b>	1,02		<b>DP</b>	0,33		<b>DP</b>	0,16	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 6 - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto MC-FC**

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
3,69	0,27	Ok	3,31	1,15	Ok	7,56	0,74	Ok
3,90	1,11	Ok	3,26	0,66	Ok	7,74	1,14	Ok
3,60	0,83	Ok	3,27	0,49	Ok	7,59	0,40	Ok
<b>Média</b>	3,73		<b>Média</b>	3,28		<b>Média</b>	7,63	
<b>DP</b>	0,15		<b>DP</b>	0,024		<b>DP</b>	0,10	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 7 - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto CCA-FC**

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
3,10	0,19	Ok	4,78	1,15	Ok	5,99	0,32	Ok
3,04	0,89	Ok	3,71	0,58	Ok	6,12	0,80	Ok
3,19	1,08	Ok	3,71	0,58	Ok	5,59	1,12	Ok
<b>Média</b>	3,11		<b>Média</b>	4,07		<b>Média</b>	5,90	
<b>DP</b>	0,08		<b>DP</b>	0,62		<b>DP</b>	0,27	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 8 - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-MC-CCA**

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
3,37	1,02	Ok	4,03	1,05	Ok	8,19	1,14	Ok
3,90	0,98	Ok	4,31	0,94	Ok	9,14	0,39	Ok
3,66	0,05	Ok	4,19	0,11	Ok	9,36	0,75	Ok
<b>Média</b>	3,64		<b>Média</b>	4,18		<b>Média</b>	8,90	
<b>DP</b>	0,27		<b>DP</b>	0,14		<b>DP</b>	0,62	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 9** -Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-MC-FC

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
2,84	0,75	Ok	5,20	0,60	Ok	9,28	1,07	Ok
3,19	0,38	Ok	5,15	0,56	Ok	7,95	0,91	Ok
4,64	1,14	Ok	3,19	1,15	Ok	8,45	0,17	Ok
<b>Média</b>	3,56		<b>Média</b>	4,51		<b>Média</b>	8,56	
<b>DP</b>	0,95		<b>DP</b>	1,15		<b>DP</b>	0,67	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 10** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto MC-CCA-FC

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
4,09	1,05	Ok	4,53	1,03	Ok	5,42	0,97	Ok
2,31	0,94	Ok	3,48	0,07	Ok	7,03	1,02	Ok
3,04	0,12	Ok	2,63	0,96	Ok	6,16	0,05	Ok
<b>Média</b>	3,15		<b>Média</b>	3,54		<b>Média</b>	6,20	
<b>DP</b>	0,89		<b>DP</b>	0,95		<b>DP</b>	0,81	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C. 11** - Critério de Chauvenet para a resistência à tração do concreto SA-CCA-FC

Resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ )						Resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ )		
28 dias			91 dias			91 dias		
fc	r	?	fc	r	?	fc	r	?
3,90	0,65	Ok	2,81	1,15	Ok	7,71	0,26	Ok
3,09	1,15	Ok	4,13	0,66	Ok	6,15	1,10	Ok
3,84	0,50	Ok	4,00	0,49	Ok	8,37	0,84	Ok
<b>Média</b>	3,61		<b>Média</b>	3,65		<b>Média</b>	7,41	
<b>DP</b>	0,45		<b>DP</b>	0,73		<b>DP</b>	1,14	

Fonte: Autora da pesquisa.

## AP.C.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.C.12 a AP.C.14 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para a resistência à tração por compressão diametral e na flexão dos concretos nas

idades de 28 e 91 dias. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{\text{crítico}}$  e o valor  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.C.12** - ANOVA para a resistência à tração por compressão diametral dos concretos aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>F<sub>crítico</sub></i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	6,44514	10	0,64451	1,37694	2,29670	0,25400	Não
Erro	10,29771	22	0,46808				
Total	16,74286	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C.13**- ANOVA para a resistência à tração por compressão diametral dos concretos aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>F<sub>crítico</sub></i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	16,05943	10	1,60594	3,55044	2,29670	0,00632	Sim
Erro	9,95107	22	0,45232				
Total	26,01050	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C.14**- ANOVA para a resistência à tração na flexão dos concretos aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>F<sub>crítico</sub></i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	43,27187	10	4,32719	12,62960	2,29670	5,833 x 10 <sup>-7</sup>	Sim
Erro	7,53770	22	0,34262				
Total	50,80956	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ .

Pela ANOVA foram identificados que apenas na idade de 91 dias os concretos apresentaram diferenças significativas em relação às resistência à tração por compressão diametral e na flexão. As Tabelas AP.C.15 e AP.C.16 mostram quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.C.15 - Teste de Tukey para a resistência à tração por compressão diametral aos 91 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.C.16 - Teste de Tukey para a resistência à tração na flexão aos 91 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Sim
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Sim
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.



## APÊNDICE D

### AP.D.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (MED)

#### AP.D.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.D.1 a AP.D.11 apresentam os resultados individuais, as análises estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para o módulo de elasticidade dinâmico de cada concreto analisado. Foram realizadas três medições desta propriedade em cada concreto, aos 28 e 91 dias de idade. Portanto, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.D.1 a AP.D.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.D.1** - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto REF

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	$r$	?	$E_F$	$r$	?	$E_L$	$r$	?	$E_L$	$r$	?
50,26	0,99	Ok	52,96	0,77	Ok	55,11	Ok		57,70	1,12	Ok
48,40	1,01	Ok	50,60	1,13	Ok	53,66	Ok		56,62	0,31	Ok
49,36	0,02	Ok	52,45	0,36	Ok	54,10	Ok		56,24	0,81	Ok
<b>Média</b>	49,34		<b>Média</b>	52,00		<b>Média</b>	54,29		<b>Média</b>	56,85	
<b>DP</b>	0,93		<b>DP</b>	2,39		<b>DP</b>	0,74		<b>DP</b>	0,76	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.2** - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-CCA

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	$r$	?	$E_F$	$r$	?	$E_L$	$r$	?	$E_L$	$r$	?
48,87	0,53	Ok	51,06	0,40	Ok	53,16	0,73	Ok	55,72	0,58	Ok
52,65	1,15	Ok	54,98	1,14	Ok	50,21	1,14	Ok	59,11	1,15	Ok
48,64	0,63	Ok	50,20	0,74	Ok	52,66	0,41	Ok	55,72	0,58	Ok
<b>Média</b>	50,05		<b>Média</b>	52,08		<b>Média</b>	52,01		<b>Média</b>	56,85	
<b>DP</b>	2,25		<b>DP</b>	2,55		<b>DP</b>	1,58		<b>DP</b>	1,95	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.3 - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-MC**

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
52,14	1,13	Ok	55,21	1,11	Ok	55,65	0,99	Ok	57,68	1,14	Ok
47,38	0,77	Ok	49,42	0,84	Ok	49,47	1,01	Ok	54,42	0,73	Ok
48,41	0,36	Ok	51,10	0,27	Ok	52,62	0,01	Ok	54,97	0,41	Ok
<b>Média</b>	49,31		<b>Média</b>	51,91		<b>Média</b>	52,58		<b>Média</b>	55,69	
<b>DP</b>	2,50		<b>DP</b>	2,98		<b>DP</b>	3,09		<b>DP</b>	1,74	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.4 - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-FC**

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
45,79	0,96	Ok	48,05	0,93	Ok	50,42	0,70	Ok	53,11	0,86	Ok
45,07	0,07	Ok	47,71	0,13	Ok	50,27	0,44	Ok	53,06	1,10	Ok
44,18	1,03	Ok	47,21	1,06	Ok	49,36	1,14	Ok	53,10	0,23	Ok
<b>Média</b>	45,01		<b>Média</b>	47,66		<b>Média</b>	50,02		<b>Média</b>	53,09	
<b>DP</b>	0,80		<b>DP</b>	0,42		<b>DP</b>	0,58		<b>DP</b>	0,03	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.5 - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto CCA-MC**

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
50,32	1,00	Ok	53,43	0,07	Ok	56,12	0,99	Ok	58,10	0,88	Ok
47,85	1,00	Ok	51,93	1,03	Ok	53,09	0,01	Ok	56,29	1,09	Ok
49,10	0,01	Ok	54,66	0,97	Ok	49,96	1,01	Ok	57,48	0,21	Ok
<b>Média</b>	49,09		<b>Média</b>	53,34		<b>Média</b>	53,05		<b>Média</b>	57,29	
<b>DP</b>	1,24		<b>DP</b>	1,37		<b>DP</b>	3,08		<b>DP</b>	0,92	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.6** - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto MC-FC

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
47,37	1,13	Ok	49,19	0,78	Ok	51,93	1,09	Ok	54,30	1,05	Ok
46,64	0,34	Ok	48,76	0,35	Ok	50,82	0,21	Ok	54,18	0,12	Ok
46,42	0,78	Ok	47,29	1,13	Ok	50,26	0,88	Ok	54,10	0,94	Ok
<b>Média</b>	48,81		<b>Média</b>	48,41		<b>Média</b>	51,00		<b>Média</b>	54,19	
<b>DP</b>	0,50		<b>DP</b>	1,00		<b>DP</b>	0,85		<b>DP</b>	0,10	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.7** - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto CCA-FC

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
41,64	0,20	Ok	45,56	0,18	Ok	45,96	0,15	Ok	49,80	0,44	Ok
42,59	0,89	Ok	49,90	1,08	Ok	46,60	0,91	Ok	51,32	1,15	Ok
39,88	1,08	Ok	43,05	0,90	Ok	44,94	1,07	Ok	49,55	0,70	Ok
<b>Média</b>	41,37		<b>Média</b>	46,17		<b>Média</b>	45,83		<b>Média</b>	50,22	
<b>DP</b>	1,37		<b>DP</b>	3,47		<b>DP</b>	0,83		<b>DP</b>	0,96	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D. 8-** Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-MC-CCA

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
46,28	0,26	Ok	48,59	0,90	Ok	49,75	0,79	Ok	53,40	0,79	Ok
45,83	0,84	Ok	49,13	0,17	Ok	50,13	0,33	Ok	53,75	0,33	Ok
47,34	1,11	Ok	50,06	1,08	Ok	51,32	1,12	Ok	54,87	1,12	Ok
<b>Média</b>	46,48		<b>Média</b>	49,26		<b>Média</b>	50,40		<b>Média</b>	54,01	
<b>DP</b>	0,78		<b>DP</b>	0,74		<b>DP</b>	0,82		<b>DP</b>	0,77	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.9** - Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-MC-FC

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
46,22	1,01	Ok	50,78		Ok	51,20	0,98	Ok	55,65	1,05	Ok
45,26	0,99	Ok	48,21		Ok	50,33	1,02	Ok	53,28	0,95	Ok
45,72	0,02	Ok	48,92		Ok	50,79	0,04	Ok	54,30	0,10	Ok
<b>Média</b>	45,73		<b>Média</b>	49,30		<b>Média</b>	50,77		<b>Média</b>	54,41	
<b>DP</b>	0,48		<b>DP</b>	1,33		<b>DP</b>	0,93		<b>DP</b>	1,19	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.10**- Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto MC-CCA-FC

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
41,57	0,14	Ok	46,00	0,38	Ok	46,22	0,31	Ok	50,52	0,33	Ok
38,47	1,06	Ok	43,55	1,13	Ok	44,18	1,12	Ok	48,09	1,12	Ok
43,57	0,92	Ok	46,62	0,76	Ok	46,91	0,81	Ok	51,29	0,79	Ok
<b>Média</b>	41,20		<b>Média</b>	45,39		<b>Média</b>	45,77		<b>Média</b>	49,97	
<b>DP</b>	2,57		<b>DP</b>	1,62		<b>DP</b>	1,42		<b>DP</b>	1,67	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.11**- Critério de Chauvenet para o módulo de elasticidade do concreto SA-CCA-FC

MED Flexional						MED Longitudinal					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
$E_F$	r	?	$E_F$	r	?	$E_L$	r	?	$E_L$	r	?
45,11	0,74	Ok	46,08	0,43	Ok	50,46	0,78	Ok	51,05	0,71	Ok
42,82	1,14	Ok	45,02	1,14	Ok	47,73	1,13	Ok	50,45	0,43	Ok
44,68	0,39	Ok	46,27	0,71	Ok	49,84	0,35	Ok	47,00	1,14	Ok
<b>Média</b>	44,20		<b>Média</b>	45,79		<b>Média</b>	49,34		<b>Média</b>	49,50	
<b>DP</b>	1,22		<b>DP</b>	0,67		<b>DP</b>	1,43		<b>DP</b>	2,19	

Fonte: Autora da pesquisa.

#### AP.D.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.D.12 e AP.D.13 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para o módulo de elasticidade dinâmico (médio) dos concretos aos 28 e 91 dias de idade. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{\text{Crítico}}$  e o valor  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.D.12** - ANOVA para o módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	249,16507	10	24,91651	13,43167	2,29670	3,374 x 10 <sup>-7</sup>	Sim
Erro	40,81123	22	1,85506				
Total	289,97630	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.13**- ANOVA para o módulo de elasticidade dinâmico aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	207,11295	10	20,71130	11,08490	2,29670	1,8173x10 <sup>-6</sup>	Sim
Erro	41,105333	22	1,86842				
Total	248,21829	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ .

Pela ANOVA foi identificado que os concretos apresentaram diferenças significativas em relação ao MED médio aos 28 e 91 dias de idade. Diante disso, as Tabelas AP.D.14 e AP.D.15 mostram quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.D.14** - Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico (médio) aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
REF		Não	Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-CCA			Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-MC				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-FC					Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
MC-CCA						Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
CCA-FC							Não	Não	Não	Não	Não
MC-FC								Não	Não	Não	Não
SA-MC-CCA									Não	Não	Não
SA-MC-FC										Não	Não
SA-CCA-FC											Não
MC-CCA-FC											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.D.15** - Teste de Tukey para o módulo de elasticidade dinâmico (médio) aos 91 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
REF		Não	Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-CCA			Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-MC				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
SA-FC					Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim
MC-CCA						Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
CCA-FC							Sim	Sim	Sim	Não	Não
MC-FC								Não	Não	Não	Sim
SA-MC-CCA									Não	Não	Sim
SA-MC-FC										Não	Sim
SA-CCA-FC											Não
MC-CCA-FC											

Fonte: Autora da pesquisa

## APÊNDICE E

### AP.E.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A ABSORÇÃO DE ÁGUA POR IMERSÃO E PARA O ÍNDICE DE VAZIOS

#### AP.E.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.E.1 a AP.E.11 apresentam os resultados individuais, as análises estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para a absorção de água por imersão e índice de vazios de cada concreto analisado. Foram realizadas três medições destas propriedades em cada concreto, aos 28 e 91 dias. Portanto, o limite da variação dos dados (*r*) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.E.1 a AP.E.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.E.1** - Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto REF

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
3,82%	1,15	Ok	1,43%	1,02	Ok	8,92%	1,04	Ok	3,43%	1,03	Ok
3,73%	0,55	Ok	1,70%	0,98	Ok	8,79%	0,09	Ok	4,06%	0,96	Ok
3,73%	0,61	Ok	1,58%	0,03	Ok	8,70%	0,95	Ok	3,78%	0,07	Ok
<b>Média</b>	3,76%		<b>Média</b>	1,57%		<b>Média</b>	8,80%		<b>Média</b>	3,76%	
<b>DP</b>	0,05		<b>DP</b>	0,14		<b>DP</b>	0,11		<b>DP</b>	0,32	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.2** - Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-CCA

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
2,19	0,06	Ok	1,91%	0,88	Ok	5,13%	0,09	Ok	4,51%	0,86	Ok
1,96	0,97	Ok	1,95%	0,21	Ok	4,62%	0,95	Ok	4,58%	0,24	Ok
2,47	1,03	Ok	2,01%	1,09	Ok	5,79%	1,04	Ok	4,74%	1,10	Ok
<b>Média</b>	2,21		<b>Média</b>	1,96%		<b>Média</b>	5,18%		<b>Média</b>	4,61%	
<b>DP</b>	0,26		<b>DP</b>	0,05		<b>DP</b>	0,59		<b>DP</b>	2,53	

%Fonte: Autora da pesquisa.



Apêndice E – Testes estatísticos para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto

**Tabela AP.E.3 - Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-MC**

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
1,39%	0,98	Ok	1,22%	1,14	Ok	2,91%	1,14	Ok	3,29%	0,92	Ok
1,52%	1,02	Ok	1,33%	0,40	Ok	3,18%	0,42	Ok	3,61%	1,06	Ok
1,45%	0,03	Ok	1,36%	0,74	Ok	3,24%	0,72	Ok	3,42%	0,14	Ok
<b>Média</b>	1,45%		<b>Média</b>	1,30%		<b>Média</b>	3,11%		<b>Média</b>	3,44%	
<b>DP</b>	0,06		<b>DP</b>	0,08		<b>DP</b>	0,18		<b>DP</b>	0,16	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.4 - Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-FC**

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
1,40%	1,15	Ok	1,25%	0,49	Ok	3,34	1,15	Ok	2,97	0,59	Ok
1,64%	0,54	Ok	1,25%	0,66	Ok	3,87	0,49	Ok	2,97	0,57	Ok
1,65%	0,61	Ok	1,30%	1,15	Ok	3,92	0,66	Ok	3,15	1,15	Ok
<b>Média</b>	1,57%		<b>Média</b>	1,27%		<b>Média</b>	3,71%		<b>Média</b>	3,03%	
<b>DP</b>	0,14		<b>DP</b>	0,03		<b>DP</b>	0,32		<b>DP</b>	0,11	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.5- Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto MC-CCA**

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
2,63	0,95	Ok	2,42	1,15	Ok	6,23	0,81	Ok	5,72	1,15	Ok
2,69	0,10	Ok	2,37	0,54	Ok	6,29	0,31	Ok	5,62	0,64	Ok
2,76	1,05	Ok	2,37	0,61	Ok	6,48	1,12	Ok	5,63	0,51	Ok
<b>Média</b>	2,69		<b>Média</b>	2,39		<b>Média</b>	6,33		<b>Média</b>	5,66	
<b>DP</b>	0,06		<b>DP</b>	0,03		<b>DP</b>	0,13		<b>DP</b>	0,05	

Fonte: Autora da pesquisa.

Apêndice E – Testes estatísticos para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto

**Tabela AP.E.6-** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto MC-FC

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
2,48	0,78	Ok	1,24	1,08	Ok	5,88	0,75	Ok	2,97	1,05	Ok
2,43	0,35	Ok	1,38	0,18	Ok	5,78	0,38	Ok	3,29	0,11	Ok
2,27	1,13	Ok	1,46	0,89	Ok	5,39	1,13	Ok	3,52	0,94	Ok
<b>Média</b>	2,39		<b>Média</b>	1,36		<b>Média</b>	5,68		<b>Média</b>	3,26	
<b>DP</b>	0,11		<b>DP</b>	0,11		<b>DP</b>	0,26		<b>DP</b>	0,28	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.7-** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto CCA-FC

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
2,55	1,07	Ok	2,27	1,03	Ok	5,91	1,08	Ok	5,27	1,03	Ok
3,19	0,90	Ok	2,64	0,06	Ok	7,32	0,89	Ok	6,11	0,06	Ok
2,95	0,17	Ok	2,95	0,97	Ok	6,83	0,20	Ok	6,82	0,97	Ok
<b>Média</b>	2,90		<b>Média</b>	2,62		<b>Média</b>	6,68		<b>Média</b>	6,07	
<b>DP</b>	0,32		<b>DP</b>	0,34		<b>DP</b>	0,72		<b>DP</b>	0,77	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.8 -** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-MC-CCA

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
1,50	0,86	Ok	1,31	1,15	Ok	3,54	0,86	Ok	3,13	1,15	Ok
1,43	0,23	Ok	1,48	0,65	Ok	3,38	0,24	Ok	3,52	0,60	Ok
1,29	1,10	Ok	1,47	0,50	Ok	3,04	1,10	Ok	3,51	0,56	Ok
<b>Média</b>	1,40		<b>Média</b>	1,42		<b>Média</b>	3,32		<b>Média</b>	3,38	
<b>DP</b>	0,11		<b>DP</b>	0,10		<b>DP</b>	0,25		<b>DP</b>	0,22	

Fonte: Autora da pesquisa.

Apêndice E – Testes estatísticos para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto

**Tabela AP.E.9-** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-MC-FC

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
1,34	0,96	Ok	1,26	1,15	Ok	3,23	0,94	Ok	3,05	1,14	Ok
1,28	0,07	Ok	1,23	0,64	Ok	3,09	0,12	Ok	2,99	0,38	Ok
1,22	1,03	Ok	1,23	0,52	Ok	2,90	1,05	Ok	2,98	0,75	Ok
<b>Média</b>	1,28		<b>Média</b>	1,24		<b>Média</b>	3,07		<b>Média</b>	3,01	
<b>DP</b>	0,06		<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,17		<b>DP</b>	0,04	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.10-** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto MC-CCA-FC

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
1,88	1,12	Ok	1,54	1,13	Ok	4,44	1,13	Ok	3,65	1,14	Ok
2,24	0,79	Ok	1,85	0,36	Ok	5,29	0,77	Ok	4,44	0,42	Ok
2,16	0,33	Ok	1,94	0,77	Ok	5,11	0,37	Ok	4,59	0,72	Ok
<b>Média</b>	2,09		<b>Média</b>	1,78		<b>Média</b>	4,95		<b>Média</b>	4,23	
<b>DP</b>	0,19		<b>DP</b>	0,21		<b>DP</b>	0,45		<b>DP</b>	0,50	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.11-** Critério de Chauvenet para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto SA-CCA-FC

Absorção de água por imersão						Índice de vazios					
28 dias			91 dias			28 dias			91 dias		
Abs	r	?	Abs	r	?	I <sub>v</sub>	r	?	I <sub>v</sub>	r	?
2,16	1,10	Ok	1,78	1,10	Ok	5,11	1,09	Ok	4,21	1,13	Ok
1,93	0,86	Ok	2,02	0,25	Ok	4,61	0,87	Ok	4,81	0,35	Ok
2,01	0,23	Ok	2,13	0,85	Ok	4,83	0,22	Ok	4,99	0,78	Ok
<b>Média</b>	2,03		<b>Média</b>	1,98		<b>Média</b>	4,83		<b>Média</b>	4,67	
<b>DP</b>	0,11		<b>DP</b>	0,18		<b>DP</b>	0,25		<b>DP</b>	0,41	

Fonte: Autora da pesquisa.

## AP.E.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.E.12 a AP.E.15 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para absorção de água por imersão e índice de vazios dos concretos aos 28 e 91 dias de idade. 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  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.E.12** - ANOVA para absorção de água por imersão aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	16,99122	10	1,69912	67,60162	2,29669	3,701 x 10 <sup>-14</sup>	Sim
Erro	0,55296	22	0,02513				
Total	17,54417	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.13**- ANOVA para absorção de água por imersão aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>13-GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	6,77856	10	0,67786	30,76504	2,29670	1,241 x 10 <sup>-10</sup>	Sim
Erro	0,48473	22	0,02203				
Total	7,26330	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.14**- ANOVA para índice de vazios aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	94,0329	10	9,4033	71,5817	2,2967	2,02 x 10 <sup>-14</sup>	Sim
Erro	2,8900	22	0,1314				
Total	96,9229	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.15** - ANOVA para o índice de vazios aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	34,6409	10	3,46409	29,2366	2,2967	2,065 x 10 <sup>-10</sup>	Sim
Erro	2,6067	22	0,1184				
Total	37,2476	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

Pela ANOVA foi identificado que os concretos apresentaram diferenças significativas em relação à absorção de água por imersão e ao índice de vazios nas idades de 28 e 91 dias. Diante do exposto, as Tabelas AP.E.16 e AP.E.19 mostram quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.E.16-** Teste de Tukey para absorção de água por imersão aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>SA-CCA</b>			Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
<b>SA-FC</b>					Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
<b>MC-CCA</b>						Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Sim	Sim
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

**Fonte:** Autora da pesquisa.

Apêndice E – Testes estatísticos para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto

**Tabela AP.E.17** -Teste de Tukey para absorção de água por imersão aos 91 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
<b>SA-FC</b>					Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
<b>MC-CCA</b>						Não	Sim	Sim	Sim	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Sim	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Sim	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.E.18**-Teste de Tukey para o índice de vazios aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>SA-CCA</b>			Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
<b>SA-FC</b>					Sim	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
<b>MC-CCA</b>						Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Sim	Sim
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

Apêndice E – Testes estatísticos para absorção de água por imersão e índice de vazios do concreto

**Tabela AP.E.19-**Teste de Tukey para o índice de vazios aos 91 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
<b>SA-FC</b>					Sim	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
<b>MC-CCA</b>						Não	Sim	Sim	Sim	Não	Sim
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Sim	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Sim	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

**Fonte:** Autora da pesquisa.



## APÊNDICE F

### AP.F.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A MASSA ESPECÍFICA

#### AP.F.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.F.1 a AP.F.33 apresentam os resultados individuais, as análises estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para a massa específica seca, saturada e real de cada concreto analisado. 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. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.F.1 a AP.F.33, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.F.1** - Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto REF

28 dias			91 dias		
	<b>r</b>	<b>?</b>		<b>r</b>	<b>?</b>
2,33	0,53	Ok	2,39	0,03	Ok
2,36	1,15	Ok	2,38	1,01	Ok
2,33	0,62	Ok	2,40	0,99	Ok
<b>Média</b>	2,34		<b>Média</b>	2,39	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.2**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto REF

28 dias			91 dias		
	<b>r</b>	<b>?</b>		<b>r</b>	<b>?</b>
2,42	0,52	Ok	2,43	1,05	Ok
2,45	0,63	Ok	2,42	0,11	Ok
2,42	1,15	Ok	2,43	0,94	Ok
<b>Média</b>	2,43		<b>Média</b>	2,43	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

**Fonte:** Autora da pesquisa (2022).

**Tabela AP.F.3** - Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto REF

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,48	1,05	Ok	2,56	0,30	Ok
2,48	0,11	Ok	2,58	1,12	Ok
2,49	0,94	Ok	2,56	0,81	Ok
<b>Média</b>	2,48		<b>Média</b>	2,57	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa (2022).

**Tabela AP.F.4** - Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto SA-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,34	0,75	Ok	2,36	1,15	Ok
2,36	1,13	Ok	2,36	0,48	Ok
2,34	0,38	Ok	2,35	0,67	Ok
<b>Média</b>	2,35		<b>Média</b>	2,36	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.5**- Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,41	1,12	Ok	2,39	1,06	Ok
2,40	0,80	Ok	2,41	0,93	Ok
2,40	0,31	Ok	2,40	0,12	Ok
<b>Média</b>	2,40		<b>Média</b>	2,40	
<b>DP</b>	0,00		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.6**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,46	0,46	Ok	2,47	0,46	Ok
2,47	1,15	Ok	2,47	1,15	Ok
2,48	0,69	Ok	2,47	0,69	Ok
<b>Média</b>	2,47		<b>Média</b>	2,47	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.7** -Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto SA-MC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,37	0,24	Ok	2,39	0,99	Ok
2,38	0,86	Ok	2,39	0,02	Ok
2,36	1,10	Ok	2,38	1,01	Ok
<b>Média</b>	2,37		<b>Média</b>	2,39	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.8** -Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-MC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,41	0,09	Ok	2,42	0,92	Ok
2,42	0,95	Ok	2,42	0,15	Ok
2,39	1,04	Ok	2,41	1,07	Ok
<b>Média</b>	2,41		<b>Média</b>	2,42	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.9**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-MC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,45	0,62	Ok	2,47	0,62	Ok
2,47	0,53	Ok	2,47	0,53	Ok
2,44	1,15	Ok	2,46	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,46		<b>Média</b>	2,46	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.10**- Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto SA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,38	0,77	Ok	2,37	0,76	Ok
2,35	1,13	Ok	2,38	0,37	Ok
2,37	0,36	Ok	2,42	1,13	Ok
<b>Média</b>	2,37		<b>Média</b>	2,39	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,03	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.11-** Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,41	0,55	Ok	2,40	0,76	Ok
2,39	1,15	Ok	2,41	0,38	Ok
2,41	0,61	Ok	2,45	1,13	Ok
<b>Média</b>	2,40		<b>Média</b>	2,42	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	1,21	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.12-** Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,46	0,05	Ok	2,44	0,75	Ok
2,45	1,03	Ok	2,45	0,39	Ok
2,47	0,97	Ok	2,50	1,14	Ok
<b>Média</b>	2,46		<b>Média</b>	2,47	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,03	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.13-** Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,37	1,11	Ok	2,37	0,85	Ok
2,34	0,83	Ok	2,37	0,26	Ok
2,35	0,29	Ok	2,37	1,10	Ok
<b>Média</b>	2,35		<b>Média</b>	2,37	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.14**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,43	1,08	Ok	2,43	0,74	Ok
2,41	0,90	Ok	2,41	0,40	Ok
2,41	0,17	Ok	2,41	1,14	Ok
<b>Média</b>	2,42		<b>Média</b>	2,43	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.15**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,52	0,99	Ok	2,51	0,51	Ok
2,50	1,01	Ok	2,51	0,64	Ok
2,51	0,02	Ok	2,52	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,51		<b>Média</b>	2,51	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.16**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto MC-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,37	1,15	Ok	2,39	0,10	Ok
2,38	0,65	Ok	2,38	0,95	Ok
2,38	0,51	Ok	2,41	1,05	Ok
<b>Média</b>	2,38		<b>Média</b>	2,39	
<b>DP</b>	0,00		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.17**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto MC-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,43	0,81	Ok	2,42	0,27	Ok
2,44	1,12	Ok	2,41	0,84	Ok
2,43	0,31	Ok	2,45	1,11	Ok
<b>Média</b>	2,43		<b>Média</b>	2,43	
<b>DP</b>	00		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.18**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto MC-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,52	0,08	Ok	2,47	0,45	Ok
2,52	0,96	Ok	2,46	0,69	Ok
2,51	1,04	Ok	2,50	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,52		<b>Média</b>	2,48	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.19**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,32	0,76	Ok	2,32	1,15	Ok
2,29	1,13	Ok	2,31	0,65	Ok
2,31	0,37	Ok	2,31	0,50	Ok
<b>Média</b>	2,31		<b>Média</b>	2,32	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.20**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,37	0,11	Ok	2,38	0,52	Ok
2,37	1,05	Ok	2,38	0,63	Ok
2,38	0,94	Ok	2,38	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,37		<b>Média</b>	2,38	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.21**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,46	1,12	Ok	2,45	0,92	Ok
2,48	0,33	Ok	2,46	0,15	Ok
2,48	0,80	Ok	2,48	1,07	Ok
<b>Média</b>	2,47		<b>Média</b>	2,47	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.22**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto SA-MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,36	1,07	Ok	2,39	0,67	Ok
2,37	0,16	Ok	2,37	1,15	Ok
2,37	0,91	Ok	2,39	0,48	Ok
<b>Média</b>	2,37		<b>Média</b>	2,38	
<b>DP</b>	0,00		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.23** - Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,40	0,07	Ok	2,42	0,48	Ok
2,40	0,96	Ok	2,40	1,15	Ok
2,40	1,03	Ok	2,42	0,67	Ok
<b>Média</b>	2,40		<b>Média</b>	2,42	
<b>DP</b>	0,00		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.24**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-MC-CCA

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,45	0,73	Ok	2,47	0,11	Ok
2,45	0,41	Ok	2,46	1,05	Ok
2,44	1,14	Ok	2,47	0,94	Ok
<b>Média</b>	2,45		<b>Média</b>	2,47	
<b>DP</b>	0,00		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.



**Tabela AP.F.25-**Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca o concreto SA-MC-FC

28 dias			91 dias			
	r	?		r	?	
	2,41	0,66	Ok	2,43	0,43	Ok
	2,41	0,49	Ok	2,43	0,71	Ok
	2,38	1,15	Ok	2,41	1,14	Ok
<b>Média</b>	2,40			<b>Média</b>	2,42	
<b>DP</b>	0,02			<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.26-**Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-MC-FC

28 dias			91 dias			
	r	?		r	?	
	2,44	0,69	Ok	2,46	0,47	Ok
	2,44	0,46	Ok	2,46	0,68	Ok
	2,41	1,15	Ok	2,44	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,43			<b>Média</b>	2,45	
<b>DP</b>	0,02			<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.27-**Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-MC-FC

28 dias			91 dias			
	r	?		r	?	
	2,49	0,72	Ok	2,50	0,53	Ok
	2,49	0,42	Ok	2,50	0,62	Ok
	2,45	1,14	Ok	2,49	1,15	Ok
<b>Média</b>	2,48			<b>Média</b>	2,50	
<b>DP</b>	0,02			<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.28**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto MC-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
			2,38		
2,36	0,72	Ok		0,02	Ok
2,36	0,42	Ok	2,39	1,01	Ok
2,37	1,14	Ok	2,36	0,99	Ok
<b>Média</b>	2,36		<b>Média</b>	2,38	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.29**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto MC-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,40	1,02	Ok	2,41	0,37	Ok
2,41	0,05	Ok	2,44	1,13	Ok
2,42	0,98	Ok	2,41	0,76	Ok
<b>Média</b>	2,41		<b>Média</b>	2,42	
<b>DP</b>	0,01		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.30**-Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto MC-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,47	1,13	Ok	2,47	0,76	Ok
2,49	0,35	Ok	2,50	1,13	Ok
2,50	0,78	Ok	2,47	0,37	Ok
<b>Média</b>	2,49		<b>Média</b>	2,48	
<b>DP</b>	0,02		<b>DP</b>	0,02	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.31-** Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra seca do concreto SA-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,37	0,14	Ok	2,37	1,13	Ok
2,38	0,92	Ok	2,38	0,77	Ok
2,34	1,06	Ok	2,38	0,36	Ok
<b>Média</b>	2,36		<b>Média</b>	2,38	
<b>DP</b>	0,02		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.32-** Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra saturada do concreto SA-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,41	0,11	Ok	2,42	1,14	Ok
2,43	1,05	Ok	2,43	0,73	Ok
2,39	0,94	Ok	2,43	0,41	Ok
<b>Média</b>	2,41		<b>Média</b>	2,43	
<b>DP</b>	0,02		<b>DP</b>	0,01	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.33 -**Critério de Chauvenet para a massa específica da amostra real do concreto SA-CCA-FC

28 dias			91 dias		
	r	?		r	?
2,47	0,47	Ok	2,49	1,15	Ok
2,50	1,15	Ok	2,50	0,52	Ok
2,47	0,68	Ok	2,50	0,63	Ok
<b>Média</b>	2,48		<b>Média</b>	2,50	
<b>DP</b>	0,02		<b>DP</b>	0,00	

Fonte: Autora da pesquisa

#### AP.F.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.F.34 a AP.F.39 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para a massa específica seca, saturada e real dos concretos nas idades de 28 e 91 dias. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{\text{critico}}$  e o valor  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.F.34** –ANOVA para massa específica da amostra seca aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0175	10	0,0017	11,5200	2,2967	1,3039x10 <sup>-6</sup>	Sim
Erro	0,0033	22	0,0002				
Total	0,0208	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.35** -ANOVA para massa específica da amostra seca aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0222	10	0,0022	14,6240	2,2967	1,5671x10 <sup>-7</sup>	Sim
Erro	0,0033	22	0,0002				
Total	0,0255	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.36**-ANOVA para massa específica da amostra saturada aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0088	10	0,0009	5,6863	2,2967	0,0003	Sim
Erro	0,0034	22	0,0002				
Total	0,0122	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.37**-Análise de variância (ANOVA) para massa específica da amostra saturada aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0098	10	0,0010	5,3148	2,2967	0,0005	Sim
Erro	0,0041	22	0,0002				
Total	0,0139	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.38-ANOVA** para massa específica da amostra real aos 28 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0139	10	0,0014	8,3309	2,2967	1,9338x10 <sup>-5</sup>	Sim
Erro	0,0037	22	0,0002				
Total	0,0176	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.39-ANOVA** para massa específica da amostra real aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	0,0289	10	0,0029	13,80	2,2967	2,647x10 <sup>-7</sup>	Sim
Erro	0,0046	22	0,0002				
Total	0,0335	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ . Pela ANOVA foi identificado que os concretos apresentaram diferenças significativas em relação à massa específica seca, saturada e real aos 28 e 91 dias. Diante do exposto, as Tabelas AP.F.40 a AP.F.45 mostram quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.F.40** -Teste de Tukey para massa específica da amostra seca aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa .

**Tabela AP.F.41**-Teste de Tukey para massa específica da amostra seca aos 91 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Sim	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Sim	Sim
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.F.42-Teste de Tukey para massa específica da amostra saturada aos 28 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Não	Sim	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.43-Teste de Tukey para massa específica da amostra saturada aos 91 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Não	Sim	Sim	Sim
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.



**Tabela AP.F.44-**Teste de Tukey para massa específica da amostra real aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Não	Não	Sim	Não	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Sim	Não	Não	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Sim	Sim	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Sim
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.F.45-**Teste de Tukey para massa específica da amostra real aos 91 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
<b>REF</b>		Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>SA-CCA</b>			Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC</b>				Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>SA-FC</b>					Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-CCA</b>						Sim	Não	Sim	Não	Não	Não
<b>CCA-FC</b>							Não	Não	Não	Não	Não
<b>MC-FC</b>								Não	Não	Não	Não
<b>SA-MC-CCA</b>									Não	Não	Não
<b>SA-MC-FC</b>										Não	Não
<b>SA-CCA-FC</b>											Não
<b>MC-CCA-FC</b>											

Fonte: Autora da pesquisa.

## APÊNDICE G

### AP.G.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

#### AP.G.1.1 CRITÉRIO DE CHAUVENET

As Tabelas AP.G.1 a AP.G.11 contêm os resultados individuais, as análises estatísticas e os resultados do critério de *Chauvenet* para absorção de água por capilaridade (72h) de cada concreto analisado. Como foram realizadas três medidas desta propriedade em cada concreto, o valor limite da variação dos dados (r) em relação ao desvio padrão deve ser de 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.G.1 a AP.G.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.G.1** -Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto REF

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,034	0,469	Ok	0,011	1,00	Ok
0,037	1,148	Ok	0,012	1,00	Ok
0,033	0,680	Ok	0,012	0,00	Ok
<b>Média</b>	0,034		<b>Média</b>	0,012	
<b>DP</b>	0,002		<b>DP</b>	0,001	
<b>CV</b>	5,255		<b>CV</b>	4,26	

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.2**-Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-CCA

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,033	0,086	Ok	0,012	1,145	Ok
0,017	1,040	Ok	0,013	0,704	Ok
0,045	0,954	Ok	0,013	0,440	Ok
<b>Média</b>	0,031		<b>Média</b>	0,013	
<b>DP</b>	0,014		<b>DP</b>	0,00	
<b>CV</b>	45,611		<b>CV</b>	3,811	

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.3** -Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-MC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,013	1,138	Ok	0,008	0,973	Ok
0,015	0,740	Ok	0,010	1,025	Ok
0,014	0,398	Ok	0,009	0,051	Ok
<b>Média</b>	0,014		<b>Média</b>	0,009	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,001	
<b>CV</b>	5,343		<b>CV</b>	8,995	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.4** -Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,009	1,048	Ok	0,011	0,000	Ok
0,012	0,943	Ok	0,011	1,000	Ok
0,011	0,105	Ok	0,011	1,000	Ok
<b>Média</b>	0,011		<b>Média</b>	0,011	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,000	
<b>CV</b>	11,493		<b>CV</b>	1,124	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.5**-Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto MC-CCA

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,010	1,129	Ok	0,012	0,538	Ok
0,014	0,773	Ok	0,012	0,615	Ok
0,013	0,357	Ok	0,009	1,154	Ok
<b>Média</b>	0,013		<b>Média</b>	0,011	
<b>DP</b>	0,002		<b>DP</b>	0,002	
<b>CV</b>	16,993		<b>CV</b>	15,116	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.6**-Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto MC-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,011	0,577	Ok	0,012	0,320	Ok
0,011	0,577	Ok	0,013	0,801	Ok
0,012	1,155	Ok	0,011	1,121	Ok
<b>Média</b>	0,011		<b>Média</b>	0,012	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,001	
<b>CV</b>	5,329		<b>CV</b>	6,505	

Fonte: Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.7-** Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto CCA-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,030	1,145	Ok	0,026	0,440	Ok
0,034	0,440	Ok	0,026	0,704	Ok
0,035	0,704	Ok	0,028	1,145	Ok
<b>Média</b>	0,033		<b>Média</b>	0,027	
<b>DP</b>	0,002		<b>DP</b>	0,001	
<b>CV</b>	7,318		<b>CV</b>	3,617	

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.8-** Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-MC-CCA

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,018	0,851	Ok	0,016	0,277	Ok
0,018	0,250	Ok	0,016	0,832	Ok
0,020	1,101	Ok	0,016	1,109	Ok
<b>Média</b>	0,019		<b>Média</b>	0,020	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,000	
<b>CV</b>	4,540		<b>CV</b>	2,88	

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.9-** Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-MC-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,015	1,143	Ok	0,016	0,218	Ok
0,017	0,429	Ok	0,016	1,091	Ok
0,017	0,714	Ok	0,016	0,873	Ok
<b>Média</b>	0,016		<b>Média</b>	0,016	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,000	
<b>CV</b>	5,469		<b>CV</b>	1,235	

**Fonte:** Autora da pesquisa

**Tabela AP.G.10-** Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto MC-CCA-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,023	1,138	Ok	0,020	0,740	Ok
0,020	0,740	Ok	0,019	1,138	Ok
0,021	0,398	Ok	0,020	0,398	Ok
<b>Média</b>	0,021		<b>Média</b>	0,020	
<b>DP</b>	0,001		<b>DP</b>	0,001	
<b>CV</b>	6,948		<b>CV</b>	3,788	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.G.11-** Critério de Chauvenet para a absorção por capilaridade do concreto SA-CCA-FC

28 dias			91 dias		
(g/cm <sup>3</sup> )	r	?	(g/cm <sup>3</sup> )	r	?
0,113	0,86	Ok	0,023	0,320	Ok
0,091	0,24	Ok	0,023	1,121	Ok
0,041	1,10	Ok	0,022	0,801	Ok
<b>Média</b>	0,082		<b>Média</b>	0,023	
<b>DP</b>	0,037		<b>DP</b>	0,000	
<b>CV</b>	45,042		<b>CV</b>	1,172	

**Fonte:** Autora da pesquisa

### AP.G.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.G.12 e AP.G.13 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para a absorção de água por capilaridade dos concretos aos 28 e 91 dias de idade. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{\text{Crítico}}$  e o valor  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.G.12-** ANOVA para absorção por capilaridade aos 28 dias

Fonte de variação	Soma de quadrados	GL	Quadrado médio	F	F <sub>crítico</sub>	valor-P	Diferença significativa?
Adições Minerais	0,0126	10	0,0013	8,7659	2,2967	1,2859x10 <sup>-5</sup>	Sim
Erro	0,0032	22	0,00001				
Total	0,0158	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.G.13-** ANOVA para absorção por capilaridade aos 91 dias

Fonte de variação	Soma de quadrados	GL	Quadrado médio	F	F <sub>crítico</sub>	valor-P	Diferença significativa?
Adições Minerais	0,0009	10	9,336x10 <sup>-5</sup>	133,9565	2,2967	2,520x10 <sup>-17</sup>	Sim
Erro	0,0000	22	6,970x10 <sup>-7</sup>				
Total	0,0009	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ . Pela ANOVA foi identificado que os concretos apresentaram diferenças

significativas em relação à absorção de água por capilaridade aos 28 e 91 dias. Diante disso, as Tabelas AP.G.14 e AP.G.15 mostram quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.G.14 - Teste de Tukey para absorção por capilaridade aos 28 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
REF		Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
SA-CCA			Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
SA-MC				Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
SA-FC					Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
MC-CCA						Não	Não	Não	Não	Sim	Não
CCA-FC							Não	Não	Não	Sim	Não
MC-FC								Não	Não	Sim	Não
SA-MC-CCA									Não	Sim	Não
SA-MC-FC										Sim	Não
SA-CCA-FC											Sim
MC-CCA-FC											

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.G.15-Teste de Tukey para absorção por capilaridade aos 91 dias**

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
REF		Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
SA-CCA			Sim	Não	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
SA-MC				Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
SA-FC					Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
MC-CCA						Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
CCA-FC							Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
MC-FC								Sim	Sim	Sim	Sim
SA-MC-CCA									Não	Sim	Sim
SA-MC-FC										Sim	Sim
SA-CCA-FC											Sim
MC-CCA-FC											

**Fonte:** Autora da pesquisa.

## APÊNDICE H

### AP.H.1 TESTES ESTATÍSTICOS PARA A VELOCIDADE DO PULSO ULTRASSÔNICO

As Tabelas AP.H.1 a AP.H.11 apresentam os resultados alcançados por meio do critério de *Chauvenet* para a velocidade do pulso ultrassônico. Como foram realizadas três medições para esta propriedade, o limite da variação dos dados ( $r$ ) deve ser inferior a 1,38 para garantir a homogeneidade dos dados. De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas AP.H.1 a AP.H.11, é possível comprovar a homogeneidade dos dados obtidos para todas as misturas.

**Tabela AP.H.1** -Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

REF

	28 dias			91 dias	
	r	?		r	?
3521,00	1,09	Ok	5036,14	0,97	Ok
4591,90	0,23	Ok	5096,43	1,03	Ok
5107,20	0,87	Ok	5063,40	0,06	Ok
<b>Média</b>	4406,70		<b>Média</b>	5065,32	
<b>DP</b>	809,16		<b>DP</b>	30,19	
<b>CV</b>	18,36		<b>CV</b>	0,60	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.2**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

SA-CCA

	28 dias			91 dias	
	r	?		r	?
3820,70	0,43	Ok	3850,00	1,10	Ok
4819,22	1,14	Ok	5178,00	0,85	Ok
3635,56	0,72	Ok	4766,86	0,25	Ok
<b>Média</b>	4091,83		<b>Média</b>	4598,29	
<b>DP</b>	636,71		<b>DP</b>	679,86	
<b>CV</b>	15,56		<b>CV</b>	14,79	

**Fonte:** Autora da pesquisa.



**Tabela AP.H.3**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

## SA-MC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
4907,80	0,97	Ok	4939,10	0,56	Ok
2155,20	1,03	Ok	4967,20	0,59	Ok
3651,10	0,06	Ok	3185,90	1,15	Ok
<b>Média</b>	3571,37		<b>Média</b>	4364,07	
<b>DP</b>	1378,03		<b>DP</b>	1020,42	
<b>CV</b>	38,59		<b>CV</b>	23,38	

**Tabela AP.H.4**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

## SA-FC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
3079,50	0,26	Ok	4847,71	1,12	Ok
2587,80	1,10	Ok	4232,29	0,31	Ok
3290,80	0,84	Ok	4013,50	0,81	Ok
<b>Média</b>	2986,03		<b>Média</b>	4364,50	
<b>DP</b>	360,70		<b>DP</b>	432,54	
<b>CV</b>	12,08		<b>CV</b>	9,91	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.5**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

## CCA-MC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
3242,80	0,88	Ok	7010,00	1,11	Ok
5059,90	1,09	Ok	4952,17	0,83	Ok
3863,20	0,21	Ok	5539,50	0,28	Ok
<b>Média</b>	4055,30		<b>Média</b>	5833,89	
<b>DP</b>	923,66		<b>DP</b>	1060,03	
<b>CV</b>	22,78		<b>CV</b>	18,17	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.6**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

## CCA-FC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
3085,70	0,03	Ok	4851,10	0,90	Ok
3412,40	0,98	Ok	4895,50	1,07	Ok
2727,70	1,01	Ok	4867,60	0,17	Ok
<b>Média</b>	3075,27		<b>Média</b>	4871,40	
<b>DP</b>	342,47		<b>DP</b>	22,44	
<b>CV</b>	11,14		<b>CV</b>	0,46	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.7**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

MC-FC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
3029,00	0,23	Ok	5159,60	0,06	Ok
3885,22	1,10	Ok	5070,10	1,03	Ok
2623,56	0,86	Ok	5234,20	0,97	Ok
<b>Média</b>	3179,26		<b>Média</b>	5154,63	
<b>DP</b>	644,11		<b>DP</b>	82,16	
<b>CV</b>	20,26		<b>CV</b>	1,59	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.8**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

SA-MC-CCA

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
3917,29	1,06	Ok	5056,80	1,06	Ok
4018,71	0,92	Ok	5012,60	0,93	Ok
3978,67	0,14	Ok	5030,50	0,13	Ok
<b>Média</b>	3971,56		<b>Média</b>	5033,30	
<b>DP</b>	51,09		<b>DP</b>	22,23	
<b>CV</b>	1,29		<b>CV</b>	0,44	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.9**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto

SA-MC-FC

	28 dias		91 dias		
	r	?	r	?	
2487,40	1,07	Ok	5000,70	0,29	Ok
1934,70	0,92	Ok	4950,30	0,83	Ok
2148,50	0,15	Ok	5131,20	1,11	Ok
<b>Média</b>	2190,20		<b>Média</b>	5027,40	
<b>DP</b>	278,70		<b>DP</b>	93,36	
<b>CV</b>	12,72		<b>CV</b>	1,86	

Fonte: Autora da pesquisa.

**Tabela AP.G.10**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto  
SA-CCA-FC

	28 dias			91 dias	
	r	?		r	?
2148,00	0,63	Ok	4845,00	0,52	Ok
2155,30	0,52	Ok	4900,29	1,15	Ok
2268,10	1,15	Ok	4841,33	0,63	Ok
<b>Média</b>	2190,47		<b>Média</b>	4862,21	
<b>DP</b>	67,33		<b>DP</b>	33,03	
<b>CV</b>	3,07		<b>CV</b>	0,68	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.11**-Critério de Chauvenet para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto  
MC-CCA-FC

	28 dias			91 dias	
	r	?		r	?
2667,17	0,86	Ok	4698,14	0,23	Ok
2788,00	0,24	Ok	4685,57	0,86	Ok
3049,20	1,10	Ok	4724,83	1,10	Ok
<b>Média</b>	2834,79		<b>Média</b>	4702,85	
<b>DP</b>	195,27		<b>DP</b>	20,05	
<b>CV</b>	6,89		<b>CV</b>	0,43	

**Fonte:** Autora da pesquisa.

#### AP.G.1.2 ANOVA E TESTE DE TUKEY

As Tabelas AP.G.12 e AP.G.13 apresentam os resultados da análise de variância (ANOVA) para velocidade do pulso ultrassônico dos concretos aos 28 e 91 dias de idade. Para que as misturas apresentem diferenças significativas para o nível de confiança de 95%, é necessário que o parâmetro  $F > F_{\text{Crítico}}$  e o valor  $p < 0,05$ .

**Tabela AP.H.12**- ANOVA para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto aos 28 dias

Fonte de variação	Soma de quadrados	GL	Quadrado médio	F	F <sub>crítico</sub>	valor-P	Diferença significativa?
Adições Minerais	1,735x10 <sup>7</sup>	10	1,735x10 <sup>6</sup>	4,152	2,297	2,574x10 <sup>-3</sup>	Sim
Erro	9,195x10 <sup>6</sup>	22	4,180x10 <sup>5</sup>				
Total	2,655x10 <sup>7</sup>	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

**Tabela AP.H.13** - ANOVA para a velocidade do pulso ultrassônico do concreto aos 91 dias

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma de quadrados</i>	<i>GL</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F</i>	<i>Fcrítico</i>	<i>valor-P</i>	<i>Diferença significativa?</i>
Adições Minerais	5,113x10 <sup>6</sup>	10	5,113x10 <sup>5</sup>	1,985	2,297	0,0866	Não
Erro	5,666x10 <sup>6</sup>	22	2,576x10 <sup>5</sup>				
Total	1,078x10 <sup>7</sup>	32					

**Fonte:** Autora da pesquisa.

O teste de Tukey permite identificar se duas amostras são significativamente diferentes entre si. Para o nível de significância de 95%, isso ocorre se o teste estatístico fornecer um valor de  $p < 0,05$ . Pela ANOVA foi identificado que apenas aos 28 dias de idade os concretos apresentaram diferenças significativas em relação à velocidade do pulso ultrassônico. Diante disso, a Tabela AP.G.14 mostra quais foram os concretos que apresentaram diferenças significativas entre si (sombreamento em verde).

**Tabela AP.H.14**- Teste de Tukey para a velocidade do pulso ultrassônico aos 28 dias

	REF	SA-CCA	SA-MC	SA-FC	MC-CCA	CCA-FC	MC-FC	SA-MC-CCA	SA-MC-FC	SA-CCA-FC	MC-CCA-FC
REF		Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim	Não
SA-CCA			Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim	Não
SA-MC				Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
SA-FC					Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
MC-CCA						Não	Não	Não	Não	Não	Não
CCA-FC							Não	Não	Não	Não	Não
MC-FC								Não	Não	Não	Não
SA-MC-CCA									Não	Não	Não
SA-MC-FC										Não	Não
SA-CCA-FC											Não
MC-CCA-FC											

**Fonte:** Autora da pesquisa.

