

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**Gabrielle Bacelo Bidinotto**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CAPACIDADE DE CARGA  
RESIDUAL E SPALLING EM PILARETES DE CONCRETO  
ARMADO COM CONCRETOS DE DIFERENTES CLASSES  
DE RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Porto Alegre  
Dezembro 2018

**GABRIELLE BACELO BIDINOTTO**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CAPACIDADE DE CARGA  
RESIDUAL E SPALLING EM PILARETES DE CONCRETO  
ARMADO COM CONCRETOS DE DIFERENTES CLASSES  
DE RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientadora: Angela Gaio Graeff**  
**Coorientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Porto Alegre  
Dezembro 2018

Dedico este trabalho à minha família, Marcos, Graciela e Augusto, que me acompanhou em cada passo dessa jornada. Dedico também aos meus amigos, que me apoiaram e aconselharam durante estes 5 anos e meio.

## **AGRADECIMENTOS**

À Ângela Graeff, por ser muito além de uma orientadora. Por, desde a minha entrevista para o processo seletivo de bolsista de iniciação científica do LEME, confiar em mim. Por todos os conselhos dados, conhecimento compartilhado e correrias de última hora.

Ao prof. Luiz Carlos agradeço pela co-orientação e pelas tão pertinentes discussões, que sempre instigam a busca pelo conhecimento nas pessoas ao seu redor.

Agradeço a ArcelorMittal, pela doação das barras de aço utilizadas nesta pesquisa.

Agradeço ao Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, pela oportunidade de fazer parte de uma família e ter um lugar pra chamar de casa dentro da própria UFRGS, mas também, pela oportunidade de trabalhar com pessoas extraordinárias. Em especial, agradeço ao Edgar e ao Fontes, que, cheios de imaginação e capacidade, criam soluções para problemas impossíveis. Este trabalho não seria possível sem o auxílio de vocês. Também gostaria de agradecer aos bolsistas Ronaldo e Victor que me ajudaram, literalmente, botando a mão na massa - ou melhor, no concreto. Ao Lucas Reginato, pelo conhecimento compartilhado. Agradeço por todas as maravilhosas amizades que cultivei neste meu período no laboratório, especialmente à Vanessa, Suriane, Daniele, Luciane, Ângelo, Gustavo e Mathias. Minhas tantas manhãs e tardes de LEME não seriam tão felizes sem vocês.

Aos meus amigos que, por tantas vezes, recebiam mensagens pelas madrugadas de estudo ou nos amanheceres da procrastinação.

Aos meus pais, Marcos e Graciela, pela fundação sólida e estável de conhecimentos e vivências que me proporcionaram, possibilitando a minha formação e desenvolvimento como pessoa e como profissional. O sucesso desta construção também é fruto de vocês.

Ao meu irmão, Augusto, pelo companheirismo, pelos conselhos e pelas tantas – inacabáveis – discussões.

Ao Marcelo, pelo amor e pela amizade compartilhados nestes últimos 9 anos. Pelas tantas manias adquiridas, ligações pelas madrugadas, felicidades compartilhadas, lágrimas enxugadas, abraços dados e momentos divididos. A distância é a gente que faz.

In the midst of hate, I found there was, within me, an invincible love. In the midst of tears, I found there was, within me, an invincible smile. In the midst of chaos, I found there was, within me, an invincible calm. I realized, through it all, that... In the midst of winter, I found there was, within me, an invincible summer.

And that makes me happy.

For it says that no matter how hard the world pushes against me, within me, there's something stronger – something better, pushing right back.

## RESUMO

Por ter maior durabilidade e permitir uma redução nas seções e na massa de concreto, o uso dos concretos de alta resistência (CAR) é um importante avanço na indústria da construção civil. Porém, apesar de terem propriedades superiores ao concreto convencional, os concretos de alta resistência apresentam comportamento inferior frente a sinistros como incêndios. Incêndios, apesar de sinistros com baixa probabilidade de ocorrência, são muito danosos, oferecendo grandes riscos à vida humana e devastando edificações. Para a mitigação desses danos, não só o combate, mas a prevenção dos mesmos é deveras importante. Devemos conhecer os materiais e seu comportamento frente às altas temperaturas para que possamos fazer escolhas conscientes como engenheiros. Apesar de ser um tema com crescente popularidade, a segurança contra incêndios é uma área com diversas lacunas. Este trabalho visa uma análise de spalling e capacidade de carga residual em pilaretes de concreto armado em situação de incêndio, realizando um comparativo das perdas em concreto convencional (25 MPa), concreto de resistência intermediária (50 MPa) e concreto de alta resistência (90 MPa). Para isso foram avaliadas as resistências à compressão (de corpos de prova cilíndricos sem armaduras) e capacidades de carga (de pilaretes de concreto armado), de referência e residuais, além de uma análise visual para manifestações pós-exposição às altas temperaturas (900°C), como deslocamentos, alterações de tonalidade e fissuração. Para a curva de aquecimento utilizada, não foram verificados grandes deslocamentos, no entanto, os corpos de prova apresentaram um grande número de fissuras e de alterações de cor no concreto. Para os corpos de prova cilíndricos, houve perda de cerca de 90% da resistência à compressão após os corpos de prova serem submetidos à situação de incêndio, para o traço convencional, enquanto o concreto de alta resistência só apresentou redução de cerca de 80% na sua capacidade resistente. Para os prismas, foi encontrada uma redução de 53% no concreto convencional, enquanto o traço mais rico teve perdas mais elevadas, de aproximadamente 69% após exposição à elevadas temperaturas (900°C).

Palavras-chave: Incêndios. Altas Temperaturas. Concreto armado. Concreto de alta resistência. Spalling.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da Pesquisa .....	25
Figura 2 – Etapas da Pesquisa .....	26
Figura 3 - Curva demonstrativa dos estágios de um incêndio .....	30
Figura 4 – Curvas de incêndio .....	32
Figura 5 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.....	35
Figura 6 – Etapas da Pesquisa .....	42
Figura 7 - Curva granulométrica do agregado miúdo – Areia Média .....	46
Figura 8 – Curva granulométrica do agregado graúdo – Brita .....	47
Figura 9 – Detalhamento da armadura .....	49
Figura 10 – Armadura montada.....	50
Figura 11 - Armadura com espaçadores .....	50
Figura 12 – Materiais separados e pesados .....	52
Figura 13 – Ensaio de abatimento de tronco de cone .....	52
Figura 14 – Lançamento do concreto .....	53
Figura 15 – Arrasamento dos corpos de prova .....	54
Figura 16 – Ensaio às altas temperaturas dos corpos de prova cilíndricos.....	56
Figura 17 – Posicionamento do prisma no forno.....	57
Figura 18 - Comparativo entre a curva de aquecimento padrão e a curva real .....	58
Figura 19 – Processo de capeamento dos pilaretes.....	60
Figura 20 – Rompimento dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos.....	60
Figura 21 – Curvas de crescimento da resistência à compressão inicial .....	62
Figura 22 - Absorção e índice de vazios.....	63
Figura 23 – Detalhe – Perda de seção e coloração rosada.....	64
Figura 24 – Faces do pilarete BIDI 1 – PF 1 pós-exposição .....	65
Figura 25 – Detalhe - Fissuração .....	65
Figura 26 – Faces do pilarete BIDI 1 – PF 2 pós-exposição .....	66
Figura 27 – Faces do pilarete BIDI 2 – PF 1 pós-exposição .....	67
Figura 28 - Evidências de spalling, fissuração e manchamento .....	67
Figura 29 – Manchamento e pontos de spalling .....	68
Figura 30 – Faces do pilarete BIDI 2 – PF 2 pós-exposição .....	68
Figura 31 – Faces do pilarete BIDI 3 – PF 1 pós-exposição .....	69
Figura 32 - Faces do pilarete BIDI 3 – PF 2 pós-exposição.....	70

Figura 33 – Detalhe – Fissuração e alteração da coloração do concreto.....	70
Figura 34 – Detalhe – Pequeno deslocamento.....	71
Figura 35 – Avaliação de spalling em corpos de prova saturados.....	72
Figura 36 – Comparativo de resistência à compressão dos cilindros aos 56 dias .....	73
Figura 37 – Comparativo de capacidade de carga dos prismas aos 56 dias .....	75

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade Ambiental (CAA).....	38
Tabela 2 – Qualidade Concreto x CAA.....	39
Tabela 3 – Cobrimentos.....	40
Tabela 4 – Taxas de Armadura Mínima x Classes de Concreto.....	41
Tabela 5 – Dimensões mínimas de pilares – 1 face exposta .....	42
Tabela 6 – Dimensões mínimas de pilares .....	43
Tabela 7 – Relação da quantidade de corpos de prova, ensaios e idades a serem ensaiados, para cada traço .....	44
Tabela 8 – Características do CP-V ARI da fabricante Nacional .....	45
Tabela 9 – Granulometria do agregado miúdo – Areia Média .....	46
Tabela 10 – Granulometria do agregado graúdo – Brita .....	47
Tabela 11 – Traços selecionados e suas denominações .....	51
Tabela 12 – Cargas e tensões de ruptura dos cilindros.....	62
Tabela 13 – Massa específica, absorção e índice de vazios .....	63
Tabela 14 – Comparativo de resistência à compressão dos cilindros aos 56 dias.....	73
Tabela 15 – Comparativo de capacidade de carga dos prismas aos 56 dias.....	74

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>23</b>
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA .....	23
1.2 QUESTÕES DA PESQUISA.....	25
1.3 OBJETIVOS.....	25
1.4 ESTRATÉGIA DE PESQUISA.....	25
1.5 LIMITAÇÕES.....	26
1.6 DELINEAMENTO .....	27
<b>2 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....</b>	<b>28</b>
2.1 ORIGEM E DINÂMICA DOS INCÊNDIOS.....	28
<b>2.1.1 Mecanismos de Transferência de Calor .....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.2 O Desenvolvimento do Incêndio.....</b>	<b>30</b>
<b>2.1.3 Impacto dos Incêndios nas Estruturas de Concreto .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1.4 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo .....</b>	<b>32</b>
<b>2.1.5 Curvas de Incêndio.....</b>	<b>33</b>
2.2 EFEITOS MACROESTRUTURAIS DA EXPOSIÇÃO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS .....	34
2.3 DESPLACAMENTOS NO CONCRETO .....	36
2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	38
<b>3 DIRETRIZES PARA O PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>45</b>
3.1 PLANO EXPERIMENTAL.....	45
3.2 MATERIAIS .....	46
<b>3.2.1 Cimento.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2.2 Agregado Miúdo .....</b>	<b>46</b>
<b>3.2.3 Agregado Graúdo .....</b>	<b>47</b>
<b>3.2.4 Aditivo Superplastificante .....</b>	<b>48</b>
3.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	49
<b>3.3.1 Montagem das Armaduras .....</b>	<b>49</b>
<b>3.3.2 Concretagem, Moldagem e Cura .....</b>	<b>52</b>
3.4 EXPOSIÇÃO ÀS ALTAS TEMPERATURAS .....	55
3.5 ENSAIOS .....	58

<b>3.5.1 Massa específica, índice de vazios e absorção.....</b>	<b>58</b>
<b>3.5.2 Resistência à Compressão e Capacidade de Carga.....</b>	<b>59</b>
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>61</b>
4.1 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.....	61
4.2 ANÁLISE DE SPALLING .....	64
4.3 ANÁLISES COMPARATIVAS .....	72
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>76</b>
5.1 CONCLUSÕES.....	76
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	77
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>78</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada parte da fundamentação teórica que contribuiu para a realização deste trabalho. Inicialmente, é exposta a contextualização e a importância do tema. Em seguida, são apresentados os objetivos, estratégia, limitações e delineamentos deste estudo.

### 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Por apresentar uma ótima capacidade de suporte, boa durabilidade e permitir ampla aplicação, o concreto armado é material consagrado na construção civil brasileira e internacional. Sua execução é possível com concretos convencionais ou, atualmente, com concretos de alta resistência (CAR). CAR é um material que atualmente pode ser facilmente produzido devido à ampla disponibilidade de aditivos e adições no mercado. Por ter excelente capacidade de suporte e viabilizar elementos cada vez mais esbeltos e, portanto, menores consumos de concreto e materiais e maiores áreas úteis nas edificações, o CAR pode favorecer custos menores que o concreto convencional para uma mesma capacidade portante (PHAN, 1996, tradução nossa).

Em razão de uma maior necessidade de controle de execução, a aplicação de CAR foi limitada, à princípio, a estruturas especiais e obras de arte (PHAN, 1996, tradução nossa). Entretanto, com o avanço da ciência e das tecnologias produtivas, o uso foi viabilizado e, atualmente, é corrente o emprego destes em elementos estruturais de prédios altos (KODUR & MCGRATH, 2001 apud LIMA, 2005). Segundo Phan (1996, tradução nossa), é discutível a partir de qual resistência um concreto deixaria de ser convencional e passaria a ser de alta resistência, mas o conceito de CAR é não-específico e tem relação com o desenvolvimento histórico do concreto como material. Como diz o autor, concreto com resistência de 34 MPa seria considerado CAR na década de 50, entretanto, na época atual essa resistência é tida como usual e é comumente utilizada na construção.

A forma mais habitual para obtenção de concretos de alta resistência é a partir da limitação da relação água-aglomerante e ao uso de adições altamente reativas. Estes acarretam num concreto de elevada compacidade e resistência, que garantem uma durabilidade superior ao material. Ironicamente, as características que tornam o concreto de alta resistência desejado

são as que acabam por antecipar sua degradação em altas temperaturas, tanto pelo rápido aquecimento de elementos menores quanto pela ocorrência de deslocamentos explosivos (COSTA, 2002a).

Incêndios, apesar de sinistros com baixa probabilidade de ocorrência, são muito danosos, oferecendo grandes riscos à vida humana e devastando edificações. Para a mitigação desses danos, não só o combate, mas principalmente a prevenção dos mesmos é imprescindível. Neste sentido, é importante que se conheça os materiais e seu comportamento frente às altas temperaturas para que os projetos possam ser adequadamente dimensionados. Na ocorrência de sinistros, as estruturas devem atender a requisitos de tempo mínimo de resistência, devendo permanecer estáveis, estanques e isolantes, permitindo a fuga e operações de combate. Por ser incombustível, possuir baixa condutividade térmica e não desprender gases tóxicos, o concreto é considerado um material com satisfatório comportamento frente ao fogo. Entretanto, a essência polifásica deste composto proporciona-lhe complexo comportamento se submetido a altas temperaturas (COSTA, 2002b). Pelo uso de aditivos e adições ser pouco usual, até o início da década de 90, o concreto convencional dispunha de baixa resistência, elevada porosidade e constituía elementos mais robustos; em virtude disso, este permanecia estável durante longos períodos. Atualmente, como os elementos tendem a ser mais esbeltos devido ao uso da tecnologia dos materiais, os elementos precisam ser cuidadosamente analisados, dimensionados e executados para que se mantenham estáveis ao longo dos anos (COSTA, 2002b).

Apesar de ser um tema com crescente popularidade, a segurança contra incêndios é uma área com diversas lacunas. Neste contexto, este trabalho visa analisar a influência da armadura no fenômeno do spalling e na capacidade de carga residual de pilares de concreto submetidos às altas temperaturas (900°C), realizando um comparativo das perdas de capacidade de carga e seção em concreto convencional (25 MPa), concreto de resistência intermediária (50 MPa) e concreto de alta resistência (90 MPa).

No Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), já foram realizados diversos trabalhos na área de segurança contra incêndios, alguns deles também focados na área dos materiais e seus comportamentos frente aos sinistros. Lima (2005), investigou o comportamento de diferentes concretos em elevadas temperaturas, enquanto Kirchof (2010), que adentrou ainda mais no tema, apresentou um estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade do concreto na ocorrência de spalling explosivo. Almeida (2017) estudou o comportamento, tanto em altas temperaturas, quanto durante a reidratação, de concretos convencionais e com a utilização de cinza de casca de arroz. Enquanto Nunes (2018) analisou

a influência dos diferentes métodos de resfriamento e cura do concreto em elementos, Farias (2015) avaliou a influência da corrosão das armaduras de pilares de concreto armado na capacidade portante dos mesmos após serem submetidos à elevação da temperatura.

## 1.2 QUESTÕES DA PESQUISA

Como discutido no item anterior, para que haja um correto dimensionamento das estruturas em situação de incêndio é necessário conhecimento do comportamento do material frente ao sinistro. Em síntese, com o desenvolvimento dessa pesquisa busca-se responder às seguintes questões:

- De qual forma a armadura transversal de um pilarete de concreto armado afeta como o mesmo resistirá à ação do fogo?
- Qual a influência da armadura no spalling de pilaretes de concreto armado com concretos de diferentes resistências?
- Quanto serão afetadas as capacidades de carga dos pilaretes com concreto de cada resistência?

## 1.3 OBJETIVOS

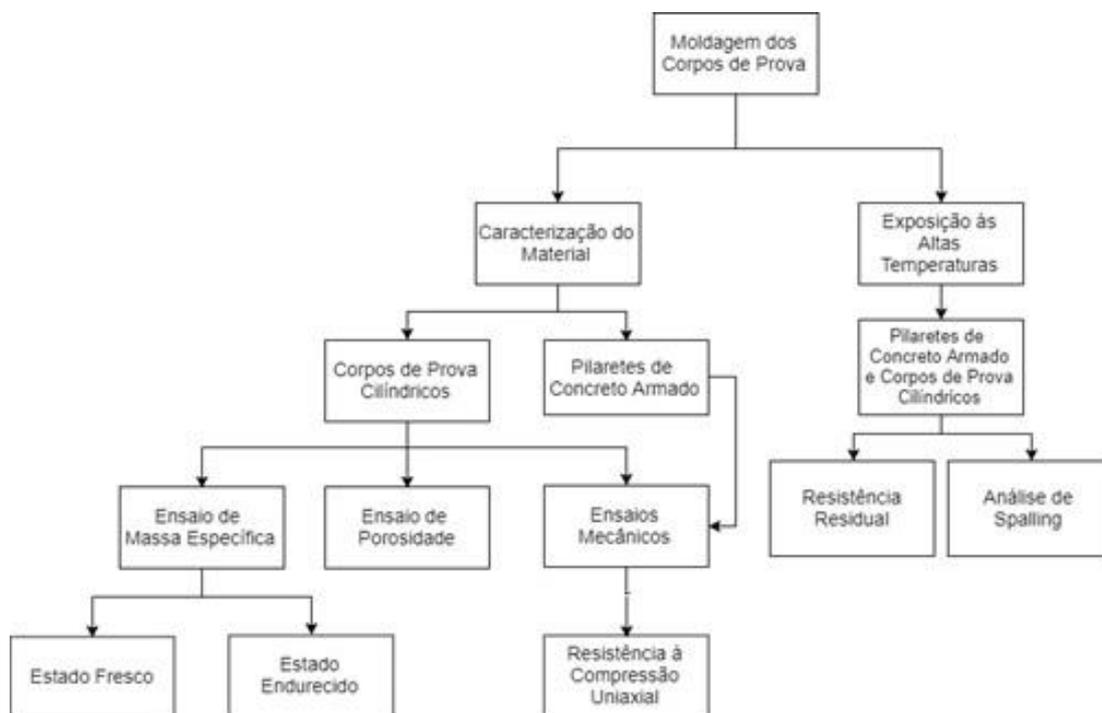
Tendo como base a temática apresentada nos itens anteriores, foi definido como objetivo principal desta pesquisa a análise experimental de capacidade de carga residual e a verificação do fenômeno do spalling em pilaretes de concreto armado com concretos de resistências à compressão de 25, 50 e 90 MPa.

## 1.4 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

O presente trabalho se propõe a expor pilaretes de concreto armado, com concretos de resistências C25, C50 e C90, a elevadas temperaturas. Os corpos de prova serão ensaiados pré e pós exposição, buscando coletar dados para avaliar a perda de seção e a perda de resistência mecânicas dos mesmos e como as variáveis da pesquisa os afetam.

O fluxograma presente na Figura 1 permite uma melhor visualização das etapas da pesquisa:

Figura 1 – Etapas da Pesquisa



Fonte: A autora (2018).

## 1.5 LIMITAÇÕES

Dada a complexidade do tema, o elevado número de possíveis variáveis e os limitantes de execução, são apresentadas como limitações deste trabalho:

- a) a utilização de uma única dimensão de pilaretes;
- b) a utilização de apenas um período de exposição a altas temperaturas;
- c) a exposição dos pilaretes à curva de incremento de temperatura de acordo com a capacidade máxima do forno em operação;
- d) a utilização de apenas uma armadura padrão para todos os ensaios;
- e) a avaliação apenas do fenômeno de spalling explosivo;
- f) a utilização de somente 3 resistências de concreto.

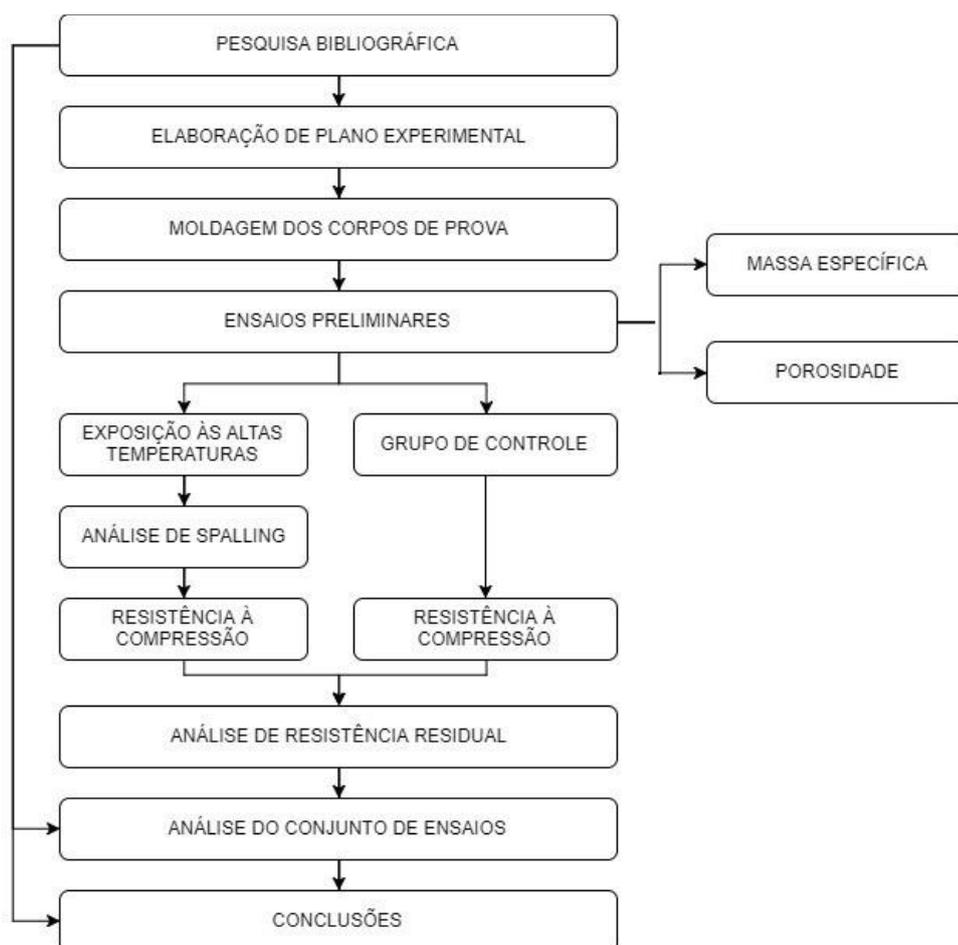
## 1.6 DELINEAMENTO

A presente pesquisa foi estruturada em 5 capítulos. O primeiro capítulo contextualizou o assunto, tratou de sua relevância e apresentou as delimitações da pesquisa. O segundo capítulo é resultado de uma revisão bibliográfica acerca do tema. O mesmo contém definições e conceitos básicos para o entendimento e realização deste estudo.

No capítulo 3 são descritos, em detalhe, todas as técnicas, procedimentos e materiais adotados para a realização da pesquisa.

O capítulo 4 traz os resultados e análises dos ensaios realizados no programa experimental. Finalmente, no capítulo 5 são registradas as conclusões e apresentadas sugestões para trabalhos futuros, a fim de complementar e dar continuidade ao trabalho. As etapas da pesquisa podem ser melhor visualizadas na figura 2.

Figura 2 – Etapas da Pesquisa



Fonte: A autora (2018).

## 2 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo são apresentadas as principais informações referentes ao concreto armado quando exposto à situação de incêndio. Primeiramente, serão expostos conceitos básicos sobre como se dá a origem e os meios de propagação de um incêndio, como este impacta e quais suas consequências, de modo geral, numa estrutura de concreto armado e parâmetros que permitem a simplificação e replicabilidade de ensaios e cálculos de elementos em altas temperaturas.

Ainda, serão descritos alguns métodos de dimensionamento para elementos estruturais em situação de incêndio, os efeitos macroestruturais observados em concreto exposto a elevadas temperaturas e algumas ponderações sobre os deslocamentos em peças de concreto.

### 2.1 ORIGEM E DINÂMICA DOS INCÊNDIOS

Fogo é o resultado da combustão, um processo químico de transformação que causa uma reação exotérmica entre os materiais combustíveis e inflamáveis com um comburente e normalmente ativada por uma fonte externa de calor. Para que haja fogo é necessário que estejam presentes os elementos do triângulo do fogo - combustível, comburente e calor - e, para que este se sustente, adiciona-se um quarto fator, a reação em cadeia, e tem-se o tetraedro do fogo. Esta é responsável pelo alastramento e manutenção deste processo.

Para que a chama se inicie, se faz necessária a presença de um combustível, que pode estar em estado sólido, líquido ou gasoso, mas que, quando aquecido, libere gases inflamáveis que, quando misturados ao comburente, o oxigênio presente na atmosfera, próximos da fonte de calor - seja ela uma faísca elétrica, chama piloto ou um superaquecimento - inflamem e comecem uma reação em cadeia (KLEIN, 2001 apud LIMA, 2005). Segundo a NBR 13860 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997) este processo de combustão é caracterizado pela emissão de luz e calor, enquanto a ISO 8421-1 (INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION, 1987) e BS 4422 (BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1969) definem que o processo é caracterizado pela emissão de calor junto de fumaça, chama ou ambos.

Existem quatro maneiras para que haja a extinção do fogo. Elas consistem na retirada de, pelo menos, um dos elementos do triângulo ou tetraedro do fogo. Retirando-se o material combustível, evita-se que o fogo seja alimentado e se propague. Abafando-se a chama,

causamos a remoção do comburente da reação, evitando que este se misture com os gases expelidos pelo combustível. Resfriando o fogo, retiramos a fonte de calor do mesmo, evitando a propagação e ativação de novos focos.

Além disso, é possível trancar a reação química e evitar a reação em cadeia. Este processo consiste na utilização de um agente extintor que, quando adicionado à reação inicial, forme uma mistura não-inflamável (KLEIN, 2001 apud LIMA, 2005).

Segundo a NBR 13860 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997), um incêndio só é declarado quando o fogo foge do controle.

### **2.1.1 Mecanismos de Transferência de Calor**

Independente do contexto do incêndio, a passagem de calor do ambiente quente ao elemento estrutural de uma edificação é regida pelas leis de transferência de calor, seja esta por condução, convecção ou radiação. A ação combinada destas está presente durante todo o incêndio, todavia, cada uma tem sua predominância a depender da fase ou do local no qual se encontra (COSTA, 2008).

Os conceitos de mecanismos de transferência serão explanados segundo Gouvêia (2000b, apud LIMA, 2005) e Fakury et al. (2003, apud LIMA, 2005).

A passagem de calor entre materiais sólidos é chamada de condução. A habilidade de um material de transferir, ou não, calor depende diretamente de sua condutividade térmica. Em bons condutores, esta passagem se dá por interações entre elétrons livres, enquanto, em materiais pouco condutores, esta acontece devido à vibração das moléculas.

A convecção é o mecanismo de transferência por movimentação do meio fluido com temperatura não-uniforme (COSTA, 2008). Este meio é um fator muito importante no deslocamento de fumaça e gases quentes e na propagação da chama para outros ambientes.

A radiação realiza a transferência de energia por ondas eletromagnéticas, podendo se propagar pelo vácuo ou por sólidos e fluidos transparentes às ondas, sendo este o principal meio de transferência de calor durante o sinistro. Este também é responsável por alastrar as chamas entre a edificação incendiada e construções vizinhas (LIMA, 2005). Entretanto, a radiação incidente não é completamente absorvida pela superfície, sendo parte refletida conforme às características do material e superficiais do elemento (COSTA, 2008).

### 2.1.2 O Desenvolvimento do Incêndio

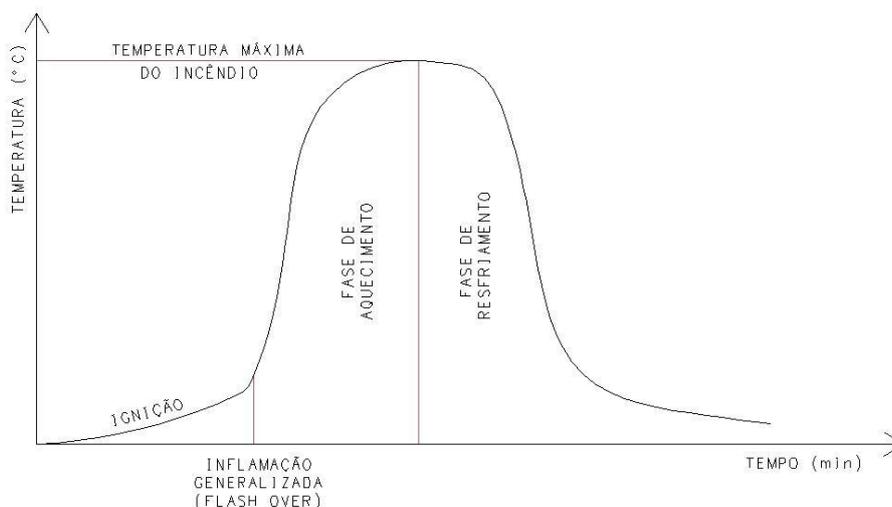
Durante um incêndio, a dinâmica térmica é descrita pelos meios de transferência de calor explanados anteriormente. Estes consistem em fluxos de calor radiativo e convectivo dos gases e chamas do ambiente e fluxos de calor condutivo dentro das peças de concreto e aço. Estes fluxos são os responsáveis pela elevação de temperatura dos elementos estruturais (COSTA et al., 2002a).

Conforme Costa (2002a) e Lima (2005), os incêndios podem ser caracterizados por três estágios básicos: a ignição, o aquecimento e o resfriamento. No primeiro, ocorre o início do fogo, com aumento gradativo da temperatura. Nesta etapa as características do compartimento não têm grande influência na inflamação, visto que, neste período, o fogo permanece concentrado nas superfícies combustíveis onde se iniciou. E, por ser uma etapa inicial, não há risco de colapso estrutural, apenas apresentando danos localizados ao patrimônio, e apresentando ameaça à vida somente pela presença de calor e pela inalação de gases e fumaça. O marco entre esta etapa e o aquecimento é a presença da inflamação generalizada que ocorre quando os gases do ambiente atingem 600°C, também chamada de “flashover”.

O aquecimento é descrito como a fase em que há uma mudança repentina no aumento da temperatura, pois todo material combustível do compartimento é inflamado e o crescimento da temperatura é rápido (LIMA, 2005).

Durante o resfriamento acontece a redução da temperatura após um dos seguintes acontecer: o consumo de todo material combustível do compartimento ou a extinção do fogo por um dos métodos vistos previamente (LIMA, 2005).

Figura 3 - Curva demonstrativa dos estágios de um incêndio



Fonte: A autora (2018), modelo baseado em Lima (2005).

### 2.1.3 Impacto dos Incêndios nas Estruturas de Concreto

O comportamento de uma edificação frente ao incêndio é próprio às características arquitetônicas, estruturais e construtivas do edifício (COSTA, 2008). Em situações normais, o dimensionamento de uma estrutura só considera esforços derivados de ações da gravidade e das cargas eólicas. Todavia, no dimensionamento de estruturas expostas às altas temperaturas, estes esforços deixam de ser tão relevantes, enquanto esforços adicionais decorrentes das ações térmicas e a redução das capacidades de suporte dos materiais se tornam cruciais. Os esforços advindos de ações de peso próprio, sobrecargas e de vento são minorados, a fim de não tornar o projeto oneroso (LIMA, 2005).

O colapso das estruturas pode se dar de maneira local, parcial ou global. O primeiro trata apenas da falência estrutural de elementos isolados e que não prejudiquem a estabilidade da edificação. O colapso parcial considera que a falência desses elementos leve à desestabilização de parte da edificação que acaba por colapsar (COSTA, 2008). A última é dada pela falência progressiva dos elementos, sendo caracterizada por um efeito cascata desde o colapso inicial até a completa ruína (IWANKIW, 2006 apud COSTA, 2008).

O tipo de colapso da estrutura, frente ao sinistro, está intrinsecamente ligado ao tipo e à localização do elemento colapsado. A ruptura de um pilar nos últimos pavimentos de um prédio

oferece menores riscos quando comparado a um pilar próximo da base da edificação, que sustenta todos os pavimentos acima do mesmo, pois, o último, pode levar a completa ruína do edifício (PANNONI, 2002).

## **2.1.4 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo**

Na ocorrência de um incêndio, a estrutura da edificação sinistrada deve atender a um tempo requerido de resistência ao fogo, um valor mínimo definido por norma, para que sejam garantidas as operações de fuga e combate. Conforme a NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) pode ser descrito como tempo mínimo, em minutos, de resistência ao fogo que um elemento, sujeito ao incêndio padrão, deve resistir, mantendo sua integridade e estabilidade, permanecendo estanque e com suas funções de isolamento.

Esta norma estipula os requisitos a serem respeitados pelos elementos, estruturais e de compartimentação para que, caso ocorra o sinistro, seja evitada a ruína. A NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001) prescreve os TRRF a serem respeitados pelas edificações brasileiras, que são classificadas de acordo com a altura da edificação e do tipo de ocupação, independente do sistema construtivo. Os valores do TRRF variam de 30 a 120 minutos. A resistência às altas temperaturas é dada pelo tempo, em minutos, em que uma peça, submetida à uma curva de incêndio padrão, colapsa apenas pela aplicação da carga (LIMA, 2005).

O TRRF pode ser reduzido ao tempo equivalente de resistência ao fogo a partir da avaliação dos métodos de proteção ativa, da carga de incêndio específica, da ventilação do compartimento e em função do risco de incêndio e de suas consequências, não englobando dados como duração do incêndio ou o tempo necessário para a chegada de bombeiros ou brigada de incêndio na ocorrência (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

A resistência ao fogo não deve ser atribuída a um único elemento isolado, tendo em vista que continuidade, a robustez e os níveis de tensão alteram o comportamento de resistência frente ao fogo (GOUVÊIA, 2000 apud LIMA, 2005).

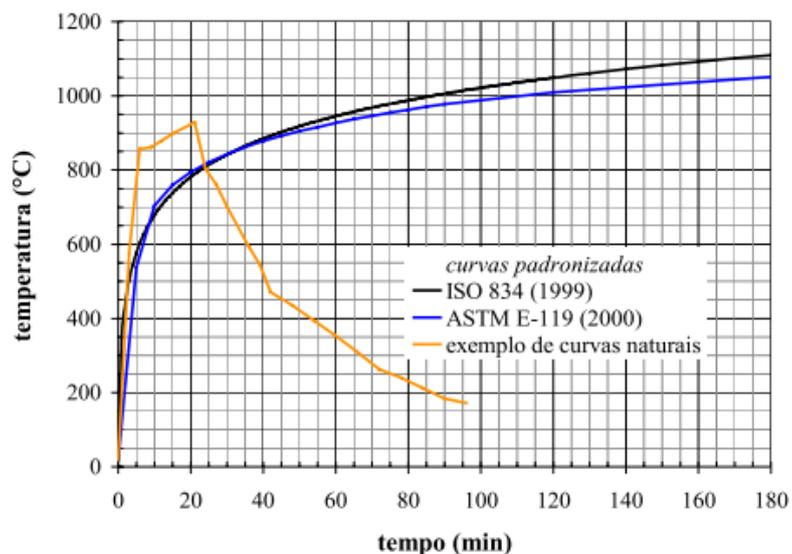
### 2.1.5 Curvas de Incêndio

Durante um incêndio, os fluxos de calor podem se comportar de diferentes maneiras conforme as condições as quais o fogo se encontra. De maneira usual, os incêndios podem ser descritos por três fases: a ignição, o aquecimento e flash-over e o resfriamento (PURKISS, 1996). Entretanto, de maneira a simplificar e permitir a replicabilidade de ensaios, a forma na qual a elevação de temperatura é representada durante um incêndio é por meio de curvas-padrão.

As curvas-padrão ASTM E-119 e ISO-834 são as mais correntes, sendo comumente utilizadas para a realização de testes de elementos e dimensionamento de edificações. Ambas as curvas associam o aumento de temperatura com tempo, em compartimentos com carga de incêndio composta por materiais celulósicos (COSTA et al., 2002a). As normas brasileiras recomendam o uso da curva ISO-834 para delinear o aumento padrão da temperatura em função do tempo no projeto de edificações. Esta curva pode ser representada por meio da Equação 1, ou ainda, pela curva apresentada na figura 4.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8 \times t + 1) \quad (1)$$

Figura 4 – Curvas de incêndio



Fonte: Costa (2002a).

No entanto, situações reais não podem ser representadas pelas curvas-padrão, pois, além do ramo ascendente da curva, há também o descendente, que representa o resfriamento do

incêndio. As curvas naturais permitem descrever com maior realismo o desenvolvimento do incêndio no ambiente, pois estas são dependentes de fatores como grau de ventilação e características dos materiais combustíveis. Em curvas naturais, a rapidez com a qual a elevação de temperatura acontece e a possibilidade de as temperaturas máximas serem superiores às obtidas pela curva-padrão, fazem com que elas também sejam conhecidas como “SDHI fire” – short duration high intensity fire (COSTA et al., 2002b).

## 2.2 EFEITOS MACROESTRUTURAIS DA EXPOSIÇÃO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS

De modo geral, o comportamento de estruturas em concreto em altas temperaturas é bom. Deseja-se que o concreto, frente a situação de incêndio, se mantenha íntegro, sem sofrer com fissuração e deslocamentos, de modo a manter a proteção da camada mais interna da seção dos elementos e suas armaduras. Enquanto elementos com deformações excessivas deverão ser substituídos e partes que tenham sofrido com deslocamentos ou apresentem fissuras em demasia podem ser reconstituídas e reforçadas, caso necessário; elementos que não apresentem danos visíveis podem apresentar redução da capacidade portante devido à elevação de temperatura do material (BUCHANAN, 2001; CÁNOVAS, 1998).

Quando aquecido, o aço presente no concreto, desde o utilizado para armaduras convencionais até às cordoalhas utilizadas para protensão, pode sofrer com uma redução considerável da sua resistência (PETRUCCI, 1972 apud LIMA, 2005; CHIJIWA et al., 1993 apud LIMA, 2005). Apesar de o comportamento frente ao aquecimento depender das características próprias de cada aço e do modo em que a elevação de temperatura ocorreu, caso não seja ultrapassada uma temperatura de 400°C (para aços laminados a frio e de 600°C para laminados a quente), a capacidade resistente do material poderá ser recuperada após o resfriamento (BUCHANAN, 2001). Caso as temperaturas ultrapassem os 700°C, serão necessários estudos mais detalhados para a determinação da resistência residual, devido a possibilidade de maiores alterações no material (LIMA, 2005).

Devido à baixa condutividade térmica do concreto, a área afetada pela elevação de temperatura nas fases iniciais do incêndio é pequena, tornando, de modo geral, a perda de resistência do concreto menos importante que a de sua armadura (BUCHANAN, 2001), com exceção de incêndios de grandes durações (CÁNOVAS, 1998).

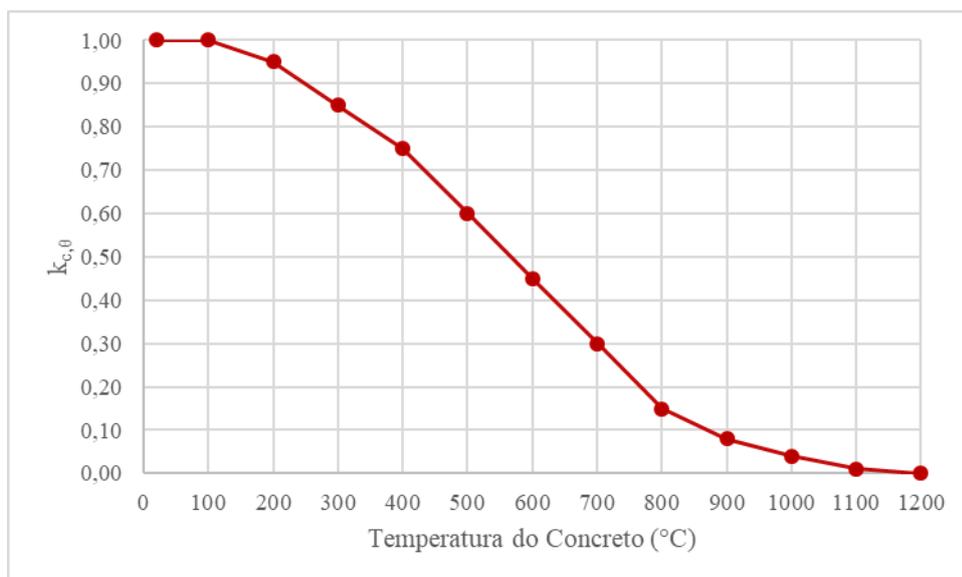
Como os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço são semelhantes, pequenas alterações na temperatura não costumam causar o surgimento de tensões internas. Havendo uma maior variação na temperatura, o diferencial de expansão dos materiais pode ser significativo, resultando no aparecimento de tensões internas e da consequente fissuração do concreto (LIMA, 2005).

Diferentemente do aço, com o resfriamento pós-aquecimento, o concreto recupera apenas parcialmente a sua capacidade resistente, não alcançando, no entanto, a sua resistência original (LIE, 1992 apud BUCHANAN, 2001). Para avaliar a condição da estrutura após a ocorrência do sinistro, geralmente inicia-se com uma inspeção visual, buscando alterações de cor no concreto. Essa modificação na coloração é dada em consequência da elevação de temperatura da seção e pode ser relacionada com a perda de capacidade resistente do material (LIN et al., 1996).

Segundo Buchanan (2001), o concreto, quando aquecido a temperaturas inferiores a 300°C, não apresenta perda significativa na resistência residual; Cánovas (1998), no entanto, limita essa temperatura em 200°C. Nesta etapa o concreto apresenta uma coloração acinzentada e com 300°C já haveria uma perda média na capacidade resistente de aproximadamente 10%. Atingido esse patamar de temperatura, o fenômeno se acelera.

Com temperaturas entre 300 e 600°C, a coloração varia de tons rosados à avermelhados, com perda de resistência de aproximadamente 50%. Entre 600 e 950°C, o concreto passa a apresentar tom acinzentado com pontos avermelhados, mostrando-se altamente friável e manifesta uma grande sucção de água devido ao aumento da fissuração, o que impacta fortemente na resistência do material. Até os 1000°C, a cor altera-se para amarelo alaranjado e começa o processo de sinterização do concreto, que é intensificado quando as temperaturas variam entre os 1000 e 1200°C. Nesta etapa, o concreto apresenta tonalidade amarelada clara e tem resistência residual praticamente nula (CÁNOVAS, 1998). Essa alteração na resistência à compressão do concreto também pode ser conhecida através de um coeficiente de redução dado pela NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), aqui apresentado em modelo gráfico na figura 5.

Figura 5 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura



Fonte: A autora (2018) baseada na norma da ABNT NBR 15200 (2012).

Apesar de a alteração de cor, que ocorre devido à presença de componentes ferrosos no concreto, ser um parâmetro que pode indicar a temperatura máxima atingida e a duração do incêndio, ela deve ser usada com cautela, pois a única coisa que a aparência pode indicar é a quantidade, grande ou reduzida, de materiais ferrosos presentes no concreto (LIMA, 2005).

### 2.3 DESPLACAMENTOS NO CONCRETO

Durante um incêndio, os deslocamentos do concreto podem ser divididos em duas formas de ocorrência diferentes. O spalling explosivo acontece no início do incêndio e, normalmente, leva à perda do concreto de cobrimento, causando um aumento maior da temperatura no centro da seção e consequente perda de aderência do reforço. Em geral, os deslocamentos explosivos ocorrem nos 30 minutos iniciais do incêndio, com os elementos estruturais em temperaturas relativamente baixas, entre 240°C e 280°C (ANDERBERG, 1997 apud COSTA, 2002c). O outro é caracterizado por delaminações que acontecem gradativamente e progridem conforme o material perde sua resistência e capacidade ligante, também conhecido como *sloughing*, este fenômeno tende a acontecer próximo do fim do incêndio e, em geral, não é crítico à estrutura (PURKISS, 1996). A severidade destes eventos podem ser irrisórias ou ter tamanha importância que pode levar ao colapso os elementos estruturais afetados (LIMA, 2005).

Devido à natureza complexa do comportamento do concreto frente às altas temperaturas e à grande quantidade de variáveis que afetam o mesmo, a predição desse evento torna-se bastante complexa (KIRCHHOF, 2010). Nos seguintes parágrafos serão evidenciados alguns dos fatores intrínsecos à ocorrência dos deslocamentos em elementos de concreto.

O concreto, por ser poroso, possui vazios preenchidos por ar e água. Quando as estruturas são aquecidas, o mecanismo de transporte de umidade interna do concreto é afetado. O calor absorvido pelos elementos causam a evaporação da umidade livre na pasta de cimento (TENCHEV; PURKISS, 2001 apud COSTA, 2002c) que pode migrar em direção à superfície, para que haja a liberação, ou pode se deslocar para o centro do elemento, onde há a condensação do vapor até o equilíbrio das condições termodinâmicas (LIE, 1972; KALIFA et al., 2000 apud COSTA, 2002c). A movimentação do vapor na direção externa, sem a liberação da mesma na mesma taxa em que é produzida, causa um aumento da pressão de vapor no concreto, que sofre rompimentos devido às sobrepressões criadas (SHORTER; HARMATHY, 1965 apud PURKISS, 1996).

De forma semelhante, um concreto mais poroso, portanto mais permeável, permitirá a liberação da pressão de vapor, aliviando as tensões na seção. Enquanto concretos de alto desempenho, por apresentarem menor quantidade de vazios, tendo maior dificuldade no alívio da pressão interna, acumularão tensões que, mesmo em um material com elevada resistência, se tornarão críticas. É importante ressaltar que, apesar de apresentar desempenho superior em relação ao fogo, concretos convencionais tem comportamento inferior quando comparados aos CAR em relação à durabilidade (PURKISS, 1996).

A partir de ensaios e incêndios, percebeu-se que o spalling tende a ser mais severo em áreas cuja seção transversal se encontra em compressão (PURKISS, 1996). Essa hipótese considera que a abertura de fissuras nas áreas tracionadas causa uma liberação das tensões internas, o que não acontece nas áreas comprimidas, que tendem a um acúmulo de tensões e desenvolvimento de lascamentos explosivos (ULM et al., 1999 apud COSTA, 2002c).

Estudos realizados por Aldea et al. (1997 apud COSTA, 2002c) e Franssen (2000 apud COSTA, 2002c) assimilam o diâmetro das armaduras, especialmente em pilares, como agente secundário na ocorrência de deslocamentos, pois, a ocorrência destes eventos, seriam exacerbadas com o aumento das barras.

Também há evidências que, em perfis com cantos vivos, ocorrerá mais deslocamentos do que em seções com cantos arredondados ou chanfrados. Esse evento também será amplificado em elementos esbeltos (PURKISS, 1996).

Quanto maior a taxa de aquecimento, mais rápido o aumento das tensões provenientes do acúmulo da pressão interna causada pelo vapor tentando ser expelido e menores as chances de que os vapores, buscando o equilíbrio termodinâmico, voltem a se condensar no centro da seção, aumentando a probabilidade de ocorrência de deslocamentos explosivos na seção (PURKISS, 1996).

Os deslocamentos também são influenciados pelo tipo de agregado usado, sendo exacerbado em concretos com uso de agregado silicoso, produzindo um menor efeito com o uso de agregados basálticos e sendo menos importante em concretos executados com agregados leves (PURKISS, 1996). O efeito é devido, principalmente, ao gradiente de dilatação térmica que ocorre nas diferentes fases do concreto. Devido ao aumento da temperatura, os agregados tendem a se dilatar, enquanto a pasta de cimento se retrai devido à perda de água, tanto livre quanto a quimicamente combinada (desidratação) (COSTA, 2002c). Entretanto, o uso de agregados porosos é controverso pois os mesmos podem funcionar como microreservatórios de água livre (CONNOLLY, 1995).

Britez (2011), questionava se, de fato, concretos de alta resistência seriam mais suscetíveis a sofrer com o fenômeno do spalling explosivo frente à situação de incêndio. Parte dessa dúvida, se dava pela maneira em que os planos experimentais de grande parte das pesquisas nessa área eram montados, utilizando apenas corpos de prova padronizados e não considerando especificidades dos elementos, como suas maiores dimensões e presença, taxa e distribuição de armaduras, além da omissão de dados que podem dificultar uma análise geral do comportamento térmico do material. Em sua pesquisa, avaliou um pilar protótipo, replica dos pilares reais do edifício e-Tower, em São Paulo. O resultado obtido foi que, para as condições por ele ensaiadas, o pilar de concreto colorido de alta resistência comportou-se de forma íntegra frente à situação de incêndio e que o uso de pigmentos a base de óxido de ferro podem auxiliar na avaliação da condição de uma estrutura sinistrada.

## 2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O projeto de estruturas de concreto armado no Brasil é regido segundo as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que prevê o dimensionamento de elementos de concreto armado e protendido em temperatura ambiente. Para garantir a durabilidade das estruturas construídas, a norma categoriza as edificações conforme a classe de agressividade ambiental na qual a edificação é

situada. Essa classificação, também referida como CAA, pode ser vista na tabela 1, que relaciona o ambiente no qual a estrutura se encontra com o risco de deterioração da mesma.

Tabela 1 – Classes de agressividade Ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A partir dessa classificação, e na ausência de ensaios comprobatórios de durabilidade para a situação estudada, a norma restringe classes de resistências de concreto mínimas e fatores água/cimento máximos, para assegurar a qualidade do concreto utilizado e garantir a durabilidade desejada (Tabela 2).

Tabela 2 -- Qualidade Concreto x CAA

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Também a partir das classes de agressividade ambientais, a norma prescreve cobrimentos mínimos a serem utilizados no cálculo e na execução dos elementos estruturais. Estes dependem não só da CAA, mas também do tipo de elemento a ser projetado, se o mesmo se encontra em contato com o solo e do sistema construtivo adotado na execução da estrutura, conforme observado na tabela 3.

Tabela 3 – Cobrimentos

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal [mm]			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas peças de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal de  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A norma também faz recomendações acerca de taxas mínimas (Tabela 4) e máximas de armadura, a primeira dependente da classe de concreto utilizada, e, para o caso de pilares, prescreve que as barras longitudinais utilizadas devem ter diâmetro superior a 10 mm e inferior à 1/8 da menor dimensão da seção transversal. Entretanto, o dimensionamento de elementos estruturais em situação de incêndio não está no escopo da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Tabela 4 – Taxas de Armadura Mínima x Classes de Concreto

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a$ ( $A_{s,\min}/A_c$ )														
	[%]														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,16	0,18	0,19	0,21	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,25	0,25	0,26

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50  $d/h=0,8$  e  $\gamma_c=1,4$  e  $\gamma_s=1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O dimensionamento de peças expostas às altas temperaturas considera diversos fatores, como: a taxa de carregamento do elemento, a temperatura no interior da seção de concreto e na armadura e as propriedades térmicas dos materiais em altas temperaturas. Fatores esses que alteram o concreto micro e macroestruturalmente, modificando também sua capacidade de suporte e deformação (COSTA et al., 2002a).

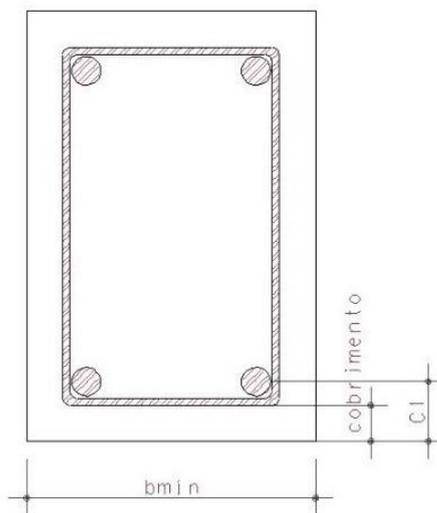
Conforme SCHAUMANN (2001 apud COSTA, 2008), existem três níveis de solução para o dimensionamento de estruturas em altas temperaturas. Os dois primeiros consistem em soluções prescritivas e métodos simplificados, que são métodos acessíveis e simples para uso. Enquanto, o terceiro nível consiste em modelos de cálculo que incluem, entre outros, os efeitos de não-linearidade dos materiais, continuidade dos elementos e esforços adicionais de origem térmica, sendo assim um método mais oneroso que exige equipamentos e programas específicos além de mão de obra especializada.

A NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012) trata do projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e traz métodos dos níveis 1 e 2, além de fazer recomendações e considerações sobre o uso do terceiro método. Entretanto, no escopo dessa norma encontram-se somente concretos do grupo I, abrangendo concretos estruturais de até 50 MPa, classificados conforme a NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015). Para concretos do segundo grupo, com resistências à compressão entre 55 e 100 MPa, a norma recomenda o uso do Eurocode 2 – Part 1.2.

Tanto o Eurocode 2 – Part 1.2. (European Committee for Standardisation, 2004), quanto a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), apresentam o método de dimensionamento mais simples, também conhecido como método tabular. Este é um método prescritivo, no qual, a partir do TRRF da edificação, são dadas dimensões mínimas de seção e um espaçamento mínimo entre o centro das barras até a borda da seção (Figura 6)

para que sejam garantidos os tempos requeridos. Nas tabelas 5 e 6, estão apresentados, respectivamente, o método tabular para pilares da NBR 15200 e do Eurocode 2 – Part 1.2.

Figura 6 – Cobrimento x Dimensões mínimas para TRRF



Fonte: A autora (2018) baseada na norma da ABNT NBR 15200 (2012).

Tabela 5 - Dimensões mínimas de pilares – 1 face exposta

<b>TRRF [min]</b>	<b>Combinações de <math>b_{min}/c_1</math> [mm/mm]</b>
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR 15200 (2012).

Tabela 6 - Dimensões mínimas de pilares

Resistência ao fogo padrão	Dimensões mínimas [mm]			
	Largura $b_{\min}$ / distância axial até as barras			
	Pilar exposto em mais de um lado			Exposto em apenas um lado
	$\mu_{fi}=0,2$	$\mu_{fi}=0,5$	$\mu_{fi}=0,7$	$\mu_{fi}=0,7$
1	2	3	4	5
R30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R240	350/61**	450/75**	-	295/70
** Mínimo de 8 barras				

Fonte: Eurocode 2 –Part 1.2 (2004)

No caso de pilares, o método tabular presente na norma brasileira somente encarrega-se de pilares com apenas uma única face exposta à situação de incêndio. Para o projeto dos demais casos é necessária a utilização do método analítico, que considera mais variáveis dentro do seu conceito.

### 3 DIRETRIZES PARA O PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta o detalhamento do plano experimental que foi formulado visando atingir os objetivos deste trabalho, conforme apresentados no capítulo 1. Aqui serão descritos todos os procedimentos executados em laboratório, assim como uma breve descrição dos materiais utilizados na pesquisa, equipamentos e metodologias de ensaios necessários para a realização deste programa experimental.

#### 3.1 PLANO EXPERIMENTAL

Para realização do plano experimental, foram moldados 4 pilaretes e 22 corpos de prova cilíndricos para cada resistência característica, totalizando 12 pilaretes e 66 cilindros. Os prismas têm dimensão de 20x20x60 cm, enquanto os corpos de prova cilíndricos apresentam 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. As dimensões dos pilaretes sofreram limitações devido às dimensões internas do forno, onde os pilares foram ensaiados para exposição a altas temperaturas (900°C), e também devido à altura máxima tolerada pela prensa hidráulica, onde os pilares terão sua capacidade de carga ensaiada. Foram realizados ensaios para a caracterização do material, assim como a exposição do material às altas temperaturas e o ensaio de capacidade de carga normal e residual. A relação entre ensaios, quantidade de corpos de prova por traço e idades nas quais os ensaios serão realizados são apresentadas na tabela 7.

Tabela 7 – Relação da quantidade de corpos de prova, ensaios e idades a serem ensaiados, para cada traço

Ensaio	Quantidade de corpos de prova					
	CPs cilíndricos			Pilaretes		
	7 dias	28 dias	56 dias	7 dias	28 dias	56 dias
Resistência à compressão	4	4	4	0	0	0
Capacidade de carga	0	0	0	0	0	2
Resistência à compressão residual – Pós-exposição à elevadas temperaturas (900°C)	0	0	4	0	0	0
Capacidade de carga residual – Pós-exposição à elevadas temperaturas (900°C)	0	0	0	0	0	2
Massa específica, índice de vazios e absorção	0	0	4	0	0	0

Fonte: A autora (2018)

## 3.2 MATERIAIS

Primeiramente, antes de iniciar a preparação dos corpos de prova, é necessário descrever os materiais, e suas características, utilizados para a realização do programa experimental. Foram utilizados cimento, areia e brita em todas as concretagens, e, para um dos traços, foi utilizado aditivo superplastificante. Para a moldagem dos corpos de prova, também foram utilizadas barras de aço para as armaduras dos prismas.

### 3.2.1 Cimento

O cimento utilizado para a confecção dos pilaretes de concreto armado, corpos de prova cilíndricos foi o Portland de Alta Resistência Inicial (CP V – ARI) da fabricante Nacional. Todo o cimento utilizado foi proveniente de lote único, cujas características estão apresentadas na tabela 8.

Tabela 8 – Características do CP-V ARI da fabricante Nacional

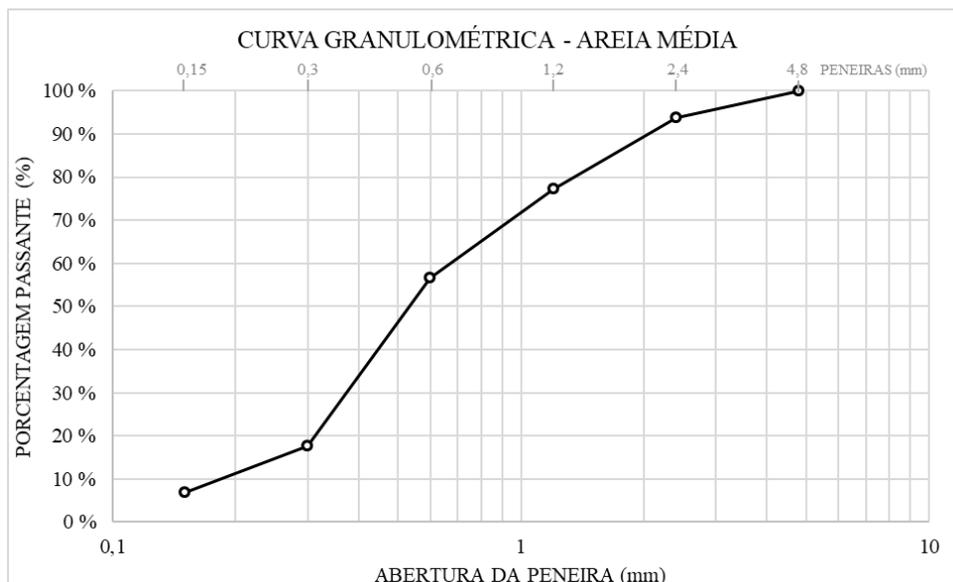
<b>Área específica - Blaine (m<sup>2</sup>/g)</b>	0,4401	≥0,3	NM 76/98
<b>Tempo de pega</b>			NM 65/02
<b>Início (min)</b>	140	≥60	
<b>Término (min)</b>	187	≤600	
<b>Massa específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	3,11	-	NM 23/01
<b>Diâmetro médio (µm)</b>	11,06		
<b>Perda ao fogo (%)</b>	2,56	≤4,5	NM 18/04
<b>SiO<sub>2</sub> (%)</b>	17,83		

Fonte: A autora (2018)

### 3.2.2 Agregado Miúdo

O agregado miúdo empregado foi areia média oriunda do Rio Jacuí com curva granulométrica representada na figura 7. A tabela 9 apresenta alguns dados adicionais sobre a composição granulométrica deste agregado.

Figura 7 – Curva granulométrica do agregado miúdo – Areia Média



Fonte: A autora (2018)

Tabela 9 – Granulometria do agregado miúdo – Areia Média

<b>GRANULOMETRIA AREIA MÉDIA</b>		
<b>Abertura das Peneiras (mm)</b>	<b>% Retida</b>	<b>% Retida Acumulada</b>
4,8	0,03	0,05
2,4	6,22	6,22
1,2	16,51	22,74
0,6	20,70	43,44
0,3	38,96	82,41
0,15	10,63	93,04
Fundo	6,95	100,00
TOTAL	100,00	-
	Módulo de finura	2,48
	Dimensão máxima característica (mm)	4,80
	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,63

Fonte: A autora (2018)

### 3.2.3 Agregado Graúdo

O agregado graúdo utilizado para as concretagens foi pedra britada de origem basáltica representada pela curva granulométrica da figura 8. Alguns dados adicionais sobre a composição granulométrica da brita são apresentados na tabela 10.

Figura 8 – Curva granulométrica do agregado miúdo – Brita



Fonte: A autora (2018)

Tabela 10 – Granulometria do agregado graúdo - Brita

<b>GRANULOMETRIA BRITA</b>		
<b>Abertura das Peneiras (mm)</b>	<b>% Retida</b>	<b>% Retida Acumulada</b>
25	0,00	0,00
19	10,59	10,59
12,5	67,01	77,61
9,5	20,40	98,01
6,3	1,88	99,88
4,75	0,06	99,94
Fundo	0,06	100,00
TOTAL	100,00	-
	Módulo de finura	7,08
	Dimensão máxima característica (mm)	25,00
	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,90

Fonte: A autora (2018)

### 3.2.4 Aditivo Superplastificante

Utilizou-se um aditivo superplastificante líquido e isento de cloretos com base química em policarboxilatos, formado por uma cadeia de éter carboxílico, que produz efeito dispersando, fluidificando a mistura. O aditivo utilizado é o TEC-FLOW 7000 da fabricante

Grace. Optou-se pela utilização de aditivo químico pois a produção de concretos especiais, como concretos de alta resistência, normalmente demanda maiores consumos de materiais finos, como cimento, que acabam por impactar na trabalhabilidade da mistura. O uso do aditivo vem de modo a permitir trabalhabilidades adequadas para a moldagem de elementos sem que a relação água/cimento do concreto seja alterada.

### 3.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Definidos os materiais a serem utilizados, iniciou-se o programa experimental. Aqui estão descritos os procedimentos utilizados para preparação dos corpos de prova que foram ensaiados posteriormente, desde a escolha dos traços a serem utilizados, a descrição da configuração e da montagem das armaduras e, por fim, a concretagem e moldagem dos corpos de prova.

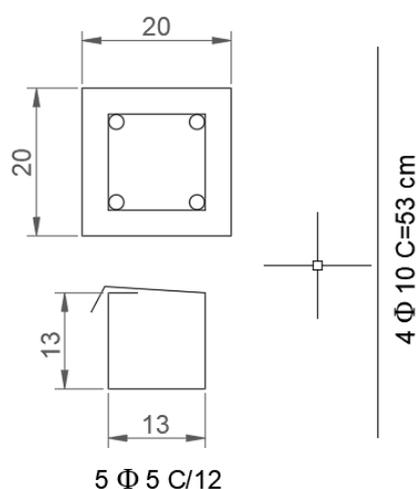
#### 3.3.1 Montagem das Armaduras

Para a execução das armaduras, foram utilizadas barras de aço CA-50, com resistência característica de 500 MPa. O processo de corte e dobra das barras foi realizado pelo próprio fabricante, com as dimensões solicitadas conforme o plano experimental e seguindo as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Os pilares apresentam dimensões de 20x20x60 cm e foi definido um cobrimento de 3,5 cm de modo a garantir um TRRF de 60 minutos, conforme NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012) e Eurocode 2 – Part 1.2. (European Committee for Standardisation, 2004). A partir destes dados, foi definido que as barras longitudinais terão comprimento de 53 cm e diâmetro de 10 mm, o mínimo para pilares conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Os estribos são formados por barras de 5 mm de diâmetro, tendo, já dobrados, dimensões de 13x13 cm. Foi definido espaçamento de 12 cm entre estribos, que, conseqüentemente, determinou a quantidade de 5 estribos por elemento. Tanto as bitolas quanto os espaçamentos mínimos foram definidos conforme recomendações para o detalhamento de pilares em concreto armado da

NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e estão apresentados de forma esquemática na figura 9. As capacidades de carga teóricas dos pilaretes foram calculadas conforme as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), considerando pilares curtos e com compressão centrada, e foram encontrados os valores de 1345,3 kN, 2037,54 kN e 3180,96 kN, para os pilaretes dos traços BIDI 1, BIDI 2 e BIDI 3, respectivamente.

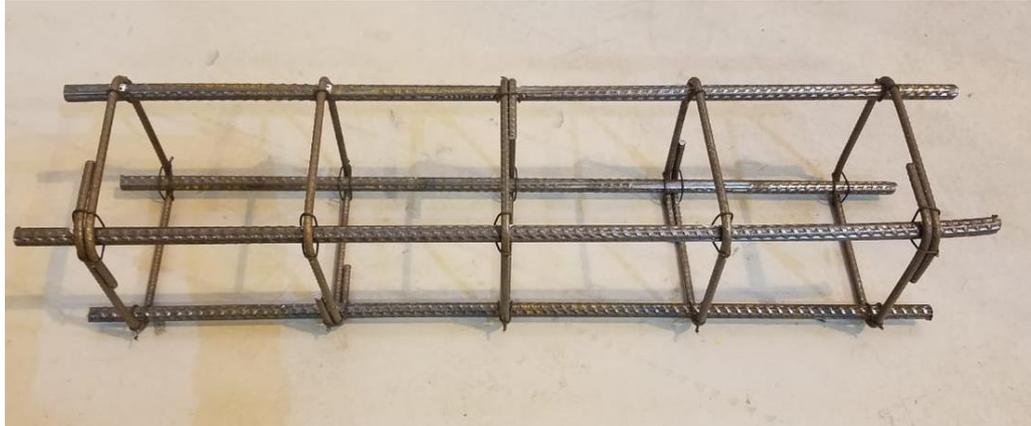
Figura 9 – Detalhamento da armadura



Fonte: A autora (2018)

A primeira etapa para a montagem das armaduras é a medição e marcação do posicionamento dos estribos nas barras longitudinais. Distribuiu-se os estribos conforme as marcações de modo que o fechamento da ferragem não ocorresse na mesma posição para estribos consecutivos. Com a distribuição inicial realizada, procedeu-se a amarração das primeiras barras longitudinais nos vértices internos de um dos lados dos estribos. Com as armaduras devidamente amarradas aos estribos, virou-se a armadura de modo a permitir a amarração das outras duas barras longitudinais aos estribos. Quando finalizada a montagem, visualizada na figura 10, foram então posicionados os espaçadores, fabricados em argamassa, em faces opostas do elemento. No sentido do comprimento do pilar, foram colocados dois espaçadores garantindo o cobrimento próximo a base e outros dois próximos ao topo, conforme a figura 11.

Figura 10 – Armadura montada



Fonte: A autora (2018)

Figura 11 – Armadura com espaçadores



Fonte: A autora (2018)

As amarrações, tanto das armaduras quanto dos espaçadores, foram realizadas com arame queimado número 18.

### 3.3.2 Concretagem, Moldagem e Cura

Na idealização deste trabalho, foi definido que a variável do trabalho seria as diferentes classes dos concretos. Buscou-se então, traços com resistências diferentes, de modo a obter resistências de concretos para fins estruturais da base do grupo 1, além de resistências intermediárias, buscando a região limite entre os grupos, e resistências altas, procurando alcançar as classes mais altas de concreto previstas no segundo grupo pela norma. Os traços utilizados neste trabalho foram definidos com base em concretagens prévias, analisando apenas o quesito resistência. Os traços selecionados são apresentados na tabela 11, juntamente com a denominação com que cada traço será referenciado a partir deste momento.

Tabela 11 – Traços selecionados e suas denominações

<b>Denominação</b>	<b>Traço (cimento:areia:brita)</b>	<b>a/c</b>	<b>aditivo (%)</b>	<b>Resistência Esperada aos 28 dias</b>
BIDI 1	1:2,9:3,6	0,66	-	25 MPa
BIDI 2	1:2:3	0,43	-	50 MPa
BIDI 3	1:1:2	0,29	0,8	85 MPa

Fonte: A autora (2018)

Com a quantidade de corpos de prova e suas dimensões já definidas, assim como os traços a serem utilizados, calculou-se o consumo de concreto para a moldagem, totalizando 0,14 m<sup>3</sup> de material. Com os dados de consumo, foi possível calcular as quantidades individuais de cada material para a realização da mistura. Definidas estas, os materiais foram separados e pesados, conforme a figura 12. A concretagem foi executada em betoneira de eixo inclinado com tambor de capacidade de 400 litros. O tempo requerido em mistura foi determinado de forma visual, buscando um composto consistente e homogêneo. Ao término da mistura, foi realizado o teste de abatimento de tronco de cone, mais conhecido como *slump test*, com o objetivo de avaliar a consistência da mistura, mostrado na figura 13.

Figura 12 – Materiais separados e pesados



Fonte: A autora (2018)

Figura 13 – Ensaio de abatimento de tronco de cone



Fonte: A autora (2018)

O concreto produzido foi lançado nas formas cilíndricas e prismáticas, conforme visto na figura 14, que já haviam sido preparadas com uma fina camada de desmoldante e com a ferragem dos pilaretes já posicionada nas suas devidas formas. O adensamento foi feito com mesa vibratória para os corpos de prova cilíndricos e com vibrador de imersão nos pilares.

Finalizada a moldagem, os corpos de prova tiveram sua superfície arrasada, conforme a figura 15, e foram armazenados sob uma manta plástica.

Figura 14 – Lançamento do concreto



Fonte: A autora (2018)

Figura 15 – Arrasamento dos corpos de prova



Fonte: A autora (2018)

A desmoldagem dos corpos de prova ocorreu 24 horas após a concretagem e, a partir de então, ocorreu a cura dos mesmos em câmara úmida, com temperatura de  $23\pm 2^{\circ}\text{C}$  e umidade relativa superior à 95%, até os 28 dias, conforme as recomendações da NBR 5738 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016). Após isso, os corpos de prova foram armazenados em temperatura e umidade relativa ambiente, de modo a reduzir e uniformizar a umidade interna presente nos mesmos. Este processo tem como o objetivo de condicionar os corpos de prova em elementos que sejam mais condizentes com a realidade de que sinistros tem a tendência de ocorrer em edificações construídas/completas, com maior idade e, portanto, menor umidade interna no concreto.

### 3.4 EXPOSIÇÃO ÀS ALTAS TEMPERATURAS

A exposição dos pilares às altas temperaturas foi executada em forno, com aquecimento através de resistências, que simula as temperaturas que ocorrem em um incêndio. Com capacidade de alcançar temperaturas de até  $1340^{\circ}\text{C}$  e potência de 12 kW/h, o forno utilizado conta com controlador eletrônico que permite a programação da taxa de aquecimento e do patamar de temperatura a ser mantido. Devido às suas dimensões, cada um dos pilaretes foi ensaiado individualmente, enquanto os corpos de prova cilíndricos foram submetidos em apenas uma leva, conforme figura 16.

Figura 16 – Ensaio às altas temperaturas dos corpos de prova cilíndricos



Fonte: A autora (2018)

O posicionamento dos prismas dentro do forno foi feito com ajuda de empilhadeira, posicionando os mesmos na horizontal sobre alguns tijolos maciços, para que o pilar não encostasse nas resistências do forno, evitando danificá-las. Pelo mesmo motivo, foi posicionada uma gaiola com telas metálicas, evitando que possíveis pipocamentos no concreto afetassem o ensaio. O posicionamento final pode ser visualizado na figura 17. O posicionamento dos corpos de prova no forno não deve ter influenciado nos resultados obtidos, devido à presença de resistências em todas as faces internas do forno. O controle de temperatura foi realizado através do próprio controlador do forno, que apresenta a temperatura instantânea interna.

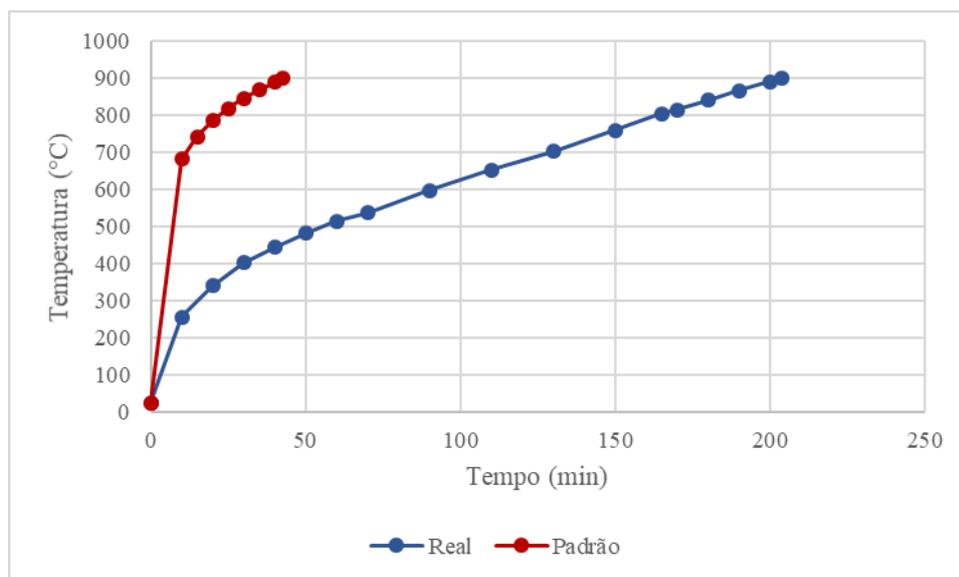
Figura 17 – Posicionamento do prisma no forno



Fonte: A autora (2018)

O forno foi programado para ter aquecimento conforme a curva padrão de incêndio da NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), no entanto, a taxa de aquecimento real foi de, aproximadamente,  $17,1^{\circ}\text{C}/\text{min}$  nos 20 minutos iniciais e  $2,8^{\circ}\text{C}/\text{min}$  durante o restante do tempo até que fosse alcançado o patamar de  $900^{\circ}\text{C}$ , que pode ser visto na figura 18. Foram necessários 204 minutos para que a temperatura fosse elevada até os  $900^{\circ}\text{C}$ , demonstrando que a capacidade de aquecimento do forno tem desempenho inferior ao esperado pela NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), que descreve os procedimentos de ensaio para a determinação da resistência ao fogo de elementos estruturais.

Figura 18 – Comparativo entre a curva de aquecimento padrão e a curva real



Fonte: A autora (2018)

Após a temperatura atingir o patamar desejado de  $900\pm 5^{\circ}\text{C}$ , esta foi assegurada por 1 hora, conforme TRRF definido previamente. Esta temperatura foi selecionada por representar as temperaturas comumente atingidas em incêndios de edificações convencionais. Ao fim do ensaio, o forno foi desligado e os elementos sofreram resfriamento natural dentro do próprio forno. Quando os corpos de prova voltavam a apresentar temperaturas semelhantes à temperatura ambiente, estes eram retirados do forno e armazenados, na horizontal, sobre estrados de madeira.

### 3.5 ENSAIOS

Os ensaios aqui descritos auxiliaram na busca pela caracterização de traços importantes do material para a posterior análise das variáveis da pesquisa.

#### 3.5.1 Massa específica, índice de vazios e absorção

O ensaio de massa específica, índice de vazios e absorção foi realizado conforme as recomendações na NBR 9778 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,

2005). Para isso, os corpos de prova foram armazenados em estufa, com temperatura de  $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ , por 72 horas, sendo registrada a massa da amostra na condição seca ao final desse período.

Os corpos de prova deverão sofrer submersão completa por 72 horas. Após esse período, o corpo de prova deverá ser colocado em recipiente com água que deverá ser levada à ebulição, permanecendo nesse estado por 5 horas e sofrendo resfriamento natural ao fim do processo. Assim, deve ser realizada a pesagem hidrostática dos corpos de prova, assim como a pesagem da massa saturada em água após imersão e fervura. O cálculo das propriedades do material será realizado conforme a formulação apresentada na NBR 9778 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005).

### **3.5.2 Resistência à Compressão e Capacidade de Carga**

O ensaio de resistência à compressão uniaxial dos corpos de prova cilíndricos foi executado buscando um controle tecnológico do concreto, de modo a avaliar o material antes e depois de sua exposição às altas temperaturas. A capacidade de carga, assim como a capacidade de carga residual dos pilaretes foi realizada com o objetivo de uma análise da perda de capacidade entre os corpos de prova de referência e os degradados pela situação de incêndio.

Os ensaios de controle tecnológico da resistência à compressão do concreto foram realizados com 4 corpos de prova cilíndricos por idade ensaiada, somando mais 4 corpos de prova para a verificação da resistência residual dos cilindros expostos às altas temperaturas. Este ensaio foi executado para os três diferentes concretos aos 7, 28 e 56 dias. A capacidade de carga, plena e residual, foi ensaiada apenas aos 56 dias nos corpos de prova prismáticos de concreto armado com diferentes classes de resistência de concreto. A planificação da superfície foi realizada buscando uma distribuição uniforme das forças e evitando grandes variações nos resultados. Essa foi executada no modo de retificação para os cilindros e capeamento com argamassa de alta resistência para os prismas. O processo de capeamento pode ser observado na figura 19, enquanto o posicionamento para a ruptura dos corpos de prova é demonstrado na figura 20.

Figura 19 – Processo de capeamento dos pilaretes



Fonte: A autora (2018)

Figura 20 – Rompimento dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos



Fonte: A autora (2018)

A prensa hidráulica em que foram realizados os rompimentos é da fabricante SHIMADZU, com capacidade de 2000 kN de carga. O método utilizado para os ensaios partiu das recomendações da NBR 5739 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2018), com taxa de aplicação de carga de 0,45 MPa/seg para todos os ensaios.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios e suas respectivas análises. Primeiramente, serão apresentados os dados de resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos, buscando o controle tecnológico do material avaliado. Logo após, serão apresentados os registros fotográficos e análises de *spalling* pertinentes aos cilindros e prismas. Por fim, são apresentados e analisados de modo comparativo os dados, tanto os de referência quanto os residuais, de resistências e capacidades de carga.

### 4.1 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO

Os resultados da ruptura em compressão uniaxial dos corpos de prova cilíndricos dos três diferentes traços encontram-se na tabela 12. Devido a um resultado com diferencial muito elevado, cerca de 20% abaixo da média dos restantes, com relação aos outros corpos de prova, os resultados da ruptura do CP 1 do traço BIDI 3 foram desconsiderados para o cálculo da média e do desvio-padrão. A curva de crescimento da resistência pela idade, comparativa entre os três traços, pode ser observada na figura 21. Houve um grande crescimento inicial na resistência, conforme o esperado, devido ao uso do cimento CP V – ARI, que tem esta característica de grandes incrementos na capacidade resistente nas primeiras idades.

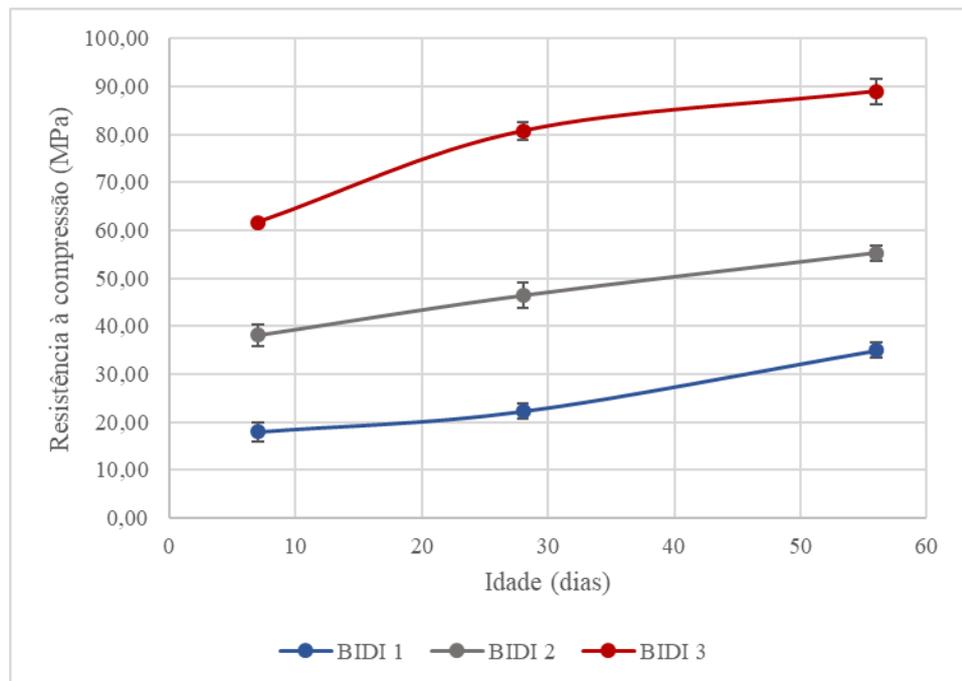
Tabela 12 – Tensões de ruptura dos cilindros

Traço	Corpo de prova	Idade		
		7 dias	28 dias	56 dias
		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
BIDI 1	CP 1	20,95	21,16	36,42
	CP 2	17,44	23,89	34,25
	CP 3	16,68	23,33	33,11
	CP 4	16,93	20,78	36,03
	Média	18,00	22,29	34,95
	Desvio-Padrão	2,0	1,5	1,6
BIDI 2	CP 1	40,55	46,09	56,72
	CP 2	38,20	42,72	53,16
	CP 3	35,14	48,00	56,28
	CP 4	38,50	48,77	55,07
	Média	38,10	46,40	55,31
	Desvio-Padrão	2,2	2,7	1,6
BIDI 3	CP 1	49,66 *	82,70	91,55
	CP 2	61,82	79,26	90,98
	CP 3	61,31	79,20	87,03
	CP 4	61,88	81,62	86,20
	Média	61,67	80,69	88,94
	Desvio-Padrão	0,3	1,7	2,7

\* Valor descartado para o cálculo de média e desvio-padrão.

Fonte: A autora (2018)

Figura 21 – Curvas de crescimento da resistência à compressão inicial



Fonte: A autora (2018)

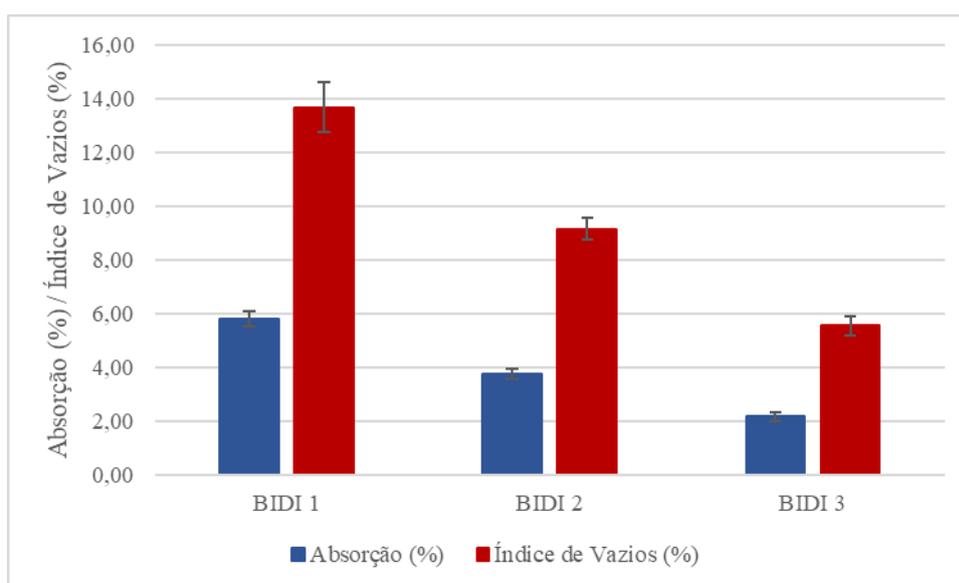
Os resultados do ensaio de massa específica, absorção e índice de vazios encontram-se na tabela 13, sendo que os resultados de absorção e índice de vazios também podem ser observados na figura 22. Houve uma redução de aproximadamente 60%, entre os traços BIDI 1 e BIDI 3, nos resultados de absorção e índice de vazios. O que comprova, como o esperado, que o traço de maior resistência também apresenta, relativamente, um menor volume de poros permeáveis. Percebe-se um aumento de até 10% nos resultados de massa específica seca e saturada entre os traços BIDI 1 e BIDI 3, o que ocorre devido a uma maior compacidade do traço de maior resistência.

Tabela 13 – Massa específica, absorção e índice de vazios

Ensaio		Traço					
		BIDI 1		BIDI 2		BIDI 3	
		Média	Desvio-Padrão	Média	Desvio-Padrão	Média	Desvio-Padrão
Absorção (%)		5,81	0,27	3,78	0,19	2,19	0,17
Índice de Vazios (%)		13,69	0,94	9,17	0,40	5,56	0,37
Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	Seca - $\rho_s$	2353,14	52,69	2426,32	17,15	2545,06	31,29
	Saturada - $\rho_{sat}$	2490,02	62,08	2517,99	13,13	2600,67	27,61
	Real - $\rho_r$	2726,82	90,73	2671,17	7,05	2694,87	22,62

Fonte: A autora (2018)

Figura 22 – Absorção e índice de vazios



Fonte: A autora (2018)

## 4.2 ANÁLISE DE SPALLING

Após a retirada dos pilaretes do forno, estes tinham suas quatro faces avaliadas e registradas por meio de fotografias. Buscou-se fotografar não só o plano geral das faces dos prismas, mas também detalhes de fissuras geradas pelo aquecimento do elemento, alterações na coloração e eventuais pipocamentos que ocorreram. No escopo deste trabalho, a análise dos deslocamentos só considerou o fenômeno de spalling explosivo, conforme caracterizado por (LIMA, 2005).

Os pilaretes do traço BIDI 1 não sofreram com spalling, no entanto, se tornaram extremamente frágeis, perdendo partes de sua seção durante o manuseio dos mesmos. Pode-se perceber que os agregados sofreram alterações na sua coloração, tornando-se rosados. Estes dois fatos podem ser observados na figura 23.

Figura 23 – Detalhe – Perda de seção e coloração rosada



Fonte: A autora (2018)

Apresentado na figura 24, encontra-se o pilarete 1 do traço BIDI 1. Este sofreu perda de seção devido à fragilidade do material após a exposição às altas temperaturas. Além de apresentar fissuração leve em todas as faces, observou-se algumas fissuras maiores próximas às extremidades do prisma, conforme detalhado na figura 25.

Figura 24 – Faces do pilarete BIDI 1 – PF 1 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

Figura 25 – Detalhe - Fissuração



Fonte: A autora (2018)

Na figura 26, pode ser visto o pilarete 2 do traço BIDI 1. Este também apresentou leve fissuração em todas as faces. O mais interessante, no entanto foi a variação na coloração das faces do prisma, que apresentou alguns manchamentos escuros e alguns em tons rosados.

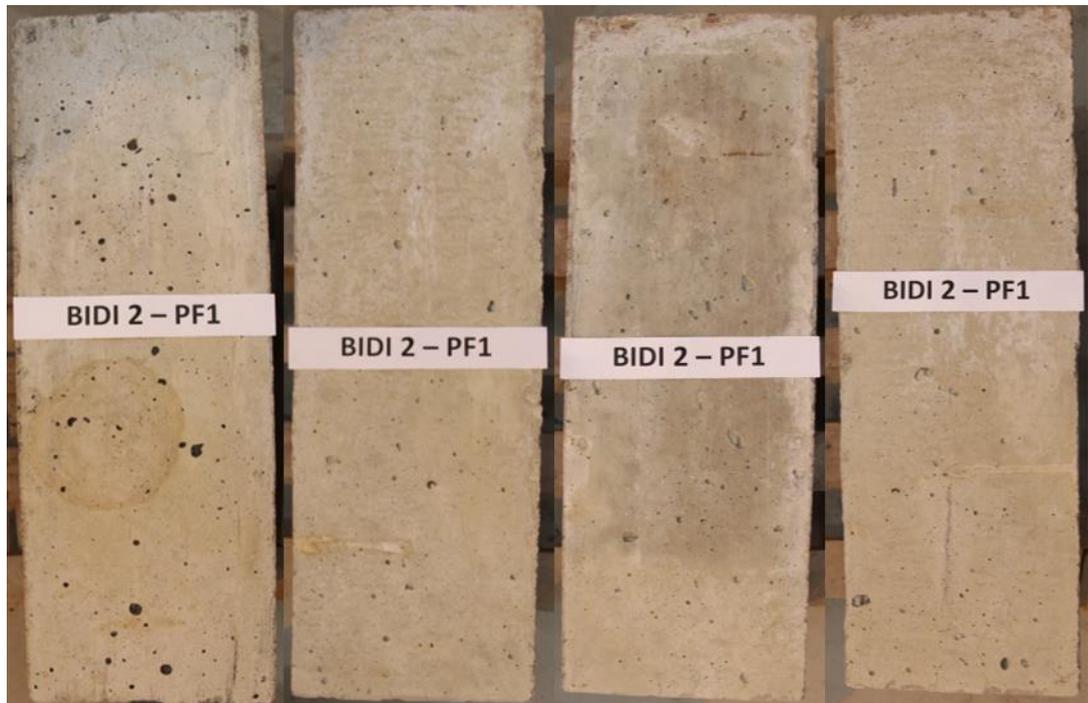
Figura 26 – Faces do pilarete BIDI 1 – PF 2 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

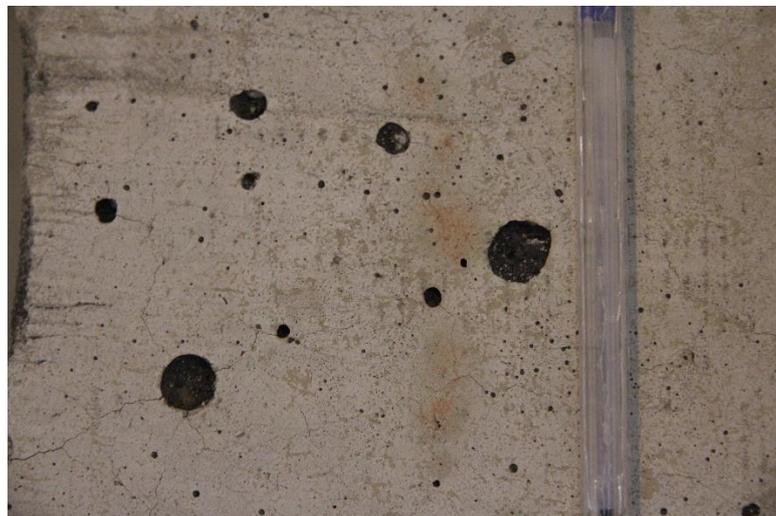
Na figura 27, pode ser visto o pilarete 1 do traço BIDI 2. Este sofreu com alguns pontos de spalling, no qual foram perdidas pequenas quantidades de material. Também podem ser observadas pequenas fissuras e alguns manchamentos. Estas manifestações são evidenciadas nas figuras 28 e 29, que trazem em detalhe alguns trechos do pilarete.

Figura 27 – Faces do pilarete BIDI 2 – PF 1 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

Figura 28 – Evidências de spalling, fissuração e manchamento



Fonte: A autora (2018)

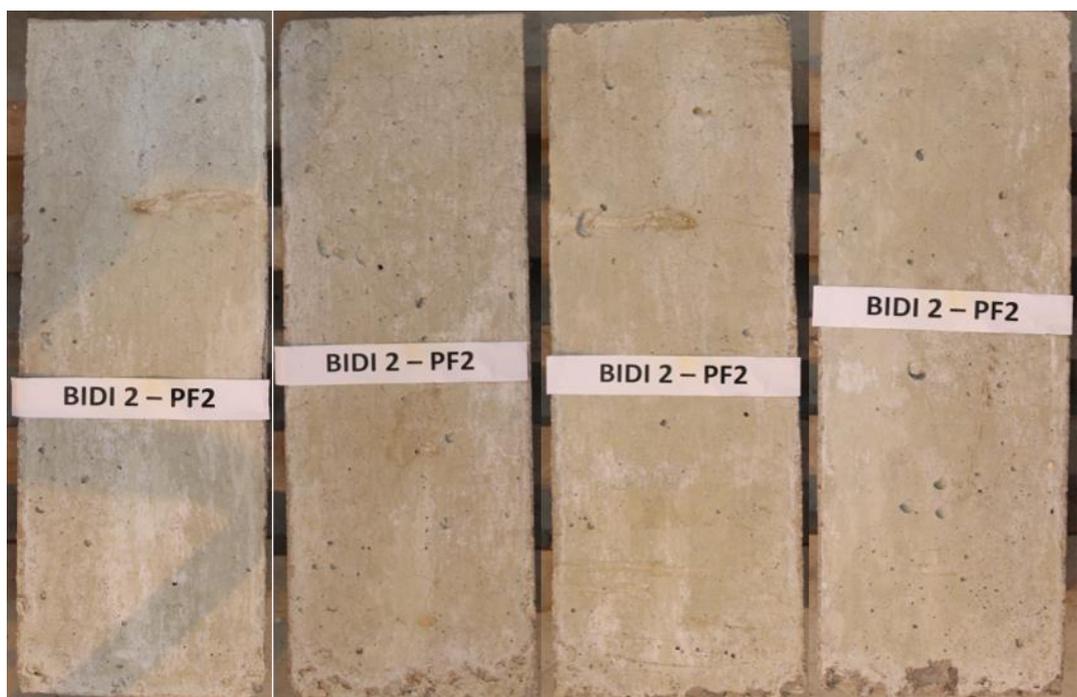
Figura 29 – Manchamento e pontos de spalling



Fonte: A autora (2018)

Na figura 30, pode ser visto o pilarete 2 do traço BIDI 2. Este, de modo semelhante ao outro pilarete executado com o mesmo concreto, sofreu com pontuais deslocamentos e pipocamentos, apresentando também algumas manchas rosadas e avermelhadas e leve fissuração em toda a sua superfície.

Figura 30 – Faces do pilarete BIDI 2 – PF 2 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

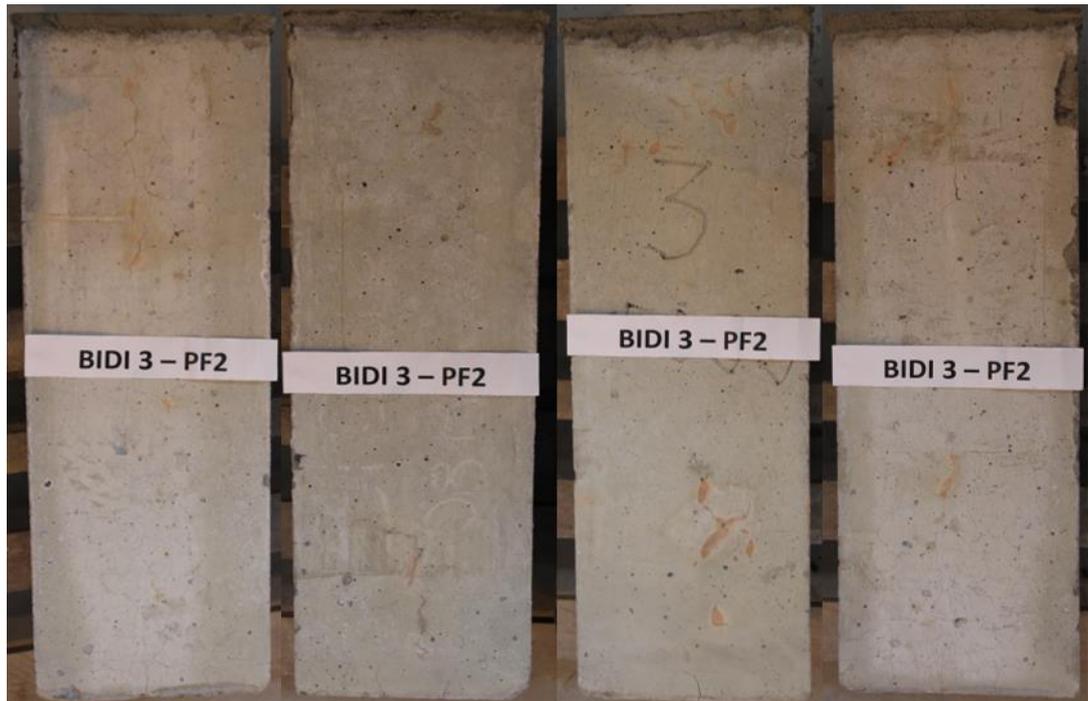
A análise visual dos prismas executados com o concreto de mais alta resistência, comprovou a ausência de grandes deslocamentos ou pipocamentos do concreto. Foram encontradas maiores alterações de tonalidade, com diversos pontos se tornando rosados. As figuras 31 e 32 apresentam as faces dos pilaretes que utilizaram traço BIDI 3.

Figura 31 – Faces do pilarete BIDI 3 – PF 1 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

Figura 32 – Faces do pilarete BIDI 3 – PF 2 pós-exposição



Fonte: A autora (2018)

Nas figuras 33 e 34, observam-se as fissuras, de diferentes aberturas, assim como a alteração da coloração local do concreto e um pequeno deslocamento em uma aresta do prisma.

Figura 33 – Detalhe – Fissuração e alteração da coloração do concreto



Fonte: A autora (2018)

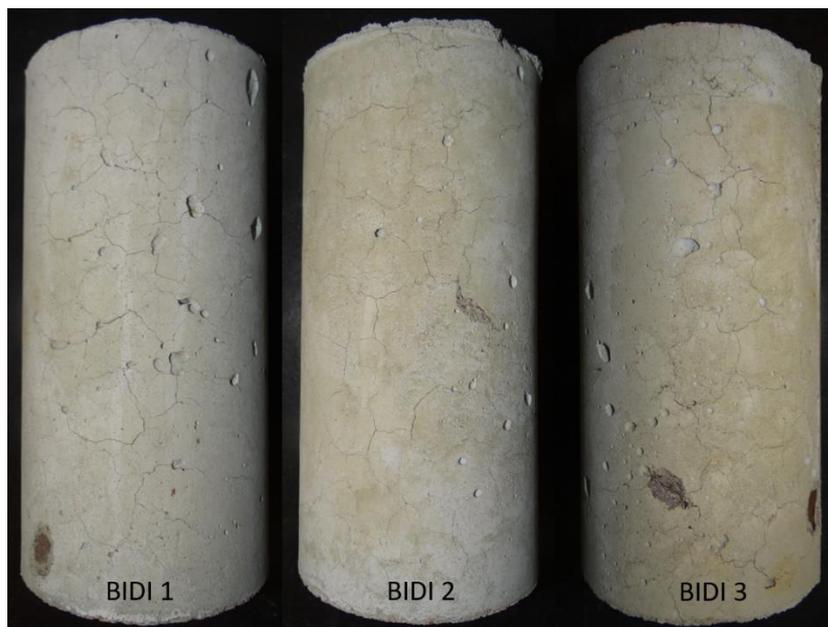
Figura 34 – Detalhe – Pequeno deslocamento



Fonte: A autora (2018)

Devido à ausência de grandes deslocamentos, optou-se por realizar mais um ensaio para avaliar se a umidade era um fator determinante para que houvesse uma perda significativa das seções por spalling. Corpos de prova cilíndricos dos diferentes traços utilizados nesta pesquisa foram mantidos em imersão em água por 5 dias, com o objetivo de saturar os poros permeáveis dos cilindros. Após os 5 dias, estes foram ensaiados às altas temperaturas, conforme descrito no método do trabalho. A análise visual destes corpos de prova após à elevação da temperatura confirmou os resultados que já haviam sido obtidos, pois, mesmo apresentando grandes taxas de umidade, nenhum dos traços apresentou grandes perdas por deslocamentos e pipocamentos, conforme a figura 35.

Figura 35 – Avaliação de spalling em corpos de prova saturados



Fonte: A autora (2018)

### 4.3 ANÁLISES COMPARATIVAS

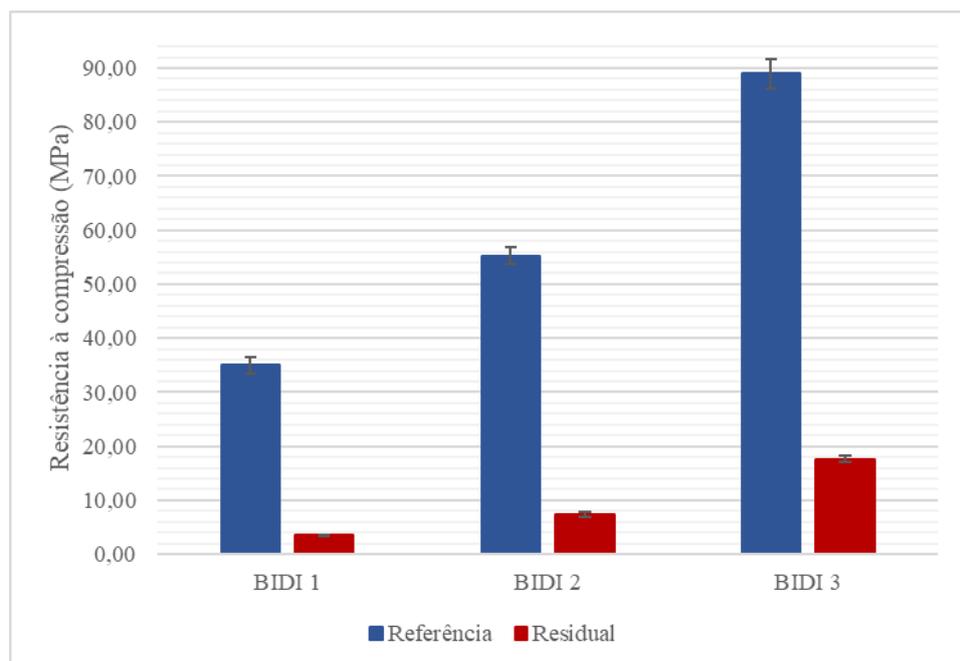
Após o rompimento dos corpos de prova e dos pilaretes de referência, foram realizados os ensaios de compressão uniaxial para os corpos de prova cilíndricos e prismáticos que foram submetidos à situação de incêndio. Foram constatadas perdas de aproximadamente 90% para o traço de menor resistência, enquanto o traço intermediário apresentou uma redução de quase 87% e, o traço de maior resistência, sofreu apenas cerca de 80% de perda de resistência à compressão uniaxial para os corpos de prova cilíndricos. Os valores experimentais de perda de resistência podem ser comparados com o valor do fator de redução da NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), com redução estimada em cerca de 90% para aquecimento até 900°C. Enquanto o traço de menor resistência teve redução aproximada com o esperado conforme a norma, percebeu-se que, quanto mais aumentou-se a resistência dos traços, maior era a discrepância entre o valor obtido experimentalmente e o valor normatizado. Isso pode ser explicado devido ao fato de que a norma brasileira tem em seu escopo apenas concretos do grupo I. Os dados referentes a estes ensaios, que foram executados na idade de 56 dias, encontram-se na tabela 14, podendo ser visualizados também na figura 36.

Tabela 14 – Comparativo de resistência à compressão dos cilindros aos 56 dias

Traço	Corpo de prova	Referência	Residual - Pós-exposição	Perda (%)
		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	
BIDI 1	CP 1	36,42	3,50	90,38
	CP 2	34,25	3,63	89,41
	CP 3	33,11	3,37	89,81
	CP 4	36,03	3,57	90,11
	Média	34,95	3,52	89,93
	Desvio-Padrão	1,55	0,11	0,42
BIDI 2	CP 1	56,72	7,58	86,64
	CP 2	53,16	7,00	86,83
	CP 3	56,28	6,94	87,67
	CP 4	55,07	7,96	85,55
	Média	55,31	7,37	86,67
	Desvio-Padrão	1,59	0,49	0,87
BIDI 3	CP 1	91,55	18,40	79,90
	CP 2	90,98	17,25	81,04
	CP 3	87,03	17,06	80,40
	CP 4	86,20	17,57	79,62
	Média	88,94	17,57	80,24
	Desvio-Padrão	2,71	0,59	0,62

Fonte: A autora (2018)

Figura 36 – Comparativo de resistência à compressão dos cilindros aos 56 dias



Fonte: A autora (2018)

O rompimento dos pilares de referência do traço BIDI 3 não foi possível devido à problemas técnicos com a prensa. O ensaio foi iniciado diversas vezes, no entanto, ao atingir 1658 kN, a prensa não estava mais sendo capaz de aplicar a carga. Para evitar a ausência destes dados e por fim de comparação, foi utilizada a capacidade de carga estimada teoricamente desde pilarete através do dimensionamento pela NBR 6118/2014. Os dados individuais das rupturas, assim como as médias, podem ser avaliados na tabela 15.

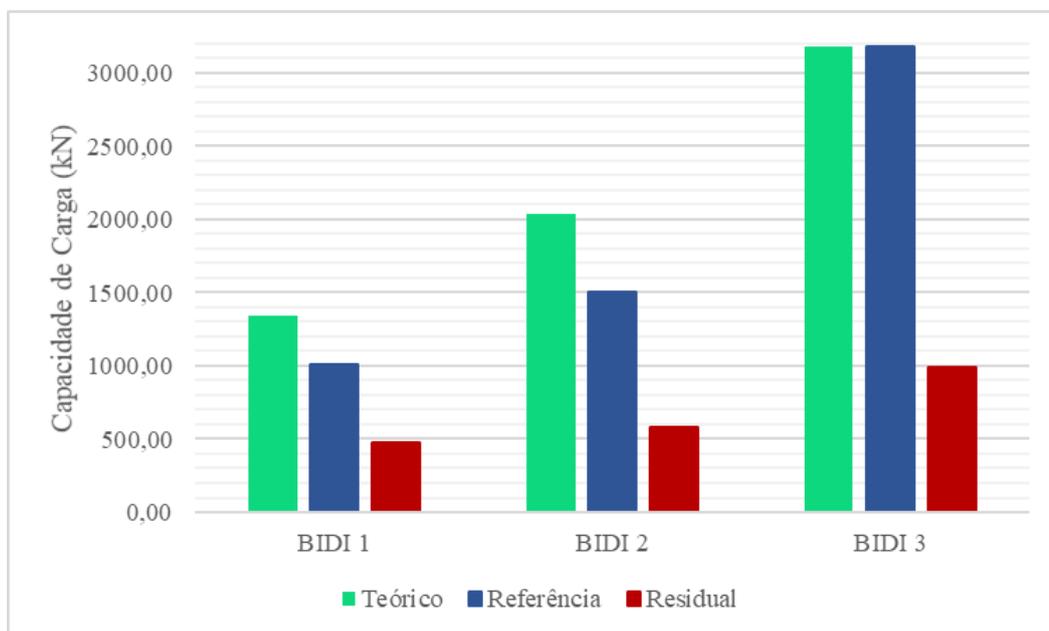
Tabela 15 – Comparativo de capacidade de carga dos prismas aos 56 dias

Traço	Corpo de prova	Referência	Residual - Pós-exposição	Perda (%)
		Força (kN)	Força (kN)	
BIDI 1	P-1	1030	226	78,06
	P-2	987	478,0 **	51,57
Média		1008,5	478,0 **	52,60
BIDI 2	P-1	1559	514	67,03
	P-2	1456	646	55,63
Média		1507,5	580,0	61,53
BIDI 3	P-1	3180,96*	1025	67,78
	P-2	3180,96*	954	70,01
Média		3180,96	989,5	68,89
*Valor estimado				
** Devido à grande variação nos resultados, foi considerada como média o valor potencial de capacidade de carga residual.				

Fonte: A autora (2018)

A perda de capacidade de suporte do prisma de concreto convencional obteve os menores valores, beirando 53% de redução com relação ao referência, enquanto os prismas executados com concreto de intermediária resistência obtiveram aproximadamente 62% de redução. Os pilaretes do traço BIDI 3 apresentaram a maior redução, cerca de 69% de perda na capacidade resistente, no entanto esta foi calculada relativa aos valores teóricos de capacidade de carga dos prismas devido à impossibilidade da ruptura dos corpos de prova. Essa variação pode ser observada na figura 37, juntamente com os valores teóricos para cada traço.

Figura 37 – Comparativo de capacidade de carga dos prismas aos 56 dias



Fonte: A autora (2018)

É importante ressaltar que, devido ao fato de que o rompimento dos pilaretes de referência do traço BIDI 3 não ter sido possível, o valor da capacidade de carga dos mesmos foi estimado, não havendo, então, variação em sua média. E que, devido aos valores com divergência de aproximadamente 50% nas capacidades de carga residuais dos pilaretes ensaiados do traço BIDI 1, foi considerado apenas a capacidade potencial, ou seja, o maior dos valores, para a média.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas através da análise dos resultados apresentada no último capítulo, bem como sugestões para trabalhos futuros, que permitam a continuidade e complementação desta pesquisa.

### 5.1 CONCLUSÕES

Primeiramente, é importante ressaltar que estes resultados não devem ser generalizados. A presente pesquisa apresenta diversas limitações, desde a quantidade de corpos de prova, não permitindo uma análise mais refinada, as dimensões dos pilares, que não refletem as dimensões comumente usadas para este tipo de elemento estrutural (principalmente com relação às suas alturas), até incertezas e falhas durante a execução do mesmo.

Os ensaios executados no decorrer deste trabalho mostraram que concretos de elevada resistência não são fortemente afetados por spalling em situações com aquecimento mais brando. Para esta mesma curva de aquecimento, os resultados também não têm alteração significativa quando variamos a umidade do corpo de prova ou o saturamos. Estas evidências conferem com as hipóteses formuladas por Purkiss (1996), que, conforme mencionado durante a referenciação bibliográfica, afirma que taxas de aquecimento mais brandas tendem a uma menor propensão à ocorrência de spalling pois permite que o vapor d'água busque o equilíbrio termodinâmico, voltando a se condensar no centro da seção. O evento também é mitigado em elementos com seções mais robustas e formados com agregados basálticos (PURKISS, 1996).

Foi observado que, apesar de não sofrer com deslocamentos e pipocamentos, os corpos de prova sofreram extensiva fissuração, possivelmente possibilitando a saída de umidade dos CPs. Também foram percebidas alterações de tonalidade no material, tanto nos agregados quanto na pasta de cimento.

A redução da resistência de compressão foi de aproximadamente 90% para o traço de menor resistência, enquanto o traço intermediário apresentou uma redução de quase 87% e, o traço de maior resistência, sofreu apenas cerca de 80% de perda de resistência à compressão uniaxial para os corpos de prova cilíndricos aos 56 dias. Os valores experimentais de perda de resistência podem ser comparados com o valor do fator de redução da NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), com redução estimada em cerca de 90% para aquecimento até 900°C. Enquanto o traço de menor resistência teve redução

aproximada com o esperado conforme a norma, percebeu-se que, quanto mais aumentou-se a resistência dos traços, maior era a discrepância entre o valor obtido experimentalmente e o valor normatizado. Isso pode ser explicado devido ao fato de que a norma brasileira tem em seu escopo apenas concretos do grupo I. Os valores para os traços BIDI 1 e BIDI 2 estão de acordo com a o coeficiente de redução prevista para a temperatura de 900°C, conforme visto na figura 5, no início deste trabalho. No entanto, não é interessante que este coeficiente seja aplicado a concretos do grupo 2 por apresentar resultado muito conservador.

Para os pilares, a perda de capacidade de suporte do prisma de concreto convencional foi elevada, beirando 78% de redução com relação ao referência, enquanto os prismas executados com concreto de intermediária e alta resistência obtiveram apenas aproximadamente 60% de redução. No entanto, é válido lembrar que a redução calculada para o concreto de alta resistência leva em consideração a capacidade de carga dos corpos de prova de referência, que foram estimadas devido a problemas técnicos na execução do ensaio.

Para as condições ensaiadas, as armaduras, tanto a transversal quanto a longitudinal, não interferiram nos resultados obtidos para spalling e resistência residual. As capacidades de carga dos pilaretes foram afetadas de modo que sofreram perdas de capacidade de suporte de aproximadamente 60 %.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Abaixo, segue lista de sugestões de trabalhos que podem ser desenvolvidos a fim de complementar ou dar continuidade a esta pesquisa:

- a) a utilização de uma maior gama de resistências à compressão do concreto;
- b) a variação da curva de aquecimento à qual os corpos de prova são submetidos;
- c) a utilização de diferentes taxas, bitolas, configurações e tipos de armadura;
- d) a variação da seção, robustez e cobrimento dos elementos;
- e) a variação do tempo de exposição dos elementos às altas temperaturas;
- f) a utilização de diferentes umidades internas no concreto.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, J. M. A. **Comportamento em altas temperaturas e na reidratação de concretos convencional e com cinza de casca de arroz**. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. Rio de Janeiro: 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432 Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro: 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628: Componentes construtivos estruturais — Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953 - Concreto Para Fins Estruturais**. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778 - Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica**. Rio de Janeiro, 2005.
- ASTM INTERNATIONAL. **ASTM E-119 - Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials**. West Conshohocken, PA, 2007.
- BRITEZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2011.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 4422: Glossary of terms associated with fire. The phenomenon of fire**. 1969.
- BUCHANAN, A.H. **Structural design for fire safety**. Chichester: Jhon Wiley & Sons Ltda, 2001.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CONNOLLY, Raymond J. **The spalling of concrete in fires**. Tese (Doutorado em Filosofia) - University of Aston, 1995.

COSTA, Carla N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: IV Seminário Internacional Nutau – Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002.

\_\_\_\_\_; SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. In: XXX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: UnB, 2002.

\_\_\_\_\_; FIGUEIREDO, Antônio D. de; SILVA, Valdir Pignatta e. O Fenômeno do Lascamento ("spalling") nas Estruturas de Concreto Armado Submetidas a Incêndio - Uma Revisão Crítica. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto, 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: Ibracon, 2002.

\_\_\_\_\_; **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire**. 2004.

FARIAS, V. P. **Pilares de concreto armado com armaduras corroídas submetidas a altas temperaturas: capacidade portante pós deterioração**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2015.

INTERNACIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 8421-1: Fire protection -- Vocabulary-- Part 2: Structural fire protection**. 1987.

INTERNACIONAL STANDARD. **ISO 834 - Fire Resistance tests - Elements of building construction - Part 11: Specific requirements for the assessment of fire protection to structural steel elements**. 2014.

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

LIMA, R. C. A. de. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

NUNES, J. L. S. **Análise experimental da influência da técnica de resfriamento, tipo e período de cura em elementos de concreto submetidos a altas temperaturas**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2018.

PANNONI, F.D. **Coletânea técnica do uso do aço** - Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. 3. ed. v. 2. Perfis Gerdau Aços Minas Gerais: São Paulo: 2002.

PHAN, Long T. **Fire Performance of High-Strength Concrete**: A Report of the State-of-the-Art. NISTIR 5934. USDC/BFRL–NIST: Gaithersburg (E.U.A.), Dec. 1996.

PURKISS, John A. **Fire safety engineering design of structures**. Butterworth Heinemann: Oxford, 1996.