

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

Vinícius Pereira Farias

**PILARES DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURAS
CORROÍDAS SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS:
CAPACIDADE PORTANTE PÓS DETERIORAÇÃO**

Porto Alegre
junho 2015

VINÍCIUS PEREIRA FARIAS

**PILARES DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURAS
CORROÍDAS SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS:
CAPACIDADE PORTANTE PÓS DETERIORAÇÃO**

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: Ângela Gaio Graeff

Porto Alegre
junho 2015

VINÍCIUS PEREIRA FARIAS

**PILARES DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURAS
CORROÍDAS SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS:
CAPACIDADE PORTANTE PÓS DETERIORAÇÃO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pelos Coordenadores da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de junho de 2015

Profa. Ângela Gaio Graeff
PhD pela Universidade de Sheffield
Orientadora

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

Prof. Jean Marie Desir
Dr. pela COPPE/UFRJ
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ângela Gaio Graeff (UFRGS)
PhD pela Universidade de Sheffield

MSc. Morgane Bigolin (UFRGS)
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Vanessa Fátima Pasa Dutra (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família, que sempre me apoiou e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação esteve ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha orientadora a Prof^a Ângela Gaio Graeff pelo interesse e dedicação a este trabalho, pelas valiosas sugestões e conselhos, pelo apoio com os ensaios e pela disponibilidade de responder às dúvidas e questionamentos.

Agradeço a ArcelorMittal, em especial a Margarete Cerutti Lizardo, pela doação do aço utilizado na pesquisa.

Agradeço ao Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais e a toda sua equipe, em especial aos técnicos do laboratório, senhor Edgar e senhor Fontes durante a realização de todos os ensaios e pela disponibilidade.

Agradeço aos bolsistas do LEME pelo enorme apoio nas etapas experimentais da pesquisa, em especial ao Vinícius Silveira Marques, ao Michael Parisotto, a Rafaela Andrade, a Nathalie Scheidt e ao Mathias Perondi.

Agradeço a minha família e aos meus amigos, por sempre terem acreditado em mim, por sempre terem me dado todo apoio e principalmente por terem me encorajado a continuar mesmo nos momentos de maior dificuldade.

Você nunca sabe que resultados virão da sua ação. Mas se
você não fizer nada, não existirão resultados.

Mahatma Gandhi

RESUMO

A corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado ocasiona inúmeros prejuízos financeiros e, por vezes, também humanos à sociedade. Estes podem ser desde problemas estéticos em fachadas de edificações, até problemas relacionados à estabilidade das estruturas. Do mesmo modo que estruturas de concreto armado estão sujeitas à degradações como a descrita acima, as mesmas também estão propensas à situações de altas temperaturas, como no caso de um incêndio. A ocorrência de uma situação de degradação, por si só, já pode ser considerada um fato crítico às estruturas. A superposição destes eventos, por sua vez, pode reduzir substancialmente a resistência dos elementos estruturais, podendo levar as edificações ao colapso. Neste sentido, este trabalho procura verificar em qual situação de sinergia dos processos de deterioração se têm a menor capacidade portante de elementos estruturais de concreto armado do tipo pilares. Para tanto, pilares foram moldados e submetidos à corrosão de suas armaduras e posteriormente a altas temperaturas, sendo que alguns pilares que foram submetidos ao processo de aceleração da corrosão foram também reparados. O procedimento utilizado para acelerar a corrosão das armaduras foi o ensaio Corrosão Acelerada por Imersão Modificada (CAIM), que utiliza uma solução de cloretos aliada a uma aplicação de uma diferença de potencial, induzindo assim a corrosão nas barras de aço. Para a exposição dos elementos estruturais a altas temperaturas, foi utilizado um forno industrial com alta capacidade para simulação de incêndio, no qual foi aplicada uma temperatura similar às existentes em incêndios reais. No total foram moldados seis pilares, sendo um de referência, o qual não foi submetido à corrosão e altas temperaturas, um submetido à corrosão, um submetido à corrosão e ao reparo de suas armaduras e cobrimento, um submetido a altas temperaturas, outro submetido à corrosão e a altas temperaturas, e um último submetido à corrosão, reparo de suas armaduras e cobrimento e a altas temperaturas. Após a degradação dos pilares, estes então foram rompidos à compressão, com objetivo de verificação de suas capacidades de carga, e os resultados foram comparados entre si. Os resultados mostram uma redução drástica das capacidades portantes para os elementos que foram expostos a altas temperaturas em especial a amostra que sofreu também corrosão em suas armaduras em comparação com os elementos que não passaram pela simulação de incêndio.

Palavras-chave: Corrosão de Armaduras. Concreto Armado em Altas Temperaturas.
Recuperação de Estruturas Corroídas.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa..... | 22 |
| Figura 2 – Identificação dos tipos de corrosão..... | 26 |
| Figura 3 – Esquema da corrosão por pite..... | 27 |
| Figura 4 – Efeito pilha..... | 28 |
| Figura 5 – Regiões anódicas e regiões catódicas..... | 28 |
| Figura 6 – Modelo de vida útil proposto por Tuutti..... | 30 |
| Figura 7 – Processo de carbonatação..... | 33 |
| Figura 8 – Perfil de concentração de cloretos ao longo do revestimento..... | 35 |
| Figura 9 – Fissuração e destacamento do concreto devido a corrosão de armaduras..... | 36 |
| Figura 10 – Curva temperatura-tempo para incêndios naturais..... | 44 |
| Figura 11 – Curva temperatura-tempo para incêndio padrão..... | 45 |
| Figura 12 – Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura ϕ | 50 |
| Figura 13 – Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura ϕ | 51 |
| Figura 14 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura ϕ | 52 |
| Figura 15 – Alteração na resistência e coloração do concreto..... | 53 |
| Figura 16 – Detalhamento da armadura..... | 59 |
| Figura 17 – Posicionamento dos estribos..... | 60 |
| Figura 18 – Fixação dos estribos nas barras longitudinais..... | 61 |
| Figura 19 – Armadura de um dos pilares finalizada..... | 61 |
| Figura 20 – Fios de cobre sobre as barras..... | 62 |
| Figura 21 – Conjunto de fôrmas para concretagem..... | 63 |
| Figura 22 – Materiais e equipamento utilizado..... | 64 |
| Figura 23 – Armaduras com espaçadores laterais..... | 65 |
| Figura 24 – Concretagem da 1ª e 2ª etapas finalizada, respectivamente..... | 65 |
| Figura 25 – Fontes de alimentação utilizada na 1ª e 2ª etapas, respectivamente..... | 68 |
| Figura 26 – Esquema de ligação dos pilares com a fonte de alimentação da 1ª etapa de ensaio..... | 68 |
| Figura 27 – Configuração geral das ligações do CAIM da 1ª e 2ª etapas, respectivamente..... | 69 |
| Figura 28 – Primeiro pilar corroído da 1ª etapa do ensaio..... | 70 |
| Figura 29 – Segundo pilar corroído da 1ª etapa do ensaio..... | 70 |
| Figura 30 – Terceiro pilar corroído da 1ª etapa do ensaio..... | 70 |

| | |
|--|----|
| Figura 31 – Pilar corroído da 2ª etapa do ensaio..... | 71 |
| Figura 32 – Remoção do concreto deteriorado..... | 72 |
| Figura 33 – Limpeza das barras corroídas..... | 72 |
| Figura 34 – Pintura das barras corroídas com primer epóxi..... | 73 |
| Figura 35 – Materiais utilizados para a argamassa de reparo..... | 74 |
| Figura 36 – Argamassa pronta para ser utilizada..... | 74 |
| Figura 37 – Disposição dos pilares nas fôrmas para os trabalhos de reparo..... | 75 |
| Figura 38 – Lançamento da argamassa de reparo..... | 76 |
| Figura 39 – Pilares reparados e cps de argamassa em processo de cura úmida..... | 76 |
| Figura 40 – Forno elétrico utilizado para aquecimento dos pilares e cps..... | 77 |
| Figura 41 – Pilar e cps no interior do forno..... | 78 |
| Figura 42 – Curva de incêndio padrão <i>versus</i> curva do forno utilizado..... | 78 |
| Figura 43 – Pilar após ensaio de altas temperaturas..... | 79 |
| Figura 44 – Ruptura de um dos pilares de concreto armado..... | 81 |
| Figura 45 – Ruptura de um dos cps de concreto..... | 81 |
| Figura 46 – Ruptura de um dos cps de argamassa..... | 82 |
| Figura 47 – Ensaio de módulo de elasticidade..... | 83 |
| Figura 48 – Resistência do concreto da 2ª concretagem no decorrer do tempo..... | 85 |
| Figura 49 – Ruptura do pilar P1..... | 88 |
| Figura 50 – Redução da capacidade portante dos pilares..... | 89 |
| Figura 51 – Manchas avermelhadas e <i>spalling</i> superficial do pilar P4..... | 91 |
| Figura 52 – Aspecto interno do pilar P5 após ruptura..... | 91 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 1 – Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto..... | 32 |
| Quadro 2 –Correspondência entre classes de agressividade ambiental e espessura do cobrimento nominal do concreto..... | 32 |
| Quadro 3 – Transformações na pasta de cimento devido ao aquecimento..... | 47 |
| Quadro 4 – Pilares estudados e seus respectivos graus de conservação..... | 55 |

LISTAS DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 – Características físicas do cimento utilizado..... | 56 |
| Tabela 2 – Características granulométricas da areia..... | 57 |
| Tabela 3 – Características granulométricas da brita..... | 57 |
| Tabela 4 – Composição química da sílica ativa..... | 58 |
| Tabela 5 – Características físicas da sílica ativa..... | 58 |
| Tabela 6 – Quantidade de concreto utilizado..... | 63 |
| Tabela 7 – Quantidade de insumos utilizados..... | 64 |
| Tabela 8 – Volume e massa de argamassa de recuperação estimados..... | 73 |
| Tabela 9 – Dosagem da argamassa..... | 73 |
| Tabela 10 – Resistência à compressão do concreto da 1ª concretagem..... | 84 |
| Tabela 11 – Resistência à compressão do concreto da 2ª concretagem..... | 84 |
| Tabela 12 – Resistência à compressão residual do concreto da 2ª concretagem após simulação de incêndio..... | 85 |
| Tabela 13 – Módulo de elasticidade do concreto..... | 86 |
| Tabela 14 – Resistência à compressão da argamassa de reparo..... | 86 |
| Tabela 15 – Capacidade de carga dos pilares..... | 87 |

LISTA DE SIGLAS

ACI – *American Concrete Institute*

CA – Concreto Armado

CAIM – Corrosão Acelerada por Imersão Modificada

CP – Concreto Protendido

ISO – *International Standardization for Organization*

LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

NBR – Norma Brasileira

pH – Potencial de Hidrogênio

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UR – Umidade Relativa

LISTA DE FÓRMULAS QUÍMICAS

CO_2 – Dióxido de Carbono

$\text{Ca}(\text{OH})_2$ – Hidróxido de Calcio

SO_2 – Dióxido de Enxofre

H_2S – Ácido Sulfídrico

CaCO_3 – Carbonato de Calcio

C-S-H – Silicato de Calcio Hidratado

CaO – Óxido de Calcio

LISTA DE SÍMBOLOS

T – temperatura dos gases no instante t (Celsius)

T_0 – temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (Celsius)

t – tempo (minutos)

$f_{c,\phi}$ – resistência característica do concreto na temperatura ϕ (MPa)

$K_{c,\phi}$ – fator de redução da resistência do concreto na temperatura ϕ (-)

f_{ck} – resistência característica do concreto à temperatura ambiente (MPa)

$E_{ci,\phi}$ – módulo de elasticidade do concreto na temperatura ϕ (GPa)

$K_{ce,\phi}$ – fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura ϕ (-)

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente (GPa)

$f_{yk,\phi}$ – resistência característica do aço à temperatura ϕ (MPa)

$K_{s,\phi}$ – fator de redução da resistência do aço em função da temperatura ϕ (-)

f_{yk} – resistência característica do aço à temperatura ambiente (MPa)

$E_{s,\phi}$ – módulo de elasticidade do aço na temperatura ϕ (GPa)

$K_{se,\phi}$ – fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura ϕ (-)

E_s – módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (GPa)

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1 INTRODUÇÃO | 17 |
| 2 DIRETRIZES DA PESQUISA | 19 |
| 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA | 19 |
| 2.2 OBJETIVO DA PESQUISA | 19 |
| 2.3 HIPÓTESE | 19 |
| 2.4 PRESSUPOSTO | 19 |
| 2.5 PREMISSA | 20 |
| 2.6 DELIMITAÇÕES | 20 |
| 2.7 LIMITAÇÕES | 20 |
| 2.8 DELINEAMENTO | 20 |
| 3 CORROSÃO DA ARMADURA NO CONCRETO ARMADO | 24 |
| 3.1 CONCEITOS BÁSICOS | 24 |
| 3.2 A CORROSÃO DAS ARMADURAS | 25 |
| 3.2.1 Classificação do processo de corrosão | 26 |
| 3.2.2 Corrosão eletroquímica | 27 |
| 3.2.3 Proteção física e química do aço | 30 |
| 3.2.4 Corrosão por carbonatação | 32 |
| 3.2.5 Corrosão por ataque de cloretos | 34 |
| 3.3 EFEITOS DA CORROSÃO NO DESEMPENHO ESTRUTURAL | 35 |
| 3.3.1 Desenvolvimento de tensões de tração e fissuração | 36 |
| 3.3.2 Redução da área de seção transversal das barras | 37 |
| 3.3.3 Aderência entre aço e concreto | 37 |
| 4 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO | 39 |
| 4.1 ORIGEM E DINÂMICA DOS INCÊNDIOS | 39 |
| 4.1.1 O desenvolvimento do incêndio | 40 |
| 4.1.2 Mecanismos de transferência de calor | 41 |
| 4.1.3 Impactos dos incêndios em estruturas de concreto | 41 |
| 4.1.4 Tempo requerido de resistência ao fogo | 43 |
| 4.1.5 Curvas de incêndio | 43 |
| 4.2 COMPORTAMENTO DOS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO EM ALTAS TEMPERATURAS | 46 |
| 4.2.1 Efeito da ação térmica na pasta de cimento Portland | 46 |
| 4.2.2 Efeito da ação térmica nos agregados | 48 |

| | |
|--|----|
| 4.2.3 Efeito da ação térmica no aço | 48 |
| 4.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURAS | 49 |
| 4.3.1 Concreto | 49 |
| 4.3.1.1 Resistência à compressão | 49 |
| 4.3.1.2 Módulo de elasticidade | 50 |
| 4.3.2 Aço | 50 |
| 4.3.2.1 Resistência ao escoamento..... | 50 |
| 4.3.2.2 Módulo de elasticidade | 51 |
| 4.4 EFEITOS MACROESTRUTURAIS DA EXPOSIÇÃO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS | 52 |
| 4.5 SPALLING NO CONCRETO | 54 |
| 5 PROGRAMA EXPERIMENTAL | 55 |
| 5.1 PLANO EXPERIMENTAL | 55 |
| 5.2 MATERIAIS | 56 |
| 5.2.1 Cimento | 56 |
| 5.2.2 Agregado miúdo | 56 |
| 5.2.3 Agregado graúdo | 57 |
| 5.2.4 Sílica ativa | 57 |
| 5.3 MONTAGEM DAS ARMADURAS | 58 |
| 5.4 CONCRETAGEM | 62 |
| 5.5 ACELERAÇÃO DA CORROSÃO | 66 |
| 5.6 RECUPERAÇÃO DOS PILARES | 71 |
| 5.7 EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS | 77 |
| 5.8 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE | 80 |
| 6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS | 84 |
| 6.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO | 84 |
| 6.2 ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO | 86 |
| 6.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA DE REPARO | 86 |
| 6.4 CAPACIDADE DE CARGA DOS PILARES PÓS DETERIORAÇÃO..... | 87 |
| 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 92 |
| 7.1 CONCLUSÕES | 92 |
| 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 94 |

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é a técnica mais utilizada em todo mundo para a construção de estruturas na Engenharia Civil. Esta solução surgiu da necessidade de mesclar a elevada resistência à compressão e durabilidade do concreto com a característica principal do aço, que é a elevada resistência à tração. O resultado é um sistema que tem como vantagem poder assumir várias formas com rapidez e facilidade, além de proporcionar ao aço proteção contra a corrosão.

Além disso, o concreto armado era considerado, quando da sua concepção inicial, como um material que teria boa durabilidade e uma vida útil elevada, praticamente dispensando reparos. Com o passar dos anos e com a intensificação de seu uso, todavia, começaram a serem observados diversos processos de deterioração, que resultaram nos casos mais críticos, em severos comprometimentos de desempenho ou falhas prematuras. Dentre as manifestações patológicas que mais transtornos e prejuízos causam às estruturas, destaca-se a corrosão de armaduras, por sua elevada incidência e potencial de dano.

A corrosão de armaduras modifica alguns parâmetros básicos utilizados no dimensionamento estrutural, gerando efeitos deletérios consideráveis nas estruturas, como a redução da seção transversal das barras de aço e a diminuição da aderência entre as barras de armadura e o concreto. Esses efeitos negativos podem gerar, nos casos mais críticos, problemas de instabilidade nas estruturas, exigindo técnicas de reparo, reforço e recuperação para estabilizá-las. Estes serviços podem causar um enorme impacto econômico no processo de reabilitação da estrutura degradada.

Tradicionalmente, admite-se que o concreto armado é um sistema resistente ao fogo por ser incombustível, possuir baixa condutividade térmica e não exalar gases tóxicos quando submetido a incêndios. Diferentemente do aço, o concreto é capaz de manter resistência suficiente a altas temperaturas, por períodos relativamente longos, permitindo assim operações de resgate pelo reduzido risco de colapso estrutural. Em altas temperaturas, a heterogeneidade do concreto armado é realçada, pois ocorrem dilatações térmicas diferenciais nos seus componentes, ocasionando reduções progressivas de resistência e rigidez em função da temperatura elevada. Incêndios são incidentes extremamente importantes na vida das

edificações e das comunidades humanas, visto que as possíveis consequências de um sinistro envolvem, entre outros fatores, perdas humanas e materiais.

Embora a ocorrência de incêndios seja uma raridade, estruturas de concreto armado com armaduras corroídas expostas à degradação térmica devido à exposição a altas temperaturas são situações que podem ocorrer conjuntamente. O efeito destas situações poderá causar severas modificações nas propriedades mecânicas dos materiais envolvidos, ocasionando forte impacto negativo na resistência global das construções.

Sendo assim, este trabalho tem como objetivo analisar e verificar a capacidade de carga de um pilar quando este apresenta armaduras corroídas, em comparação a um pilar no qual suas armaduras estão em perfeito estado de conservação (pilar de referência) e um pilar com armaduras corroídas que sofreu um processo de reparo, todos estes sendo expostos a altas temperaturas. Também será analisada e comparada com os pilares submetidos a altas temperaturas, a capacidade de carga de um pilar de referência, de outro com armaduras corroídas e de um com armaduras corroídas que sofreu um processo de reparo, sendo que estes pilares não serão expostos a altas temperaturas.

A estrutura do trabalho está dividida em sete capítulos. O presente capítulo apresenta uma breve introdução e contextualização do tema. O segundo capítulo apresenta as diretrizes de pesquisa, ou seja, a questão de pesquisa, os objetivos, a hipótese, o pressuposto, a premissa, as delimitações, as limitações e o delineamento da pesquisa. O terceiro e quarto capítulos apresentam, respectivamente, uma revisão bibliográfica acerca dos conceitos relativos à corrosão de armaduras e do concreto armado submetido a altas temperaturas. O quinto capítulo apresenta o programa experimental desenvolvido em laboratório, descrevendo todas as etapas e ensaios para obtenção dos objetivos desta pesquisa. O sexto e sétimo capítulos apresentam, respectivamente, os resultados e análises dos ensaios e as conclusões obtidas do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a sinergia entre os efeitos de corrosão e altas temperaturas em pilares de concreto armado implica em uma perda na capacidade estrutural em comparação com pilares submetidos apenas a um destes processos deteriorativos?

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O objetivo deste trabalho é a quantificação experimental da carga de ruptura à compressão de pilares de concreto armado com armaduras corroídas e com armaduras corroídas que sofreram processo de reparo, submetidos ou não, a altas temperaturas, em comparação a um pilar com armaduras em perfeito estado de conservação.

2.3 HIPÓTESE

Tem-se como hipótese do trabalho que a menor carga de ruptura será obtida no pilar que apresenta armaduras corroídas e que foi submetido a altas temperaturas.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem como pressuposto as seguintes recomendações:

- a) da NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, relativas ao dimensionamento e detalhamento de pilares de concreto armado; e
- b) o modelo proposto por Graeff (2007, p. 54-62), para determinar o tempo de ensaio necessário para atingir 10% da perda de massa das barras da armadura, através do CAIM, é válido.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que o rompimento causado pelos efeitos em **conjunto** de pilares com armaduras corroídas expostos a altas temperaturas pode ser acelerado frente à consideração desses efeitos agindo **separadamente**, aumentando a possibilidade de falha em um menor período de tempo.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise de ensaios de resistência à compressão em seis pilares com diferentes processos de deterioração (corrosão e altas temperaturas) e sinergia destes processos.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) foi moldado apenas um pilar para cada situação de análise;
- b) a resistência característica do concreto testado se restringiu apenas ao valor de 25 MPa;
- c) a corrosão das armaduras nos elementos estruturais foi acelerada em laboratório através e somente do ensaio CAIM;
- d) foi utilizada apenas uma forma de recuperação nos pilares: nas armaduras que sofreram corrosão acelerada foi aplicado metal de sacrifício (ânodo) rico em zinco, e a argamassa de reparo empregada foi composta por cimento, areia, brita e adição de sílica ativa;
- e) a simulação do incêndio se realizou em forno elétrico específico para este tipo de ensaio, na qual a temperatura máxima aplicada foi de $900^{\circ}\text{C} \pm 5\%$ por no máximo duas horas.

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) elaboração do plano experimental;
- c) moldagem dos pilares;

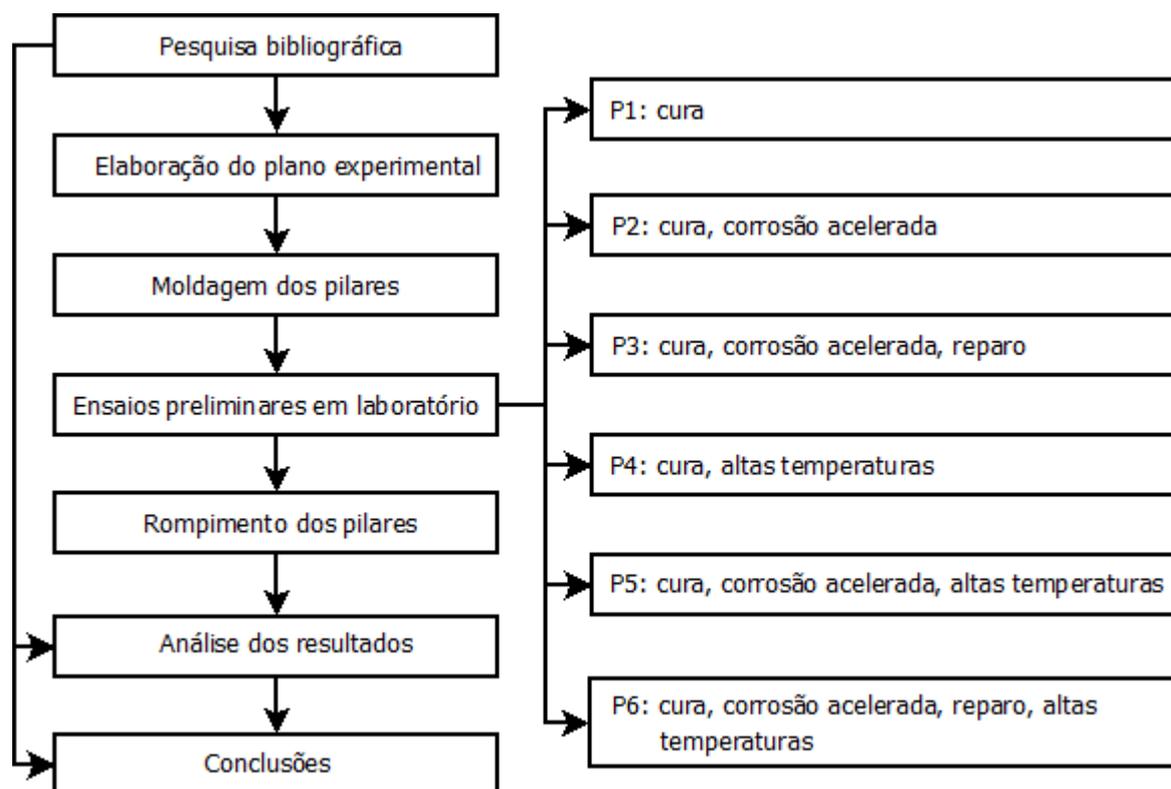
- d) ensaios preliminares em laboratório;
- e) rompimento dos pilares;
- f) análise dos resultados;
- g) conclusões.

Primeiramente foi realizada a **pesquisa bibliográfica**, na qual se buscou aprofundamento dos temas escolhidos para a realização do trabalho. Para tanto, foi feito o uso de normas e bibliografia técnica, tais como livros, artigos científicos, teses e dissertações. Esta etapa se desenvolveu ao longo de todo o trabalho, porém de forma mais intensa nos meses iniciais.

Posteriormente, na etapa **elaboração do plano experimental**, foram definidos os detalhes dos ensaios laboratoriais. Nesta etapa determinou-se o número de pilares baseado nas situações de análise testadas, assim como determinados os demais parâmetros para a realização da pesquisa, como o tipo de corrosão acelerada aplicada nos pilares, o tipo de reparo nas armaduras, e a temperatura do forno elétrico aplicada nos elementos estruturais. Foram definidos, então, seis situações de análises, ou seja, foram executados seis pilares, no qual cada um destes foi submetido a processos de deterioração capazes de influenciar sua capacidade de carga.

Definido o plano experimental se iniciou a **moldagem dos pilares**, com a montagem das armaduras e formas, e logo após foi realizada a concretagem dos elementos. Esses procedimentos foram realizados no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

Na etapa de **ensaios preliminares em laboratório**, foram realizados os ensaios que caracterizaram as situações de análises definidas na etapa de elaboração do plano experimental. Foi realizada, então, uma série de procedimentos e ensaios nos seis elementos estruturais, descritos como seguem:

- a) pilar P1 (pilar de referência): ocorreu apenas a cura do concreto;
- b) pilar P2: depois de realizada a cura, foi aplicada a corrosão acelerada, no qual o pilar ficou imerso por um mês em solução de cloretos com aplicação de uma diferença de potencial;
- c) pilar P3: depois de realizada a cura e submetido ao ensaio de corrosão acelerada, foi realizado o reparo das armaduras corroídas, no qual foi retirado o concreto de cobrimento, limpeza e aplicação do metal de sacrifício sobre a superfície do aço corroído e posterior preenchimento do cobrimento de concreto com argamassa com adição de sílica ativa;
- d) pilar P4: depois de realizada a cura, foi simulada uma situação de incêndio através de altas temperaturas, ensaio este que foi realizado em forno específico para simulação de incêndio;
- e) pilar P5: passou pelos mesmos procedimentos que o pilar P2 e logo após foi simulada uma situação de incêndio;

f) pilar P6: passou pelos mesmos procedimentos que o pilar P3 e logo após foi simulada uma situação de incêndio.

Posteriormente à realização de todos os ensaios preliminares, foram **rompidos os pilares** através de ensaio de resistência à compressão. A penúltima etapa corresponde a uma **análise e comparação dos resultados** que foram obtidos, relacionando as cargas de ruptura com os tipos de degradação ou não, que foram submetidos os pilares. Na última etapa, com os dados da etapa anterior, se buscou identificar então em que situação de degradação é obtida a menor carga de ruptura dos pilares, em comparação com o pilar de referência, concluindo assim a pesquisa.

3 CORROSÃO DA ARMADURA NO CONCRETO ARMADO

Este capítulo apresenta os principais conceitos de corrosão de armaduras, onde primeiramente serão apresentados conceitos teóricos referentes à durabilidade e vida útil de estruturas. Posteriormente, serão definidas as formas de corrosão em armaduras, o processo de corrosão eletroquímica, a proteção física e proteção química existentes e a corrosão por carbonatação e por ataque de cloretos. Por fim, serão descritos os efeitos da corrosão no desempenho estrutural de estruturas de concreto armado.

3.1 CONCEITOS BÁSICOS

A visão dominante, desde os primeiros anos do século XX até algumas décadas atrás, era de que os elementos construídos em concreto armado não necessitavam de manutenção, pois se acreditava que estas estruturas eram perenes, insolúveis e eternas. Deve-se a este motivo o fato de muitas obras existentes não se enquadrarem com as disposições normativas atuais quanto à tentativa de prolongar ou garantir a vida útil das edificações, pois seus projetos e execuções foram concebidos de acordo com as normas mais tradicionais, onde o objetivo principal era apenas garantir a adequada resistência mecânica requerida de projeto (GRAEFF, 2007, p. 10-11).

O surgimento de várias manifestações patológicas, detectadas com a intensificação do uso do concreto armado durante as décadas, ocasionou uma análise crítica da visão preponderante da época, tendo como consequência o surgimento de conceitos de durabilidade e vida útil. Os conceitos de vida útil e durabilidade estão intimamente associados e apesar do esforço da comunidade científica em introduzir essas definições, somente nos últimos anos estes conceitos passaram a ser incorporados nas normalizações (GRAEFF, 2007, p. 10).

Segundo o *ACI Committe 201* (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1991, p. 2) durabilidade é a capacidade do concreto de cimento Portland de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. O concreto é considerado durável quando exposto ao seu meio ambiente, mantém a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização.

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 13-15) durabilidade é a capacidade que a estrutura tem de resistir às cargas ambientais impostas, que são previstas e definidas na etapa de elaboração dos projetos. A Norma Brasileira ainda acrescenta como requisitos de durabilidade, que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que quando solicitadas de acordo com as cargas ambientais previstas, conservem suas segurança e estabilidade em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Para vida útil a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 15) a define como o período de tempo onde se mantêm as características das estruturas de concreto, sem reparos significativos, desde que atendidos requisitos de uso e manutenção adequados, bem como da execução de reparos decorrentes de danos acidentais. Mehta e Monteiro (1994, p. 120) consideram que o material atinge o final da sua vida útil quando suas propriedades, sob condições ambientais e de utilização específicas da obra analisada, se degradam a tal ponto que seu uso é considerado inseguro ou que resultará em prejuízos financeiros.

Dentre os diversos processos de deterioração que podem impactar negativamente no desempenho das estruturas, diminuindo a durabilidade e conseqüentemente a vida útil das mesmas, destaca-se a corrosão de armaduras. A corrosão é uma das manifestações patológicas mais comuns em obras civis e de alto potencial deletério, que causam inúmeros problemas não apenas de ordem econômica, mas também implica negativamente na segurança estrutural das construções.

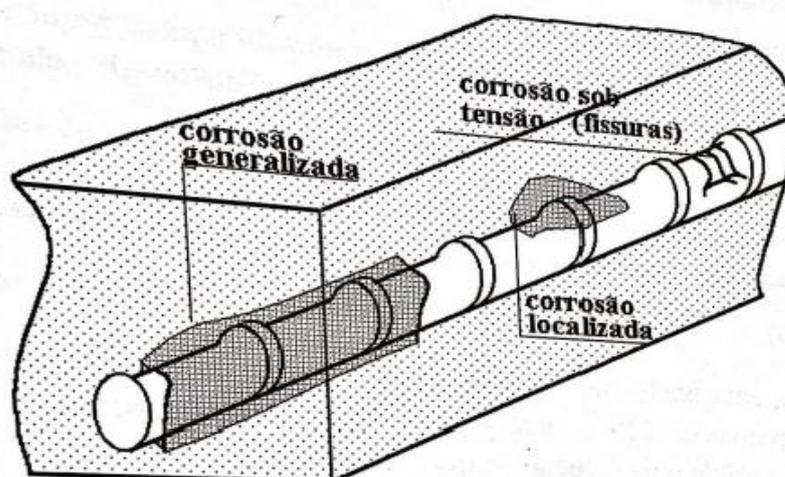
3.2 A CORROSÃO DAS ARMADURAS

A corrosão pode ser entendida como a interação destrutiva ou a interação que resulta na inutilização de um material com o ambiente, seja por reação química, ou por eletroquímica. No caso do metal (neste caso, o aço), ele é convertido a um estado não metálico, cuja consequência é a perda de suas qualidades essenciais tais como resistência mecânica, elasticidade e ductilidade (RAMANATHAN, [198-], p. 17). O processo corrosivo em armaduras geralmente ocorre em ambientes úmidos, mais especificadamente em ambientes com umidade relativa do ar em torno de 60%, ou na presença de água, sendo denominados de corrosão úmida ou em meio aquoso (HELENE, 1986, p. 2).

3.2.1 Classificação do processo de corrosão

De acordo com Souza e Ripper (1998, p. 66), existem diversas formas de mecanismos de corrosão em armaduras, onde cada tipo específico de corrosão depende diretamente da forma como aconteceu o ataque de agentes agressivos à estrutura. A figura 2 ilustra os tipos de corrosão do aço no concreto, onde, de uma forma geral, os casos mais comuns são a corrosão generalizada (uniforme) e a localizada.

Figura 2 – Identificação dos tipos de corrosão



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 66)

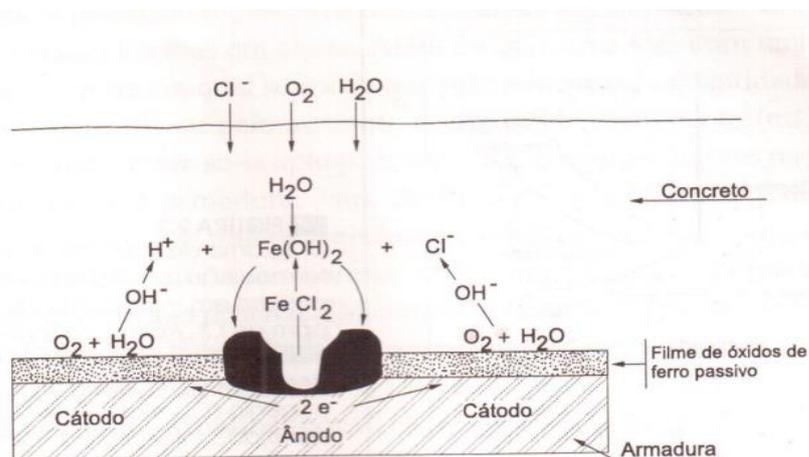
A corrosão generalizada ocorre uniformemente em toda extensão da armadura, não provocando, em geral, danos muito graves, dependendo apenas do estágio da corrosão (GRAEFF, 2007, p. 20). Esse tipo de corrosão está normalmente associada à carbonatação do concreto, devido a penetração do CO_2 existente no ar atmosférico, que é transportado pelos poros e fissuras do concreto sobre o cimento hidratado, reduzindo o pH do mesmo e despassivando a armadura (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 66).

Uma das formas de corrosão localizada é a corrosão por pites ou cavidades, que se processa em pontos ou em pequenas áreas na superfície do metal, e se caracteriza em cavidades que apresentam o fundo em forma angulosa e profundidade geralmente maior do que seu diâmetro (GENTIL, 2011, p. 45). Uma das principais características desse tipo de corrosão, segundo Helene (1986, p. 3), é que a estrutura pode romper bruscamente, sem aviso prévio, ou seja,

sem que haja uma prévia deformação da estrutura que alerte e permita fazer as correções necessárias.

O processo de corrosão por pites é descrito por Cascudo (1997, p. 46), no qual íons cloretos juntamente com íons ferrosos, estes provenientes das reações de oxidação do ferro, formam um complexo solúvel de cloreto de ferro, que se difundem a partir das áreas anódicas, destruindo localmente a camada passivante do metal e permitindo a continuação do processo corrosivo naquele ponto, pois os íons cloretos não são consumidos na reação, como mostra a figura 3. Segundo Cascudo (1997, p. 18) a intensidade destrutiva da corrosão por pites se dará quanto maior for a relação área catódica/área anódica, podendo ocorrer pites com altas taxas de dissolução, danificando gravemente a superfície metálica das armaduras.

Figura 3 – Esquema da corrosão por pite

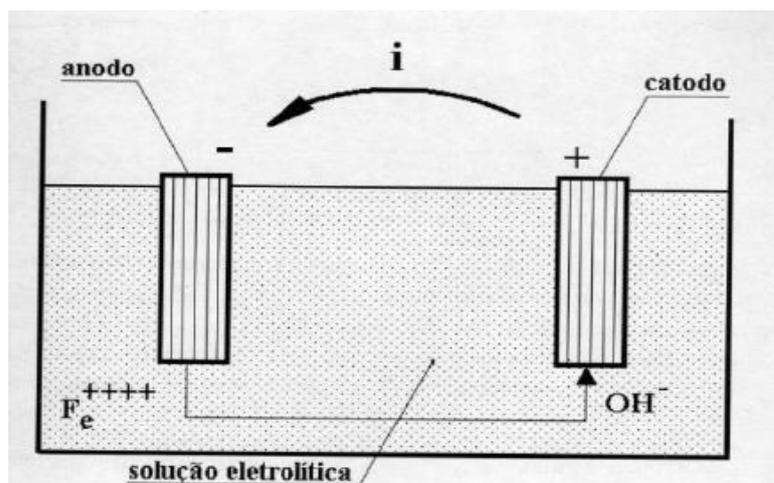


(fonte: CASCUDO, 1997, p. 47)

3.2.2 Corrosão eletroquímica

Em qualquer um dos casos de corrosão existentes, generalizada ou localizada, o processo de corrosão do aço é eletroquímico, dado pela presença de um eletrólito, no caso, a solução existente no concreto, em contato com um condutor metálico, que é a própria barra de aço, gerando assim um potencial elétrico. Sendo assim, gera-se um efeito de pilha, demonstrada pela figura 4, onde se fixa uma corrente do ânodo para o cátodo através da água e no sentido inverso, pela diferença de potencial (SOUZA; RIPPER, 1998, P. 66-67).

Figura 4 – Efeito pilha

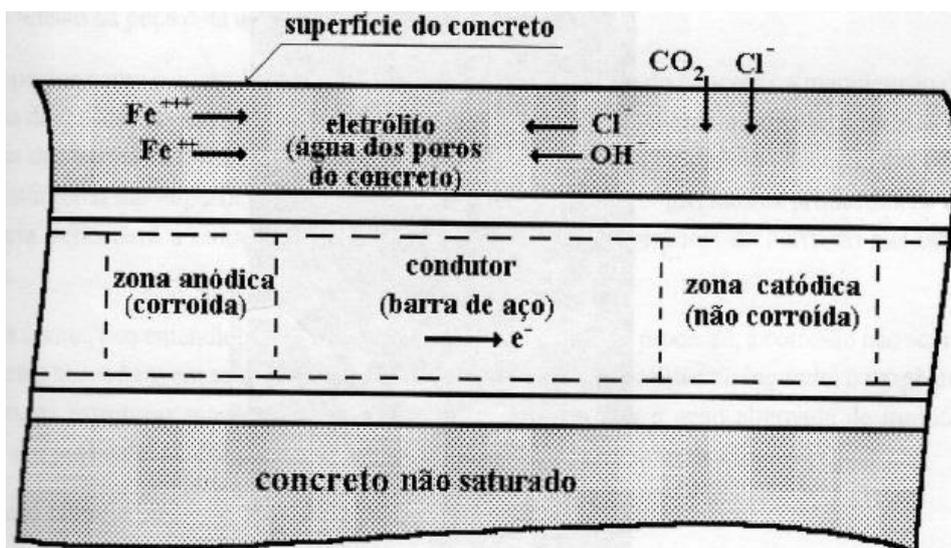


(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 67)

Cascudo (1997, p. 38) resume o mecanismo da corrosão eletroquímica, demonstrado pela figura 5, da seguinte forma:

[...] pode-se dizer que há a formação de íons metálicos e liberação de elétrons na região anódica, onde se dá a oxidação do metal (região deteriorada, desgastada), e, simultaneamente, na região catódica, há o consumo de todos os elétrons (que foram produzidos no ânodo) e redução dos íons do eletrólito, isto é, a neutralização dos íons de hidrogênio ou a formação de íons carregados negativamente, como é o caso verificado quando da redução de oxigênio. A combinação entre os produtos das reações anódicas e catódicas gera os produtos de corrosão finais do processo.

Figura 5 – Regiões anódicas e regiões catódicas



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 67)

Esta reação, que é a transformação do aço em ferrugem, resulta, em alguns casos dependendo do estado de oxidação, em uma expansão de até 600% do volume original do metal. Este aumento de volume é a principal causa dos problemas de expansão e fissuração do concreto, sendo que esse processo corrosivo não irá progredir sem a contínua presença de oxigênio e água junto à armadura (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p. 169).

Souza e Ripper (1998, p. 69) comentam que, como implicação do próprio processo, a corrosão não ocorrerá em concretos secos, pois faltará o eletrólito, e nem em concretos saturados, pois o oxigênio não conseguirá penetrar. Destacam ainda que as estruturas mais sujeitas à corrosão são aquelas expostas à ação de molhagem e secagem, principalmente se esta água contiver grandes quantidades de cloretos.

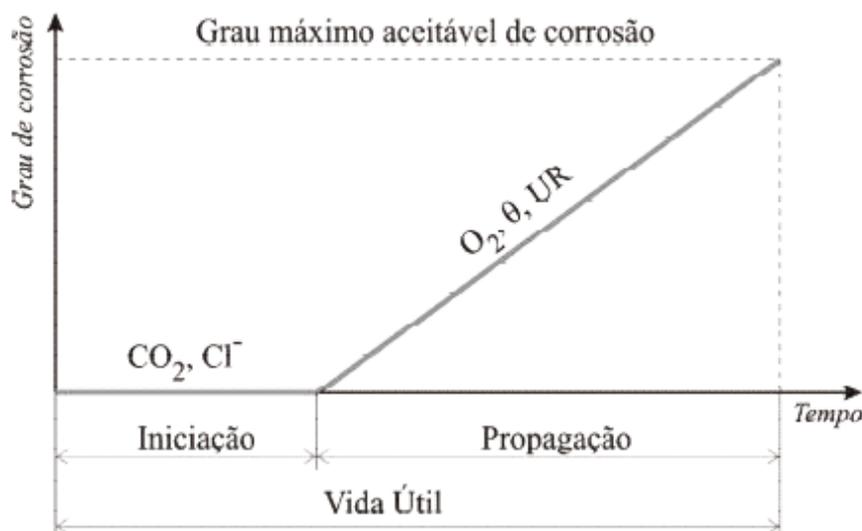
Desta forma, aspectos como o controle da porosidade e da permeabilidade do concreto, a manutenção da peça sob cargas de serviço determinados pela normalização vigente, o detalhamento correto das armaduras, a execução feita de forma cuidadosa das peças são fatores fundamentais para que se reduza a possibilidade de ocorrência de corrosão nas barras da armadura (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 69). Mehta e Monteiro (1994, p. 173) citam que a permeabilidade do concreto é o principal parâmetro para que se controlem os vários processos envolvidos no fenômeno de corrosão das armaduras, visto que a água, oxigênio e íons cloretos, que penetram e percolam a microestrutura do concreto, desempenham papéis importantes na corrosão da armadura e fissuração do concreto.

Tuutti¹ (1982 apud CASCUDO, 1997, p. 41) a fim de descrever o mecanismo de corrosão do aço no concreto propôs o modelo de vida útil baseado na corrosão de estruturas de concreto armado, mostrado na figura 6, que subdivide o processo em dois períodos distintos: iniciação e propagação.

O período de iniciação corresponde ao tempo necessário que vai desde a execução da estrutura até o momento em que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura, causando a despassivação da mesma. A etapa de propagação, por sua vez, consiste no desenvolvimento do processo corrosivo até um nível considerado inaceitável (CASCUDO, 1997, p. 41).

¹ TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

Figura 6 – Modelo de vida útil proposto por Tuutti



(fonte: TUUTTI², 1982 apud CASCUDO, 1997, p. 41)

3.2.3 Proteção física e química do aço

Segundo Helene (1986, p. 3-4), devido aos poros do concreto, podem adentrar na estrutura íons cloretos, íons sulfetos, nitritos e dióxido de carbono, entre outros agentes agressivos, que penetram na estrutura e aceleram o processo de corrosão. A proteção química e proteção física das armaduras se caracterizam como bloqueadores essenciais à entrada destas substâncias, que podem degradar substancialmente as estruturas de concreto armado.

O concreto propicia à armadura um meio altamente alcalino, que geralmente apresenta um pH em torno de 12,5, consequência da fase líquida que preenche os poros e capilares do concreto, que basicamente nas primeiras idades é uma solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, derivada das reações de hidratação do cimento. Desta maneira, a armadura presente no interior do concreto, por estar em meio alcalino propiciado pelo hidróxido de cálcio, está protegida da corrosão devido à formação de uma película protetora de caráter passivante, caracterizando a proteção química (CASCUDO, 1997, p. 39).

A película de passivação é a principal defesa das armaduras e, desde que intacta, a barra não sofrerá corrosão. Porém, segundo Cascudo (1997, p. 41, grifo do autor), a película pode ser perdida ou danificada frente a duas condições:

² TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

- a) **presença de uma quantidade suficiente de íons cloreto:** os quais podem advir tanto do meio externo e atingir a armadura por difusão, quanto podem já estar no interior do concreto devido à água de amassamento e/ou a agregados contaminados, ou mesmo devido à presença de aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de cloreto de cálcio (CaCl_2); e
- b) **diminuição da alcalinidade do concreto:** isto pode se dar devido principalmente às reações de carbonatação ou mesmo devido à penetração de substâncias ácidas no concreto.

Além da barreira química formada pela passivação do aço, o concreto de cobertura atua também com uma barreira física de entrada de agentes agressivos. Helene (1986, p. 4, grifo do autor), descreve a seguir como deve ser uma boa proteção física:

Um bom cobertura das armaduras, com um concreto de alta compacidade, sem ninhos, com teor de argamassa adequado e homogêneo, garante, por impermeabilidade, a proteção do aço ao ataque de agentes agressivos externos.

Esses agentes podem estar contidos na atmosfera, em águas residuais águas do mar, águas industriais, dejetos orgânicos etc. Não deve, tampouco, conter agentes ou elementos agressivos internos, eventualmente utilizados no seu preparo por absoluto desconhecimento dos responsáveis, sob pena de perder, ou nem mesmo alcançar, essa capacidade física de proteção contra a ação do meio ambiente.

Generalizando, quanto maior for a espessura do cobertura de concreto, mais a armadura estará protegida da ação de agentes agressivos, tendo-se o cuidado apenas de não executar espessuras muito elevadas de cobertura, pois podem provocar fissuras no concreto (GRAEFF, 2007, p.24). Cascudo (1997, p.69) salienta que o cobertura constitui-se em um componente de suma importância, uma vez que erros de especificações de projeto referentes à classe de agressividade ambiental, assim como erros de execução da sua espessura nas peças estruturais, facilitam o início ou aceleram processos de corrosão já existentes.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.18-20) define requisitos mínimos de qualidade do concreto e espessura do cobertura em função da classe de agressividade do meio para o qual a estrutura é projetada. O quadro 1 apresenta a correspondência entre as classes de agressividade e a qualidade do concreto a partir da relação água/cimento e classes de concreto para estruturas de concreto armado (CA) e concreto protendido (CP). O quadro 2 apresenta a correspondência entre as classes de agressividade ambiental e o cobertura nominal da armadura.

Quadro 1 – Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto

| Concreto ^a | Tipo ^{b, c} | Classe de agressividade (Tabela 6.1) | | | |
|------------------------------------|----------------------|--------------------------------------|--------|--------|--------|
| | | 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 |

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 18)

Quadro 2 – Correspondência entre classes de agressividade ambiental e espessura do cobrimento nominal da armadura

| Tipo de estrutura | Componente ou elemento | Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1) | | | |
|----------------------------------|--|--|----|-----|-----------------|
| | | I | II | III | IV ^c |
| | | Cobrimento nominal mm | | | |
| Concreto armado | Laje ^b | 20 | 25 | 35 | 45 |
| | Viga/pilar | 25 | 30 | 40 | 50 |
| | Elementos estruturais em contato com o solo ^d | 30 | | 40 | 50 |
| Concreto protendido ^a | Laje | 25 | 30 | 40 | 50 |
| | Viga/pilar | 30 | 35 | 45 | 55 |

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b 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 pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ³ 15 mm.
^c Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ³ 45 mm.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 20)

3.2.4 Corrosão por carbonatação

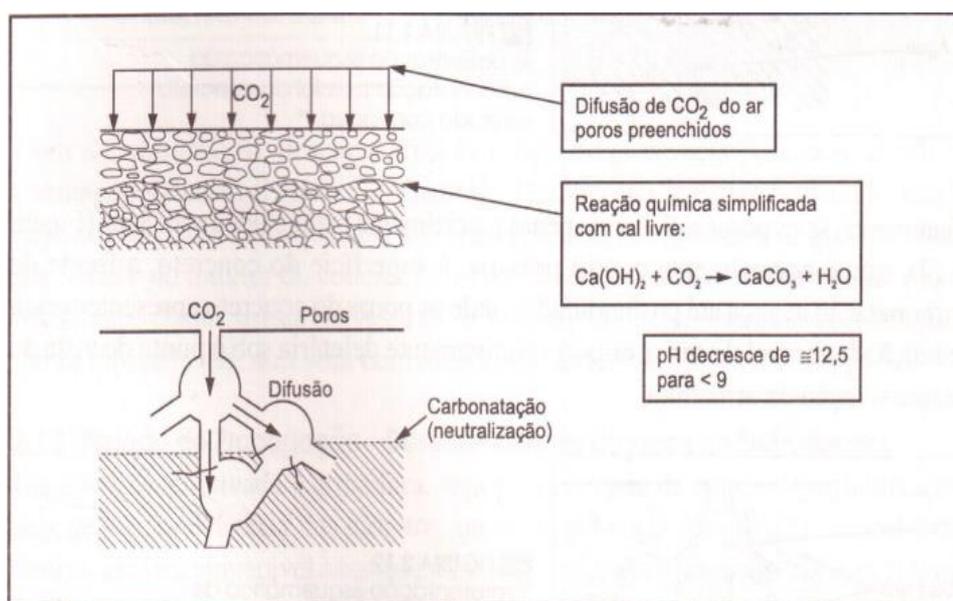
De acordo com Helene (1993, p. 99), a carbonatação do concreto é um processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial dos poros do concreto, a qual está saturada de hidróxidos de cálcio e outros compostos alcalinos hidratados. Essas reações são causadas essencialmente pela ação do CO₂ presente na atmosfera, entretanto também pode ser causada por outros gases tais como o SO₂ e o H₂S.

Souza e Ripper (1998, p. 74) descrevem que a carbonatação resulta da ação do gás carbônico CO_2 , presente no ar atmosférico, sobre o cimento endurecido, gerando o carbonato de cálcio CaCO_3 , ocasionando a diminuição do pH do concreto para valores menores do que 9. Quanto ao pH necessário para que ocorra esta reação, Helene (1986, p. 9) cita que:

O pH de precipitação do CaCO_3 é cerca de 9,4 (à temperatura ambiente), o que altera, substancialmente, as condições de estabilidade química da capa ou película passivadora do aço [...]. Sendo, portanto, um fenômeno ligado à permeabilidade dos gases, deve ser estudado quanto à composição ideal do concreto, de modo a reduzir o risco e a velocidade de carbonatação.

A profundidade de concreto carbonatado aumenta com grande rapidez no início do processo. Posteriormente, devido à hidratação crescente do cimento e a ação dos produtos da transformação que também colmatam os poros superficiais, há uma redução na velocidade dessa frente de carbonatação, dificultando o acesso de CO_2 no interior do concreto (HELENE, 1986, p. 9). De acordo com Helene (1993, p. 104), ao se tratar de carbonatação, a qualidade do concreto de cobertura é um fator crucial, pois será a qualidade desses poucos centímetros de concreto que determinará a velocidade de penetração dos gases no elemento estrutural. A figura 7 apresenta a reação simplificada da carbonatação e demonstra como o processo de corrosão atua dentro da estrutura.

Figura 7 – Processo de carbonatação



(fonte: CASCUDO, 1997, p. 51)

3.2.5 Corrosão por ataque de cloretos

Os cloretos podem estar presentes no concreto devido à presença de agregados contaminados, pelo uso da água do mar ou pela utilização de aditivos aceleradores de pega à base de cloreto de cálcio. Podem também ser provenientes do meio externo devido aos sais de degelo usados nos invernos intensos em países nórdicos, por salmoura industrial ou, por exemplo, por contato da estrutura com a água do mar (TESSARI, 2001, p. 11).

Os cristais de cloretos não prejudicam a estrutura, pois normalmente são maiores que os poros no interior do concreto. Porém, quando estes são diluídos por água pluviais, emigrando para o interior da estrutura, os problemas derivados destes agentes começam a surgir (GRAEFF, 2007, p. 28).

O transporte de cloretos e de outras substâncias dissolvidas no interior do concreto é influenciado inteiramente pelos poros da pasta de cimento endurecida. O transporte das substâncias pela porosidade aberta caracteriza a permeabilidade da pasta, sendo que o tamanho dos poros influenciará na velocidade de transporte dos agentes agressivos (CASCUDO, 1997, p. 42).

Cascudo (1997, p. 43-44), descreve algumas considerações sobre os mecanismos de transporte dos cloretos no concreto:

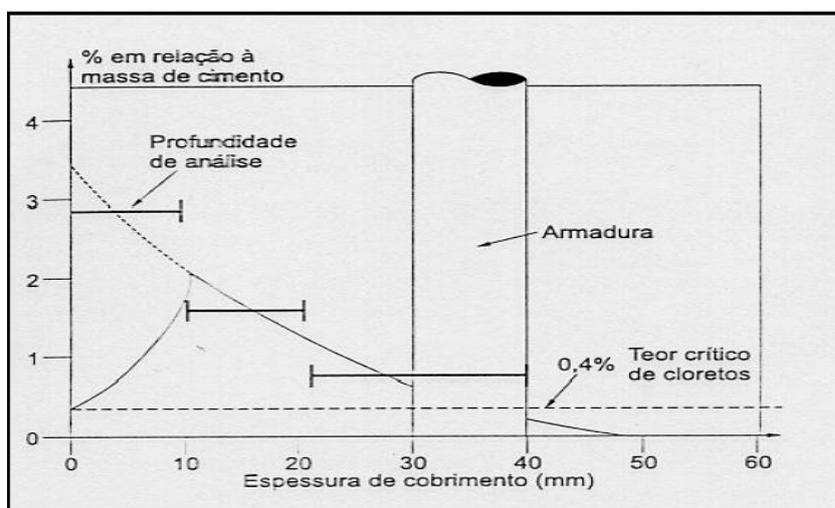
- a) **absorção:** caracteriza-se pela absorção de soluções ricas em íons de cloro, oriundas de sais dissolvidos, por exemplo, a névoa salina. Geralmente representa o primeiro passo da contaminação da estrutura de concreto armado;
- b) **difusão iônica:** a difusão iônica é o mecanismo de transporte predominante dos cloretos dentro do concreto saturado, e está relacionado à diferença de concentração de cloretos em diferentes ambientes do concreto;
- c) **permeabilidade:** caracteriza-se como absorção de soluções líquidas, mas sob pressão. É importante ressaltar que é tanto mais acentuada quanto maior for o diâmetro dos poros do concreto;
- d) **migração iônica:** caracteriza-se como a migração de íons cloretos pelo próprio campo gerado por corrente elétrica do processo eletroquímico.

Um perfil típico da concentração de cloretos ao longo do cobrimento de concreto é mostrado na figura 8, onde se nota que a concentração tende a diminuir com a profundidade a partir da superfície. Observa-se que na camada superficial, onde predomina a absorção, a curva é

crecente desde a superfície até um limite máximo, pois a concentração nesta superfície tende a ser menor devido à ação da lixiviação pelas águas pluviais, o que arrasta as soluções com cloretos e, portanto, diminui a concentração. A partir do limite máximo, a concentração diminui com a profundidade, pois a contaminação por cloretos vem de fora para dentro (CASCUDO, 1997, p. 45).

Independente do mecanismo de transporte predominante e da quantidade de íons fixados, com o decorrer do tempo, os cloretos se acumulam ao redor da armadura, provocando a despassivação do metal. Os cloretos atuam plenamente no processo corrosivo, aumentando a condutividade elétrica do eletrólito e participando das reações que culminam na formação dos produtos de corrosão (CASCUDO, 1997, p. 47).

Figura 8 – Perfil de concentração de cloretos ao longo do cobrimento



(fonte: CASCUDO, 1997, p. 45)

3.3 EFEITOS DA CORROSÃO NO DESEMPENHO ESTRUTURAL

As consequências do desenvolvimento de um processo corrosivo em estruturas de concreto armado provoca, inevitavelmente, a redução do desempenho estrutural das construções civis. Os sintomas da degradação se manifestam sob várias formas, sendo que diversas propriedades estruturais podem se afetadas de forma simultânea pela corrosão, acelerando o seu efeito deletério.

Segundo Andrade (1992, pag. 39), os efeitos da corrosão das armaduras se manifestam de três formas distintas, ou seja, sobre:

- a) o aço com a redução do desempenho das barras devido à perda de seção transversal;
- b) o concreto devido a fissuras do concreto de cobertura, ocasionando perda de seção efetiva do elemento estrutural;
- c) a aderência entre o concreto e a armadura.

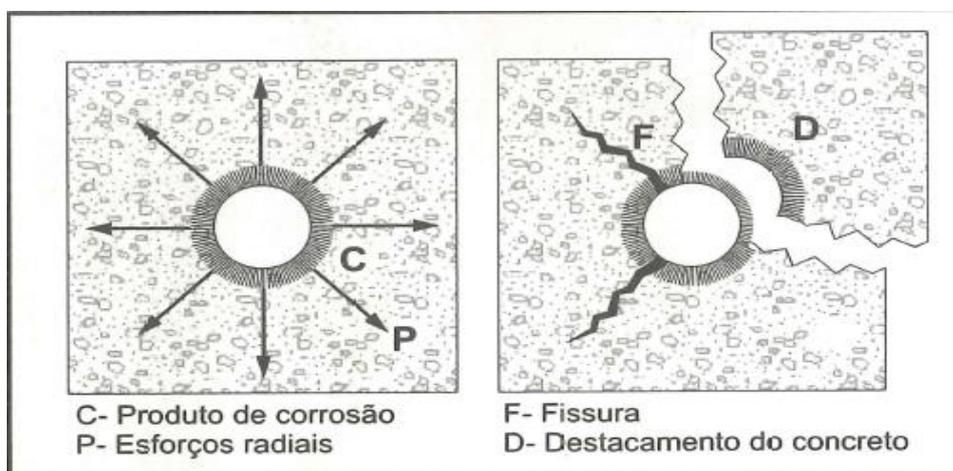
3.3.1 Desenvolvimento de tensões de tração e fissuração

Segundo Helene (1993, p. 26) os produtos de corrosão eletroquímica depositam-se fora da superfície da armadura, ocupando espaços ao redor desta, nos poros, capilares e fissuras do concreto. Estes produtos irão se alojar então, em um determinado volume que antes não era destinado a eles.

De acordo com Cascudo (1997, p. 61-63), à medida que a corrosão vai aumentando, os produtos expansivos se acumulam cada vez mais no entorno das armaduras, criando crostas ao seu redor. Helene (1986, p. 5) descreve que tal fato produz esforços no concreto na direção radial das barras que geram tensões de tração que podem ser superiores a 15 MPa, culminando em fissurações nas peças de concreto (figura 9).

As fissuras causadas pela corrosão da armadura se estabelecem na direção paralela a barra afetada e são denominadas fissuras ativas progressivas, isto é, têm aberturas que aumentam com o decorrer do processo corrosivo. Isto resulta no lascamento do concreto, comprometendo o monolitismo estrutural, e posterior deslocamento do concreto de cobertura, deixando as armaduras expostas à atmosfera (CASCUDO, 1997, p. 63).

Figura 9 – Fissuração e destacamento do concreto devido à corrosão de armaduras



(fonte: CASCUDO, 1997, p. 63)

3.3.2 Redução da área de seção transversal das barras

O concreto armado é um material constituído por concreto simples e barras de aço, no qual esses dois materiais devem agir conjuntamente para resistir aos esforços aos quais são submetidos. Tendo em vista que a resistência à tração do concreto é limitada, pois não acompanha as deformações da armadura e fissuras nas zonas tracionadas, os esforços de tração são absorvidos apenas pelo aço. Sendo assim, o desempenho estrutural de peças de concreto armado depende significativamente da resistência à tração e da área de aço (GRAEFF, 2007, p. 38).

De acordo com Graeff (2007, p. 38), quando a barra de armadura é atacada por cloretos, há a tendência do estabelecimento de um processo de corrosão local, formando pites. Neste ponto, a seção da armadura fica comprometida, com elevadas reduções, ou pode ocorrer a ruptura completa da seção sem que haja sinais de deterioração na superfície do concreto.

3.3.3 Aderência entre aço e concreto

As solicitações resultantes de esforços em uma estrutura de concreto armado são transmitidas através da aderência e das ancoragens entre o concreto e o aço. De acordo com Caetano (2008, p. 8), aderência é um mecanismo de transferência de tensões e de compatibilidade de deformações que se institui entre a barra de aço e o concreto envolto.

Segundo Caetano (2008, p. 9), o efeito da aderência no concreto armado, de uma forma geral, é dado através dos efeitos combinados da adesão superficial entre o aço e o concreto, o atrito gerado entre os mesmos e uma parcela referente à interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto ao seu redor. Esse último mecanismo é o principal responsável pelo desempenho global da aderência, sendo o grande responsável pela ancoragem entre a armadura e o concreto.

Stanish et al. (1997, p. 2) descrevem que existem dois mecanismos onde a corrosão pode afetar a aderência entre a armadura e o concreto. O primeiro seria a redução do confinamento e da resistência de aderência na zona de contato entre o concreto e o aço, devido à redução do cobrimento de concreto, provocado pela acumulação dos produtos de corrosão que causam fissuração e deslocamentos do concreto que cobre as armaduras. O segundo é a interferência

negativa dos produtos de corrosão que podem cobrir continuamente a armadura, nos mecanismos de aderência que regem a adesão na superfície da barra.

Caetano (2008, p. 51) explica que os produtos gerados pela corrosão se instalam na interface da barra de aço e do concreto, danificando a adesão e o atrito. Gradativamente, a nervura é consumida pela corrosão, dando lugar a resíduos mecanicamente fracos. Em estágios avançados, a barra de aço será formada por um núcleo resistente envolto em uma crosta de material alterado, anulando a eficiência da armadura.

4 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo serão apresentados os principais conceitos referentes ao comportamento do concreto armado em altas temperaturas. Primeiramente, serão apresentadas algumas noções básicas sobre o desenvolvimento dos incêndios, os mecanismos de transferência de calor, as curvas de temperatura-tempo e os tempos requeridos de resistência ao fogo sugeridos pelas normas pertinentes ao assunto para o dimensionamento de estruturas. Em seguida, serão comentados os principais impactos dos incêndios em estruturas de concreto armado. Posteriormente, será descrito o comportamento dos componentes do concreto armado a elevadas temperaturas e também os efeitos da alta temperatura nas propriedades mecânicas do concreto e do aço separadamente. Ainda, serão descritos os efeitos macroestruturais da exposição do concreto armado ao fogo e, por fim, serão feitas algumas considerações sobre o *spalling* no concreto.

4.1 ORIGEM E DINÂMICA DOS INCÊNDIOS

Incêndios são eventos raros e isolados, cujas consequências impactam diretamente a vida das edificações e das pessoas, pois podem ocorrer perdas humanas e materiais em um sinistro. Os incêndios pode ocorrer nas mais diversas estruturas, como por exemplo, edificações, túneis e plataformas petrolíferas, colocando em risco sua integridade e expondo os seus usuários a altos riscos (BUCHANAN³, 2002 apud LIMA, 2005, p. 14). Lima (2005, p. 15, grifo do autor) descreve algumas considerações quanto à origem do fogo:

O fogo é o resultado de um processo químico de transformação, denominado combustão, onde uma reação em cadeia transforma os materiais combustíveis e inflamáveis, na forma sólida ou líquida, em gases, a partir da combinação com um comburente. A reação é normalmente ativada por uma fonte de calor. Desta forma, pode-se dizer que os elementos necessários para gerar o fogo são: o combustível, o comburente, o calor e a reação em cadeia. Os três primeiros elementos constituem o **triângulo do fogo**. Quando adicionados ao quarto elemento formam o **quadrado ou tetraedro do fogo**.

³ BUCHANAN, A. H. **Structural Design for Fire Safety**. Chichester: Jhon & Sons Ltda, 2002.

Assim, para extinguir o fogo, deve-se retirar ou o material combustível, para evitar que o fogo seja alimentado e propagado, ou o comburente, através do abafamento do material combustível, para que o oxigênio não reaja com o combustível, ou a fonte de calor, através da aplicação de um agente extintor, que interrompe a reação em cadeia (LIMA, 2005, p. 16). Outra forma de extinguir o fogo é a interrupção da reação química, que pode ser atingida da mesma forma que a extinção da fonte de calor (KLEIN⁴, 2001 apud LIMA, 2005, p. 16).

4.1.1 O desenvolvimento do incêndio

No início de um incêndio, com o crescimento progressivo de temperatura, os materiais combustíveis são aquecidos gradativamente até a sua ignição, iniciando-se então a combustão, com formação de chamas que, nesta etapa, estão concentradas na superfície do material. Com o decorrer do tempo, as chamas se propagam aumentando sua intensidade e o calor que, por radiação, pode afetar os demais materiais combustíveis presentes no local do compartimento (LIMA, 2005, p. 16).

Quando a temperatura dos gases atinge 600°C, inicia-se a etapa de inflamação generalizada, denominado por *flashover*, caracterizando-se por um período de aquecimento rápido que pode provocar explosões, rompendo janelas e vidros presentes no local (SILVA, 2002, p. 8). No período de inflamação generalizada, a taxa de combustão é dependente da intensidade de ventilação do ambiente, na qual depende do tamanho e da forma das aberturas dos compartimentos (LIMA, 2005, p. 17).

O período de resfriamento, que é a redução gradual de temperatura após a extinção de todo o material combustível, é controlado pelo tipo e quantidade de material combustível. Se os combustíveis forem líquidos ou fundíveis, por exemplo, a combustão acabará rapidamente, porém, se forem sólidos, a combustão irá ocorrer lentamente, gerando grandes períodos de resfriamento, que irá depender da quantidade de material ainda restante (LIMA, 2005, p. 17).

⁴ KLEIN, D. L. Plano de proteção e prevenção contra incêndio. In: LABORATÓRIO DE ENSAIOS E MODELOS ESTRUTURAIS (Org.). **Curso sobre plano de prevenção e proteção contra incêndio (PPCI)**. Porto Alegre: UFRGS, 2001.

4.1.2 Mecanismos de transferência de calor

A transferência de calor ocorre quando dois ou mais corpos em diferentes temperaturas ficam em contato ou próximos. O calor pode ser transferido por condução, convecção ou radiação segundo Fakury et al.⁵ (2003 apud LIMA, 2005, p. 18, grifo do autor) e Gouvêia⁶ (2000 apud LIMA, 2005, p. 18, grifo do autor):

A **condução** consiste na transferência de calor entre os materiais sólidos, sendo um importante fator na ignição das superfícies sólidas e na resistência ao fogo dos elementos estruturais. Nos materiais considerados bons condutores, a transferência de calor ocorre pelas interações envolvendo os elétrons livres. Portanto, se um material é bom condutor de eletricidade, geralmente também será de calor. Já, nos materiais pouco condutores, a transferência ocorre pela vibração mecânica das moléculas.

A **convecção** envolve a transferência de calor pela movimentação de fluídos no estado gasoso ou líquido. O calor transferido por convecção é um fator importante no alastramento da chama e no transporte da fumaça e dos gases quentes, durante o incêndio, para outros recintos ou para fora do ambiente, através das janelas. O início do processo de transferência de calor por convecção envolve o contato entre a superfície do sólido aquecido e os fluídos circundantes. A taxa de aquecimento ou resfriamento depende de muitos fatores, especialmente da velocidade de reposição na superfície.

Já, a **radiação** envolve a transferência de ondas eletromagnéticas, que se propagam através do vácuo e dos sólidos e líquidos transparentes às ondas. Este é o principal mecanismo de transferência de calor durante o incêndio, atuando entre as chamas e as superfícies combustíveis, ou entre os gases quentes e os objetos da edificação, ou ainda entre a própria edificação sinistrada e as edificações adjacentes.

4.1.3 Impactos dos incêndios em estruturas de concreto

O concreto endurecido é considerado um material que possui uma boa resistência ao fogo, pois é incombustível, não exala gases tóxicos prejudiciais à saúde humana, é um mal condutor de calor (baixa condutividade térmica a temperatura ambiente) em relação aos metais, e os elementos estruturais de concreto apresentam maior massa e volume se comparados aos elementos metálicos. Entretanto, o concreto armado ao ser aquecido, realça a sua natureza polifásica (pasta, agregado, aço), conduzindo à degradação diferencial de seus elementos constituintes, afetando as suas propriedades mecânicas por meio da redução na resistência, no

⁵ FAKURY, R. H. et al. Dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos de concreto em situação de incêndio a partir da análise térmica via MEF. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. 1 CD.

⁶ GOUVÊIA, A. M. C. **Engenharia de Incêndio**. Ouro Preto: UFOP/EM/MCM, LARIN – Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, 2000. Notas de aula.

módulo de elasticidade dos materiais e na redução de rigidez na sua estrutura. A degradação mostra-se na forma de rachaduras, estalos (pipocamentos) e até lascamentos, podendo este último ser explosivo ou não (COSTA et al., 2002, p. [1]-[2]).

Devido às consequências geradas no concreto pela sua exposição a altas temperaturas provocadas pelo incêndio, torna-se necessário, quando na fase projeto da estrutura, considerar as ações térmicas, além das ações da gravidade e eólica. O fluxo de calor que atinge a estrutura causa reduções na capacidade resistente e o aparecimento de esforços extras, que surgem devido ao impedimento das deformações causadas pelo aumento de temperatura (LIMA, 2005, p. 21).

Segundo Lima (2005, p. 23), durante um incêndio, o colapso de uma edificação em concreto de resistência convencional, possivelmente não se deve à perda de resistência sofrida por um elemento estrutural, e sim a incapacidade das demais partes da estrutura de absorver as deformações térmicas provocadas pelo aquecimento. O rompimento causado pela perda de resistência específica de um elemento estrutural poderá ocorrer quando este for produzido com concreto de alta resistência, pois o mesmo pode sofrer grandes perdas de seção devido ao deslocamento, expondo suas armaduras as altas temperaturas provocadas pelo incêndio.

As consequências de incêndios nos elementos que integram uma estrutura irão depender do tipo e localização do mesmo na edificação. A ruptura de um pilar na base de um edifício, por exemplo, pode levar ao colapso de toda edificação, mas a ruptura de uma viga secundária pode resultar em um dano mínimo e localizado (PANNONI, 2002, p. 56).

A realização de uma perícia na estrutura, após um incêndio, se faz necessária, devendo ser realizada logo que seja possível entrar na edificação. Nesta ocasião, deverá ser realizada uma estimativa dos danos causados pelo incêndio através de uma inspeção visual e uma classificação dos danos causados nos elementos estruturais (ANDERBERG⁷, 2003 apud LIMA, 2005, p. 24).

⁷ ANDERBERG, Y. Design methods & structural performance. In: INTERNACIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES (Org). **Course on effect of heat on concrete**. Udine, IT: CISM, 2003.

4.1.4 Tempo requerido de resistência ao fogo

Em situação de incêndio, as estruturas devem atender a um tempo mínimo padrão de resistência requerido por norma, a fim de garantir a segurança na fuga dos ocupantes da edificação e as operações de combate ao fogo. De acordo com a NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001b, p. 3) o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) pode ser definido como o tempo mínimo, descrito em minutos, de resistência ao fogo que um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio padrão, deve resistir, com respeito à integridade, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

Esta norma estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. A NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001b, p. 7) indica os TRRF que devem ser respeitados pelas edificações brasileiras, onde são definidos de acordo com a altura da edificação e do tipo de ocupação, independente do material estrutural utilizado.

O TRRF é avaliado em função do risco de incêndio e de suas consequências, não se tratando, portanto, do tempo de duração do incêndio ou o tempo em que o corpo de bombeiros ou brigada de incêndio responderá ao chamado de um sinistro. O TRRF pode ser calculado segundo as Teorias das Estruturas e da Transferência de Calor, ou encontrado experimentalmente, porém, devido à dificuldade desse cálculo, ele é fixado baseando-se no consenso de especialistas (COSTA; SILVA, 2003, p. 6).

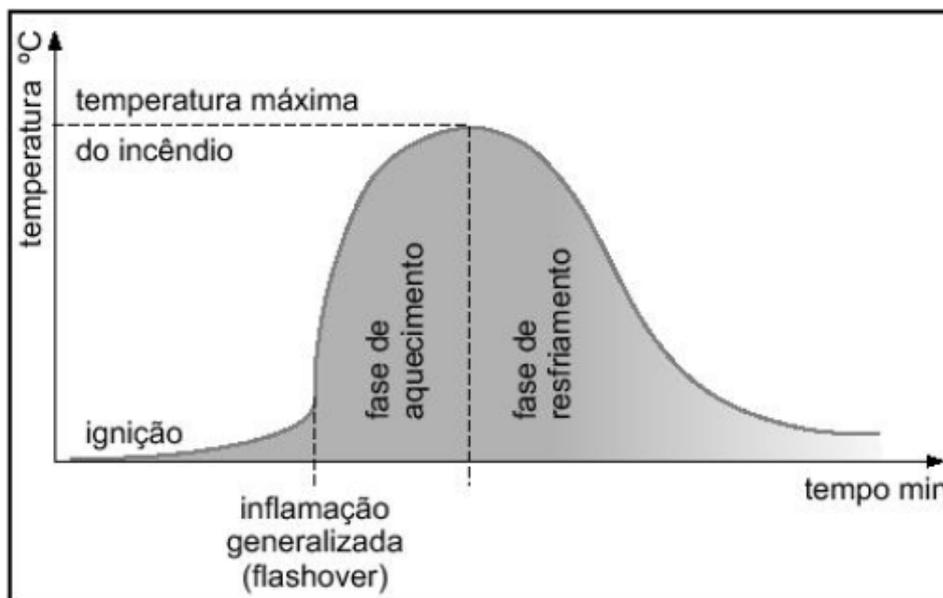
4.1.5 Curvas de incêndio

Na análise estrutural, o incêndio é caracterizado pela relação entre a temperatura dos gases quentes e o tempo, representada por meio de curvas temperatura *versus* tempo ou curvas de incêndio. A partir dessas curvas é possível calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e a sua correspondente capacidade resistente (LIMA, 2005, p. 39).

Em um incêndio real, a curva representativa da variação da temperatura é caracterizada por três estágios delimitados por dois pontos: *flashover* e temperatura máxima do incêndio (figura 10). Na primeira fase, período este denominado *pré-flashover*, o incêndio têm proporções

pequenas e não oferece risco à vida humana. No momento em que há uma inclinação brusca da curva, atinge-se então o *flashover*, caracterizando a fase de aquecimento, onde o incêndio atinge grandes proporções e generaliza-se. Após toda carga combustível se extinguir e atingir-se a temperatura máxima do incêndio, a temperatura dos gases reduz gradativamente, passando-se a fase de resfriamento (LIMA, 2005, p. 39).

Figura 10 – Curva temperatura-tempo para incêndios naturais



(fonte: LIMA, 2005, p.39)

No entanto, devido às características peculiares de cada incêndio, a curva temperatura-tempo de incêndios naturais teria que ser ajustada para cada situação, sendo muito difícil estabelecê-la, pois dependem do tipo, quantidade e distribuição do material combustível propício ao incêndio, e das características dos elementos de vedação do compartimento (GOUVÊIA⁸, 2000 apud LIMA, 2005, p. 40).

Para facilitar os procedimentos de ensaios e projetos de estruturas, o incêndio foi padronizado por curvas nominais, que são representadas por equações e são aplicadas a qualquer compartimento. Estas curvas não representam uma situação real de incêndio, uma vez que as características do cenário de incêndio podem variar de um compartimento para o outro (LIMA, 2005, p. 40).

⁸ GOUVÊIA, A. M. C. **Engenharia de Incêndio**. Ouro Preto: UFOP/EM/MCM, LARIN – Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, 2000. Notas de aula.

A curva mais utilizada para simular incêndios e medir a resistência ao fogo de estruturas é a definida pela NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001a, p. 2), apresentada na figura 11, que se caracteriza por possuir um ramo com desenvolvimento ascendente, admitindo-se que a temperatura dos gases seja sempre crescente ao longo do tempo e que considera apenas materiais combustíveis celulósicos, sendo expressa pela fórmula 1:

$$T - T_0 = 345 \times \log(8t + 1) \quad (\text{fórmula 1})$$

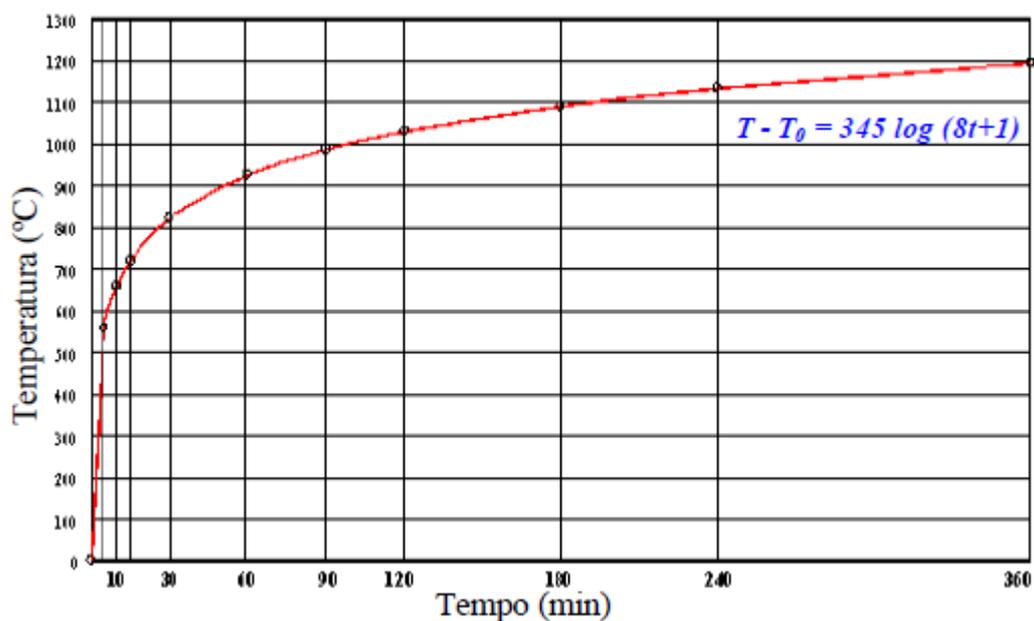
Sendo:

T = temperatura dos gases no instante t (Celsius);

T_0 = temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (Celsius);

t = tempo (minutos).

Figura 11 – Curva temperatura-tempo para incêndio padrão



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 2)

4.2 COMPORTAMENTO DOS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO EM ALTAS TEMPERATURAS

O comportamento do concreto exposto a altas temperaturas é influenciado por uma série de fatores que interagem, sendo difícil realizar uma análise perfeita do mesmo. A composição do concreto é um dos fatores que deve ser levado em consideração, uma vez que tanto a pasta de cimento quanto o agregado são constituídos de componentes que se decompõem, em maior ou menor grau, com a exposição ao calor. A permeabilidade do concreto, o tamanho da peça, e a taxa de crescimento da temperatura também são fatores influentes, uma vez que governam o desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos em decomposição (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p. 145).

4.2.1 Efeito da ação térmica na pasta de cimento Portland

A pasta de cimento Portland hidratada é formada basicamente de silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado. Em estado endurecido, possui em sua composição grande quantidade de água livre e água capilar, além de água adsorvida (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p. 145). Segundo Mehta e Monteiro (1994, p. 146), quando exposta ao fogo, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida, sendo necessário um considerável calor de vaporização para a conversão de água em vapor.

As águas livre e capilar presentes na pasta de cimento começam a evaporar após a temperatura de 100°C, retardando o aquecimento do concreto. A evaporação total da água capilar ocorre entre 200°C e 300°C, mas neste patamar ainda não são significativas às alterações na estrutura do cimento hidratado, bem como seu reflexo na resistência do concreto. O gel do C-S-H sofre um processo de desidratação durante o aquecimento, que inicia em 100°C, se intensifica aos 300°C e termina próximo aos 400°C. Neste período ocorre uma redução progressiva da água de gel, com formação de silicatos anidros e CaO. Isto resulta em um considerável decréscimo na resistência e causa o aparecimento de fissuras superficiais (CÁNOVAS, 1988, p. 179-180).

De acordo com Lima (2005, p. 70-71), a quantidade de portlandita decresce até 100°C, devido à desidratação e à carbonatação que se acelera em atmosferas ricas em CO₂, como é o caso de

muitos incêndios. Na temperatura de 530°C, a portlandita rapidamente se decompõe e é transformada em CaO. Durante o processo de resfriamento, este óxido pode se re-hidratar, formando novamente a portlandita, o que causa expansões que acabam por contribuir para o aparecimento de fissuras no concreto. A portlandita assim formada apresenta um arranjo cristalino menos estável e sofre processo de decomposição a temperaturas mais baixas que a original.

Após os 800°C, a pasta acaba sofrendo reações cerâmicas, ocorrendo o derretimento total dos cristais aos 1100°C. Depois do resfriamento da pasta, todas as fases cimentícias podem se re-hidratar ocasionando a formação de diferentes componentes cristalinos. As partículas anidras da pasta não são afetadas pela variação de temperatura (LIMA, 2005, p. 71).

No quadro 3, Castellote et al.⁹ (2003 apud LIMA, 2005, p.72) descrevem resumidamente as transformações microestruturais sofridas por pastas de cimento quando submetidas a altas temperaturas.

Quadro 3 – Transformações na pasta de cimento devido ao aquecimento

| <i>Temperatura [°C]</i> | <i>Transformações</i> |
|-------------------------|--|
| 20-80 | Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão |
| 100 | Marco no aumento da permeabilidade a água |
| 80-200 | Aumento na taxa de perda d'água capilar e fisicamente combinada |
| 80-850 | Perda da água quimicamente combinada |
| 150 | Pico do primeiro estágio de decomposição do C-S-H |
| 300+ | Marco no aumento da porosidade e micro-fissuras |
| 350 | Decomposição de alguns tipos de agregados de rio |
| 374 | Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre |
| 400-600 | Dissociação do C-S-H em CaO e água |
| 573 | Transformação da fase α para β dos agregados quartzosos e ligeira expansão |
| 550-600+ | Marco no aumento dos efeitos térmicos |
| 700+ | Dissociação do CaCO ₃ em CaO e CO ₂ (pasta e agregados carbonáticos) |
| 720 | Segundo pico da decomposição de C-S-H em γ -C ₂ S e γ -CS |
| 800 | Modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica |
| 1060 | Começo do derretimento de alguns constituintes |

(fonte: CASTELLOTE et al.¹⁰, 2003 apud LIMA, 2005, p. 72)

⁹ CASTELLOTE, M. et al. Microstructure: solid phases. In: INTERNATIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES (Org). **Course on effect of heat on concrete**. Udine, IT: CISM, 2003.

¹⁰ op. cit.

4.2.2 Efeito da ação térmica nos agregados

Os agregados ocupam de 60 a 80% do volume do concreto e, portanto, a variação de suas propriedades durante o aquecimento pode influenciar substancialmente as características do material segundo Grattan-Bellew¹¹ (1996 apud LIMA, 2005, p. 80) e Roberts¹² (2003 apud LIMA, 2005, p. 80). Além disso, os diferentes agregados adicionados à mistura não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, ocasionando expansões internas diferenciais (LIMA, 2005, p. 80).

Muitas vezes estas expansões são aumentadas por transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados, como é o caso dos silicosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaisse), que sofrem expansão súbita e, conseqüentemente, causam o fissuramento da matriz cimentícia, em temperaturas próximas a 573°C. Este fato é decorrente da transformação cristalina do quartzo da forma α para β (GRATTAN-BELLEW¹³, 1996 apud LIMA, 2005, p. 80).

4.2.3 Efeito da ação térmica no aço

O aço comparado ao concreto absorve melhor o calor, caracterizando-se por ser um bom condutor térmico. Devido o aço estar mais próximo da face da peça de concreto, a diferenças no cobrimento da armadura e a existência de vazios sob as barras, quando a estrutura está submetida a altas temperaturas, o aço contribui para o aquecimento localizado no elemento estrutural, fazendo-se com que o calor propague-se rapidamente ao longo das armaduras, e o concreto permaneça a uma temperatura média mais baixa. Com a uniformização da temperatura no aço, as armaduras se dilatam mais que o concreto ao seu redor, ocasionando perda de aderência e ancoragem (PRADO¹⁴, 1998 apud COSTA; SILVA, 2002, p. 4).

Segundo Cánovas (1988, p. 192), a redução da aderência é dependente do aumento e duração do aquecimento. Após os 400°C a diminuição na aderência das armaduras é maior do que a

¹¹ GRATTAN-BELLEW, P. E. Micro-structural investigation of deteriorated Portland cement concretes. **Construction and Building Materials**, Guildford, v. 10, n. 1, p. 3-16, 1996.

¹² ROBERTS, C. D. **Misconceptions about Fire Investigation**. [S. l.: s. n.].

¹³ GRATTAN-BELLEW, P. E. Micro-structural investigation of deteriorated Portland cement concretes. **Construction and Building Materials**, Guildford, v. 10, n. 1, p. 3-16, 1996.

¹⁴ PRADO, E. P. **Intervenções em estruturas de concreto**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1998. O número de páginas não foi disponibilizado.

redução de resistência à compressão dos concretos, sendo que entre 600 e 800°C há perda completa de aderência. De acordo com Ferreira¹⁵ (1998 apud COSTA; SILVA, 2002, p. 4) os incêndios raramente chegam à temperatura do ponto de fusão do aço, não ocorrendo o risco, portanto, das armaduras se fundirem dentro das estruturas de concreto armado quando estas estão expostas à incêndios.

4.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURAS

A redução das propriedades mecânicas do concreto e do aço, devido à degradação do concreto armado submetido a altas temperaturas, são estimadas a partir das propriedades dos materiais em situação ambiente minoradas por coeficientes redutores em função da temperatura, a fim de avaliar a capacidade de suporte da estrutura sob incêndio-padrão para um TRRF preestabelecido.

4.3.1 Concreto

4.3.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, como pode ser observado na figura 12 e obtida pela fórmula 2 abaixo presente na NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012a, p. 7):

$$f_{c,\phi} = K_{c,\phi} \times f_{ck} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

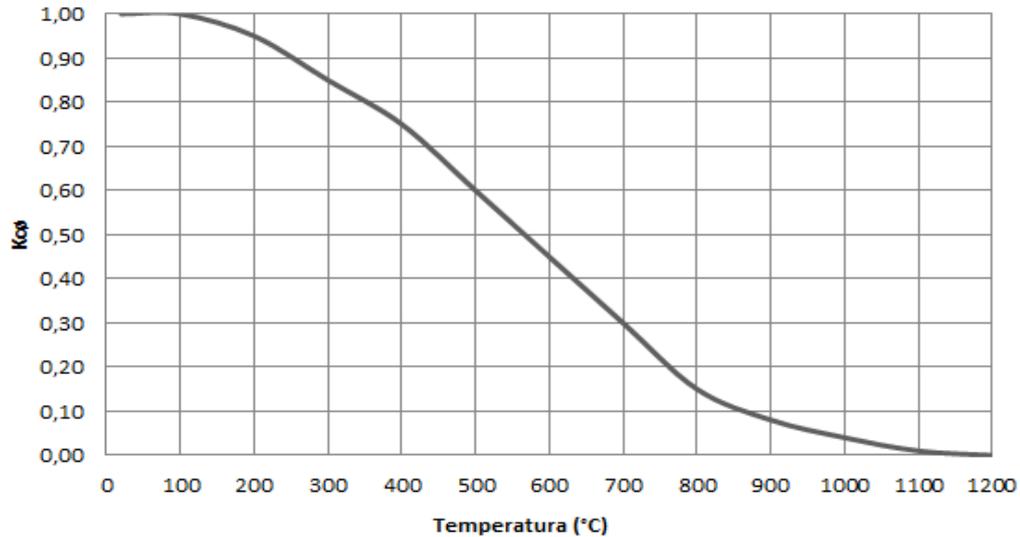
$f_{c,\phi}$ = resistência característica do concreto na temperatura ϕ (MPa);

$K_{c,\phi}$ = fator de redução da resistência do concreto na temperatura ϕ (-);

f_{ck} = resistência característica do concreto à temperatura ambiente (MPa);

¹⁵ FERREIRA, S. G. Ação do incêndio nas estruturas de aço: consequências e recuperação. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ARQUITETURA E PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS. *Anais...* São Paulo: EPUSP, 1998.

Figura 12 – Fator de redução da resistência do concreto silicioso em função da temperatura ϕ



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 7)

4.3.1.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, sendo dependente do tipo de agregado adicionado ao concreto. A determinação do módulo de elasticidade é expressa pela fórmula 3 (COSTA; SILVA, 2002, p. 7):

$$E_{ci,\phi} = K_{ce,\phi} \times E_{ci} \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

$E_{ci,\phi}$ = módulo de elasticidade do concreto na temperatura ϕ (GPa);

$K_{ce,\phi}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura ϕ (-);

E_{ci} = módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente (GPa).

4.3.2 Aço

4.3.2.1 Resistência ao escoamento

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012a, p. 8) a resistência do aço de armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, como demonstrado na figura 13 e expresso pela fórmula 4:

$$f_{yk, \phi} = K_{s, \phi} \times f_{yk} \quad (\text{fórmula 4})$$

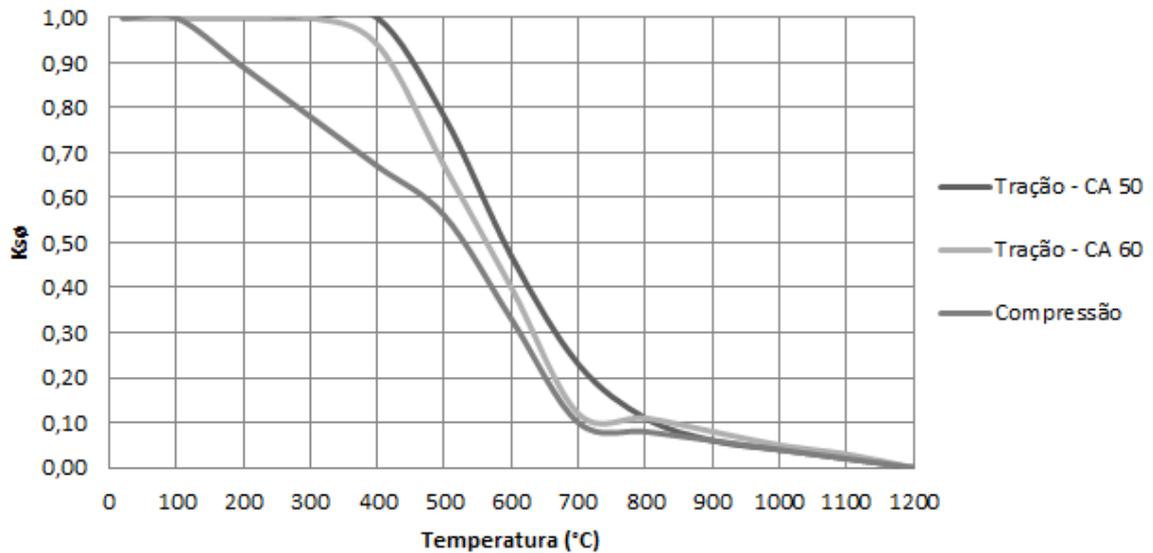
Sendo:

$f_{yk, \phi}$ = resistência característica do aço à temperatura ϕ (MPa);

$K_{s, \phi}$ = fator de redução da resistência do aço em função da temperatura ϕ (-);

f_{yk} = resistência característica do aço à temperatura ambiente (MPa).

Figura 13 – Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura ϕ



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 9)

4.3.2.2 Módulo de elasticidade

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012a, p. 9) o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, como demonstrado na figura 14 e expresso pela fórmula 5:

$$E_{s, \phi} = K_{se, \phi} \times E_s \quad (\text{fórmula 5})$$

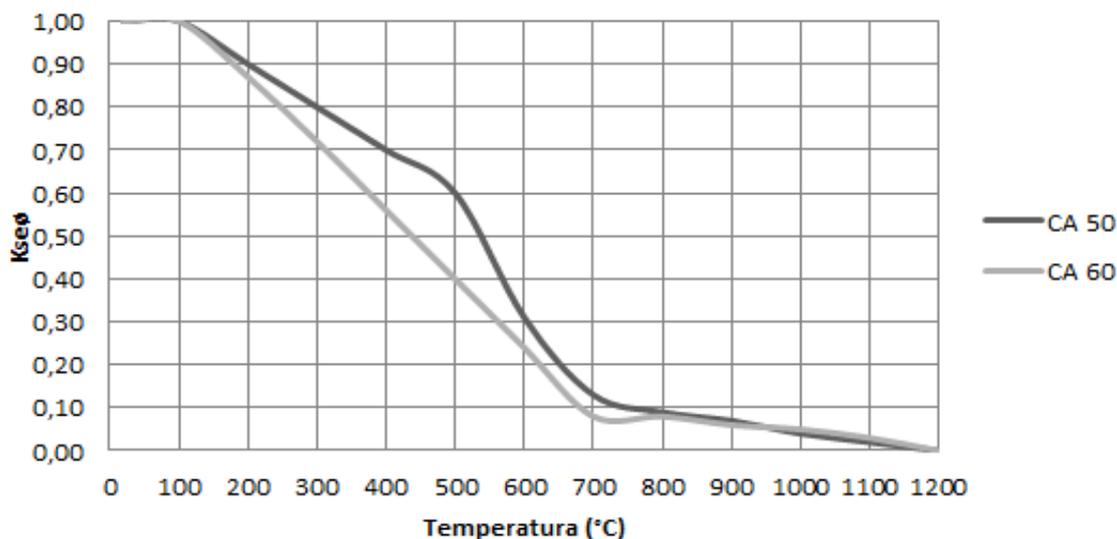
Sendo:

$E_{s, \phi}$ = módulo de elasticidade do aço na temperatura ϕ (GPa);

$K_{se, \phi}$ = fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura ϕ (-);

E_s = módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (GPa).

Figura 14 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura ϕ



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 9)

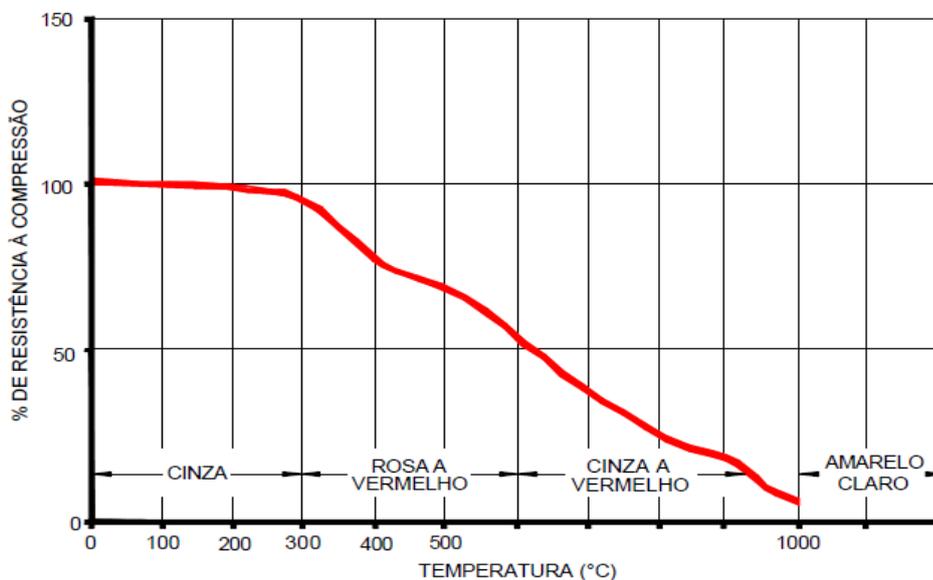
4.4 EFEITOS MACROESTRUTURAIS DA EXPOSIÇÃO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS

O aparecimento de tensões e fissuras no concreto é resultado de grandes expansões internas diferenciais dos materiais que compõem o concreto armado, provocado pelas variações de temperatura entre as camadas mais superficiais e internas nos elementos estruturais (LIMA, 2005, p. 82). O resfriamento rápido por água na ação de combate ao incêndio, por exemplo, produz uma reidratação destrutiva da cal, devido à expansão abrupta que o óxido de cálcio sofre quando em contato com a água, provocando danos adicionais ao concreto endurecido, levando-o a desagregação após o incêndio (LIMA, 2005, p. 71).

A análise de estruturas que sofreram incêndio passa primeiramente através de uma inspeção visual, pois o concreto sofre uma série de mudanças graduais na sua coloração no processo de elevação da sua temperatura. A alteração na cor ocorre devido à presença de componentes ferrosos e pode ser utilizada como um parâmetro que indica a máxima temperatura atingida, tendo-se sempre o cuidado na análise, pois as alterações de coloração dependerão do tipo de agregado utilizado (CÁNOVAS, 1988, p. 181). A figura 16 apresenta as alterações de

coloração sofridas pelo concreto à medida que a temperatura aumenta gradativamente, correlacionando com a resistência mecânica do material.

Figura 15 – Alteração na resistência e coloração do concreto



(fonte: CÁNOVAS, 1988, p. 181)

De acordo com Cánovas (1988, p. 181), a coloração do concreto, se este for rico em sílica, a 200°C torna-se acinzentada, sem perda substancial de sua resistência à compressão. A partir deste patamar de temperatura a resistência começa a reduzir gradativamente, sendo que em 300°C, tem-se uma perda de cerca de 10%. Quando aquecido entre 300°C a 600°C, a coloração muda de rosa a vermelho, com perda de resistência em torno de 50%. Entre 600 e 950°C o concreto passa a apresentar um tom acinzentado com pontos avermelhados, e entre 950 a 100°C, a cor modifica-se para amarelo alaranjado, começando então o concreto a sofrer um processo de sinterização. Entre 1000 e 1200°C o concreto sofre a sinterização e a cor passa a uma tonalidade amarelada clara, com resistência praticamente nula.

Enfim, o concreto terá um melhor comportamento frente a altas temperaturas quando os agregados possuírem baixo coeficiente de dilatação térmica e boa granulometria, com um concreto bem compacto, com uma alta resistência à tração e pouco úmido. O uso de agregados leves ou calcários no concreto favorece também a um comportamento adequado frente a altas temperaturas (CÁNOVAS, 1988, p. 185).

4.5 SPALLING NO CONCRETO

As alterações físico-químicas no concreto superaquecido promovem a degradação progressiva do material das peças estruturais, manifestada por meio de fissuras e deslocamentos, sendo este último comumente denominado *spalling*. Khoury¹⁶ (2003 apud LIMA, 2005, p. 93, grifo do autor) descreve os vários tipos de *spalling* que ocorrem no concreto, onde se pode destacar:

[...] o ***spalling na superfície do concreto*** caracteriza-se pelo desprendimento explosivo de pedaços com dimensão aproximada de 100 x 100 mm e espessura de 25 a 50 mm. Este mecanismo pode implicar na exposição direta da armadura ao calor e ocasionar alterações na resistência ao fogo do elemento. Este fenômeno é progressivo e a área afetada pode se estender por todo o elemento, particularmente em concretos de alta resistência. Este tipo de *spalling* ocorre quando as tensões originadas pela poropressão superam a resistência do material. Os fatores que aumentam a sua suscetibilidade são aqueles que elevam a magnitude da poro-pressão durante o aquecimento, tais como o acréscimo na taxa de aquecimento e na saturação dos poros, bem como a redução da permeabilidade. A resistência à tração do concreto influencia fortemente o desenvolvimento deste tipo de *spalling*.

Este fenômeno pode causar perda de capacidade de carga do elemento estrutural devido à redução de seção e perda do cobrimento das armaduras, causados pela exposição a elevadas temperaturas. Em algumas situações a perda de seção transversal é demasiada substancial que o elemento estrutural fica totalmente impossibilitado de absorver as cargas impostas, podendo levar a falha total deste elemento (KHOURY¹⁷, 2003 apud LIMA, 2005, p. 96).

¹⁶ KHOURY, G. Spalling. In: INTERNATIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES (Org). **Course on effect of heat on concrete**. Udine, IT: CISM, 2003.

¹⁷ op. cit.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é detalhado o plano experimental que foi elaborado com a finalidade de se atingir os objetivos propostos no capítulo 2. Este capítulo apresenta os procedimentos realizados em laboratório, assim como todos os materiais, equipamentos e métodos utilizados para a realização do programa experimental.

5.1 PLANO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental adotado nesta pesquisa visa avaliar as capacidades de carga residuais de pilares de concreto armado que sofreram degradações em seus elementos constituintes, estabelecendo diversas situações de estado de conservação destes pilares para posterior comparação de suas cargas de ruptura. O quadro 4 apresenta um resumo dos pilares que foram moldados nesta pesquisa, com a indicação dos diferentes estados de conservação e possível procedimento de reparo para cada um deles.

Quadro 4 – Pilares estudados e seus respectivos graus de conservação

| Pilar | Aceleração da corrosão | Reparação | Simulação de incêndio |
|-------|------------------------|-----------|-----------------------|
| P1 | Não | Não | Não |
| P2 | Sim | Não | Não |
| P3 | Sim | Sim | Não |
| P4 | Não | Não | Sim |
| P5 | Sim | Não | Sim |
| P6 | Sim | Sim | Sim |

(fonte: elaborada pelo autor)

No decorrer desta etapa foram definidos todos os detalhes que embasaram a pesquisa, como a moldagem dos seis pilares com dimensões de 20x20x60 cm, bem como a confecção de corpos de prova cilíndricos para realização do controle tecnológico do concreto e da argamassa de reparo. O plano experimental apresenta a definição do traço, da resistência e o tempo de cura do concreto em câmara úmida. Além disso, também apresenta todos os parâmetros e tempos necessários de exposição dos pilares aos ensaios de corrosão acelerada e exposição a elevadas

temperaturas para que pudessem ser obtidos os resultados esperados. Para finalizar, faz parte do plano experimental a técnica utilizada para recuperação dos pilares, após ensaio de corrosão.

5.2 MATERIAIS

A seguir serão apresentados os materiais utilizados nesta pesquisa e suas respectivas propriedades.

5.2.1 Cimento

O cimento utilizado para a confecção dos pilares de concreto, corpos de prova e argamassa de reparo foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI), sendo todo o cimento utilizado proveniente de um mesmo lote. A tabela 1 apresenta as características físicas do material empregado.

Tabela 1 – Características físicas do cimento utilizado

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

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo empregado nos ensaios foi areia média proveniente do Rio Jacuí na região metropolitana de Porto Alegre/RS. As características granulométricas da areia estão demonstradas na tabela 2.

Tabela 2 – Características granulométricas da areia

| Peneira (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
|---------------------------------------|----------|--------------------|
| 6,3 | 0 | 0 |
| 4,75 | 0,15 | 0,15 |
| 2,36 | 3,84 | 3,99 |
| 1,18 | 9,96 | 13,95 |
| 0,6 | 29,88 | 43,83 |
| 0,3 | 45,25 | 89,08 |
| 0,15 | 0,13 | 89,21 |
| Fundo | 10,79 | 100 |
| Diâmetro máximo (mm) | | 2,36 |
| Módulo de finura | | 2,4 |
| Massa específica (g/cm ³) | | 2,63 |
| Umidade (%) | | 0,3 |

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.3 Agregado graúdo

A brita utilizada para moldagem dos pilares foi uma rocha de origem basáltica, cujas características granulométricas da mesma encontram-se na tabela 3. Devido à composição granulométrica, é conhecida por brita 1.

Tabela 3 – Características granulométricas da brita

| Peneira (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
|---------------------------------------|----------|--------------------|
| 25 | 0 | 0 |
| 19 | 4,8 | 4,8 |
| 12,5 | 75,7 | 80,5 |
| 9,5 | 18,8 | 99,3 |
| 6,3 | 0,7 | 100 |
| 4,75 | 0 | 100 |
| 2,36 | 0 | 100 |
| Fundo | 0 | 100 |
| Diâmetro máximo (mm) | | 2,36 |
| Módulo de finura | | 2,4 |
| Massa específica (g/cm ³) | | 2,63 |
| Umidade (%) | | 0,3 |

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.4 Sílica Ativa

Na presente pesquisa foi utilizada sílica ativa para a produção da argamassa de reparo, que será aplicada para reparo do concreto deteriorado após a retirada do mesmo e tratamento das

armaduras corroídas. De acordo com a NBR 13956 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012b, p. 2) a sílica ativa é um “[...] material decorrente do processo de produção de silício metálico ou ligas de ferrosilício 75% em fornos elétricos da indústria siderúrgica, onde, durante o processo, é gerado o gás SiO que, ao sair do forno, oxida-se formando partículas de SiO₂, que são captadas por sistemas de filtros coletores [...]”.

A sílica ativa é um material constituído praticamente de partículas esféricas amorfas que possuem uma alta reatividade com os produtos de hidratação do cimento Portland, proporcionando um melhor empacotamento das partículas de cimento (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 99). As tabelas 4 e 5 mostram, respectivamente, a composição química e algumas características físicas da sílica ativa utilizada na pesquisa.

Tabela 4 – Composição química da sílica ativa

| Composição Química (% em massa) | |
|--|------|
| CaO | 0,5 |
| SiO ₂ | 94 |
| Al ₂ O ₃ | 0,06 |
| Fe ₂ O ₃ | 0,03 |
| MgO | 1,2 |
| Na ₂ O | - |
| K ₂ O | - |
| SO ₃ | - |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Características físicas da sílica ativa

| Propriedades Físicas | |
|---------------------------------------|------|
| Massa específica (g/cm ³) | 2,22 |
| Diâmetro médio (µm) | 0,2 |
| Perda ao fogo (%) | 2,5 |

(fonte: elaborado pelo autor)

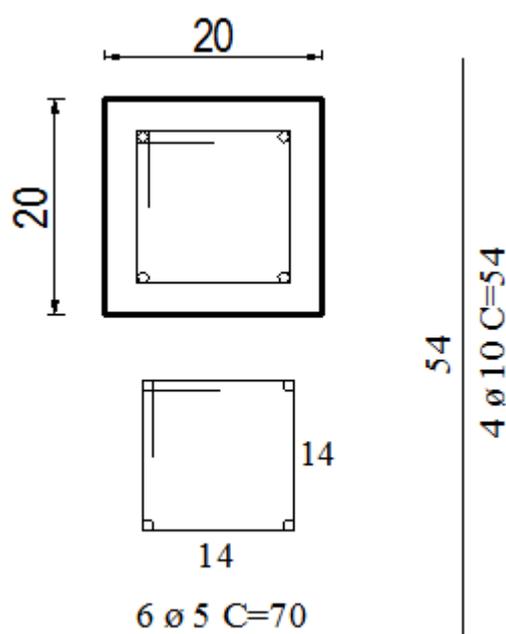
5.3 MONTAGEM DAS ARMADURAS

As barras de aço utilizadas nos ensaios da presente pesquisa foram de classe CA-50, com resistência característica de 500 MPa, sendo todas doadas por um mesmo fabricante. As barras foram dobradas e cortadas pela fabricante conforme dimensionamento e detalhamento

das armaduras executado no plano experimental seguindo os procedimentos indicados pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Os pilares moldados apresentam dimensões de 20x20x60 cm, sendo a espessura do cobrimento de concreto das barras longitudinais, igual a 3 cm, executada de acordo com a espessura indicada para a classe de agressividade do local, e as dimensões da seção transversal do pilar as mínimas indicadas pela norma vigente. A configuração das armaduras dos pilares consistiu em quatro barras longitudinais de 10 mm de diâmetro com comprimento igual a 54 cm, sendo que para a armadura transversal foram utilizados seis estribos de 5 mm de diâmetro com 70 cm de comprimento e espaçados a cada 11 cm aproximadamente. A figura 16 apresenta o detalhamento das armaduras utilizadas no experimento, sendo que a altura do pilar e, conseqüentemente, o comprimento das barras longitudinais, foram delimitados pelas dimensões internas do forno onde seriam inseridos os pilares para a simulação de incêndio.

Figura 16 – Detalhamento da armadura



(fonte: elaborado pelo autor)

O detalhamento mostrado na figura 16 corresponde a uma resistência de cálculo de 18,59 MPa e a uma tensão última de 25 MPa, desconsiderando os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço. Esta capacidade de carga se refere apenas ao pilar P1, pilar

de referência, não sendo feitos os cálculos teóricos das capacidades de carga dos demais pilares, pois estes cálculos exigem uma análise mais criteriosa e detalhada da sinergia dos processos que ocorrem no interior dos elementos, sendo necessárias outras ferramentas mais sofisticadas de análise para obtenção destes valores. Neste trabalho, as cargas de ruptura dos pilares P2 a P6 foram obtidas apenas experimentalmente.

A primeira etapa para a montagem das armaduras foi a marcação das posições dos estribos ao longo das barras longitudinais. Com todos os estribos posicionados (figura 17), iniciou-se a amarração dos mesmos nas barras longitudinais (figura 18). A figura 19 mostra uma armadura completa e finalizada de um dos seis pilares confeccionados para a pesquisa.

Figura 17 – Posicionamento dos estribos



(fonte: foto do autor)

Figura 18 – Fixação dos estribos nas barras longitudinais



(fonte: foto do autor)

Figura 19 – Armadura de um dos pilares finalizada



(fonte: foto do autor)

A etapa seguinte consistiu no posicionamento de um fio de cobre sobre as barras longitudinais dos pilares que sofreriam a corrosão acelerada, com o objetivo de forçar atração dos cloretos para o entorno das barras após aplicação da corrente constante. Primeiramente retirou-se a capa de proteção dos fios de cobre, sendo esta cortada em pequenos tubos de aproximadamente 2 cm para serem então recolocadas posteriormente nos fios com o intuito de evitar o contato direto do cobre com a armadura no processo de amarração dos mesmos (figura 20). O objetivo da recolocação da capa de proteção do fio foi diminuir a probabilidade de perda de seção localizada nas barras de aço.

Figura 20 – Fios de cobre sobre as barras



(fonte: foto do autor)

5.4 CONCRETAGEM

Após a montagem das armaduras, iniciou-se então a etapa de concretagem dos pilares e corpos de prova para realização do controle tecnológico do concreto. O traço estabelecido para o concreto seguiu a proporção de 1:2,9:3,6 (cimento:areia:brita), com relação água/cimento (a/c) igual a 0,66. A concretagem foi realizada em duas etapas: na primeira etapa, foram concretados três pilares e três corpos de prova cilíndricos para controle tecnológico. Na segunda etapa foram então concretados mais três pilares e quinze corpos de

prova cilíndricos para realização do controle tecnológico deste concreto. A figura 21 mostra as formas dos pilares utilizadas para a concretagem.

Posteriormente, através de uma tabela, foram calculadas as quantidades de concreto em volume e massa que seriam utilizados, levando-se em conta o número e dimensões dos pilares e corpos de prova cilíndricos que seriam concretados por etapa (tabela 6). Estabelecido o traço, determinou-se então a quantidade em massa de insumos necessários para a produção do concreto que seria utilizada em cada etapa de concretagem (tabela 7).

Figura 21 – Conjunto de fôrmas para concretagem



(fonte: foto do autor)

Tabela 6 – Quantidade de concreto utilizado

| | Quantidade cps cilíndricos | Diâmetro cp (cm) | Altura cp (cm) | Quantidade de concreto | | |
|--------------------|----------------------------|------------------------|----------------|---------------------------|---------------------------|------------|
| | | | | Volume (cm ³) | Massa (kg) | |
| 1ª concretagem | 3 | 10 | 20 | 4.712,39 | 12,99 | |
| 2ª concretagem | 15 | 10 | 20 | 23.562 | 64,95 | |
| | Quantidade cps prismáticos | Seção transversal (cm) | | Altura cp (cm) | Quantidade de concreto | |
| | | Dimensão 1 | Dimensão 2 | | Volume (cm ³) | Massa (kg) |
| 1ª concretagem | 3 | 20 | 20 | 60 | 72.000 | 198,44 |
| 2ª concretagem | 3 | 20 | 20 | 60 | 72.000 | 198,44 |
| Total Geral | | | | | 172.274,39 | 474,82 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Quantidade de insumos utilizados

| | | Quantidade | Cimento (kg) | Areia (kg) | Brita (kg) | a/c (l) |
|--------------------|----------------|------------|--------------|---------------|---------------|--------------|
| | | | 1 | 2,9 | 3,6 | 0,66 |
| 1ª concretagem | cp cilíndricos | 3 | 1,73 | 5,02 | 6,24 | 1,14 |
| | cp prismáticos | 3 | 26,46 | 76,73 | 95,25 | 17,46 |
| | Total | | 28,19 | 81,75 | 101,49 | 18,61 |
| 2ª concretagem | cp cilíndricos | 15 | 8,66 | 25,11 | 31,18 | 5,72 |
| | cp prismáticos | 3 | 26,46 | 76,73 | 95,25 | 17,46 |
| | Total | | 35,12 | 101,84 | 126,43 | 23,18 |
| Total Geral | | | 63,31 | 183,60 | 227,91 | 41,78 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Depois de calculada a quantidade de insumos, a etapa seguinte consistiu em pesar os materiais de acordo com os resultados do quadro 10. O concreto foi produzido com auxílio de uma betoneira com eixo inclinado que garante a homogeneidade da mistura. A figura 22 mostra os materiais pesados e separados para a concretagem e a betoneira utilizada. Antes de se iniciar a concretagem propriamente dita, fixaram-se espaçadores tipo radial nas laterais das armaduras (figura 23) e espaçadores tipo pontual no fundo das fôrmas para se garantir o cobrimento estabelecido por norma. Após a fixação dos espaçadores nas armaduras, as mesmas foram introduzidas nas fôrmas. Todos os procedimentos descritos acima foram realizados da mesma forma para as duas etapas de concretagem.

Figura 22 – Materiais e equipamento utilizado



(fonte: foto do autor)

Figura 23 – Armaduras com espaçadores laterais



(fonte: foto do autor)

Na fase seguinte iniciou-se então a preparação do concreto dos pilares e corpos de prova, misturando todos os materiais até que se obtivesse uma mistura homogênea e consistente. Após a medição da consistência do concreto através do ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump test*), o concreto produzido foi lançado nas fôrmas e adensado com vibrador de imersão, sendo que no adensamento dos corpos de prova foi utilizada mesa vibratória. Tomou-se o devido cuidado para que o fio de cobre anexado às barras de aço não ficasse exposto ao pilar, evitando que o mesmo entre em contato com a solução de cloretos quando da realização do ensaio CAIM. A figura 24 mostra o término da concretagem dos pilares e dos corpos de prova da primeira e da segunda etapa de concretagem, respectivamente, realizadas em dias distintos.

Figura 24 – Concretagens da 1ª e 2ª etapas finalizadas, respectivamente



(fonte: foto do autor)

Os pilares foram desmoldados 24 horas após a concretagem e curados por vinte e um dias em câmara úmida, com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e $\text{UR} > 90\%$. Após a cura úmida, quatro dos seis pilares moldados foram então submetidos ao ensaio de corrosão acelerada, que será descrito na próxima seção. Quanto aos corpos de prova, os provenientes da primeira concretagem sofreram o mesmo tempo de cura dos pilares, pois estes somente foram ensaiados à resistência à compressão aos 114 dias, ou seja, no dia de rompimento dos pilares da primeira etapa. Decorrido o tempo de cura úmida (21 dias), os corpos de prova ficaram reservados em ambiente de laboratório. Quanto aos provenientes da segunda concretagem, oito corpos de prova dos quinze moldados sofreram variação quanto ao tempo de cura, pois foram rompidos aos 14 e 28 dias. Os demais corpos de prova foram ensaiados à resistência à compressão e módulo de elasticidade aos 79 dias, ou seja, no dia do rompimento dos pilares da segunda etapa, ficando também em ambiente de laboratório após os vinte e um dias de cura úmida.

5.5 ACELERAÇÃO DA CORROSÃO

A baixa qualidade dos materiais muitas vezes utilizados na construção civil, somada às negligências ocorridas na produção do concreto e na moldagem das estruturas em um ambiente com altos índices de agentes agressivos, contribui para que se inicie o processo de corrosão nas armaduras. Devido à enorme quantidade de casos de corrosão em estruturas de concreto armado, houve a necessidade de se conhecer o comportamento dos materiais quando submetidos a este processo de degradação com o objetivo de se entender a forma de evolução da corrosão do aço e os efeitos resultantes no concreto.

Devido ao longo período de tempo necessário para que o fenômeno de corrosão ocorra numa estrutura real, foram propostos diversos procedimentos de ensaios que simulam o processo de corrosão em barras de armadura. Todavia, todo ensaio acelerado distorce as condições de agressividade, tornando impossível extrair, através destes ensaios, correlações com as condições naturais de corrosão, entretanto, estes mesmos ensaios são ferramentas muito úteis para se entender o modo como a corrosão de armaduras afeta as propriedades do aço no concreto ou quando se busca entender a forma de evolução e os efeitos da mesma (GRAEFF, 2007, p. 47).

O processo de corrosão acelerada é conseguido por meio de indução eletroquímica, no qual se aplica uma diferença de potencial (d.d.p.) constante em elementos de concreto armado que

estejam expostos em ambientes extremamente agressivos, frequentemente contendo cloretos. Em alguns ensaios mais antigos, com o intuito de reduzir o tempo de ensaio, eram aplicados diferenças de potencial elevadas que poderiam causar superaquecimento dos corpos de prova, distorcendo a dinâmica do processo de corrosão. Além disso, os ensaios com diferença de potencial constante causam grandes variações de correntes de corrosão com o tempo, provocando variações nas taxas de corrosão, podendo pôr em risco equipamentos e alterar a dinâmica do fenômeno (GFAEFF, 2007, p. 48-49).

Devido a estes motivos esta prática de método de corrosão acelerada tem sido cada vez menos usada pelos pesquisadores, no qual se percebe cada vez mais o uso de métodos de ensaio com aplicação de corrente constante, pois se têm um maior controle sobre a taxa de corrosão do material. Um dos métodos utilizados para acelerar a corrosão de armaduras em elementos de concreto armado é o método CAIM, desenvolvido na UFRGS pela equipe de pesquisadores do laboratório LEME, sendo já usado com sucesso em diversas pesquisas. O ensaio considera que um corpo de prova de concreto armado exposto a uma solução de cloretos sofre um estímulo elétrico, ou seja, neste caso, uma corrente elétrica constante, facilitando a migração dos cloretos para a armadura (GRAEFF, 2007, p. 51-52).

Segundo Torres (2006, p. 57-58), o CAIM pode ser considerado um ensaio que permite uma análise rápida e efetiva da corrosão, pois possibilita avaliação visual do processo de corrosão com o transcorrer do tempo. O método permite examinar e medir a quantidade de aço que foi deteriorada, através da medição de perda de massa, no qual é um importante indicador para se avaliar as consequências geradas no processo de corrosão.

Na presente pesquisa o método escolhido para acelerar a corrosão nas armaduras longitudinais dos pilares foi o método CAIM com aplicação de corrente constante, o mesmo modelo proposto por Graeff (2007, p. 54-62). Com o intuito de se obter um maior controle sobre o grau de corrosão foi utilizado uma taxa de corrosão de $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$, no qual considerando que as barras a serem corroídas possuem 10 mm de diâmetro e 54 cm de comprimento, a corrente que foi imposta no sistema foi de 169,6 mA para as duas barras. Os equipamentos utilizados para aplicação da densidade de corrente desejada foram duas fontes de alimentação da fabricante ICEL com duas saídas de alimentação de corrente e tensão, capazes de fornecer correntes de até 3A e tensão de até 30V respectivamente.

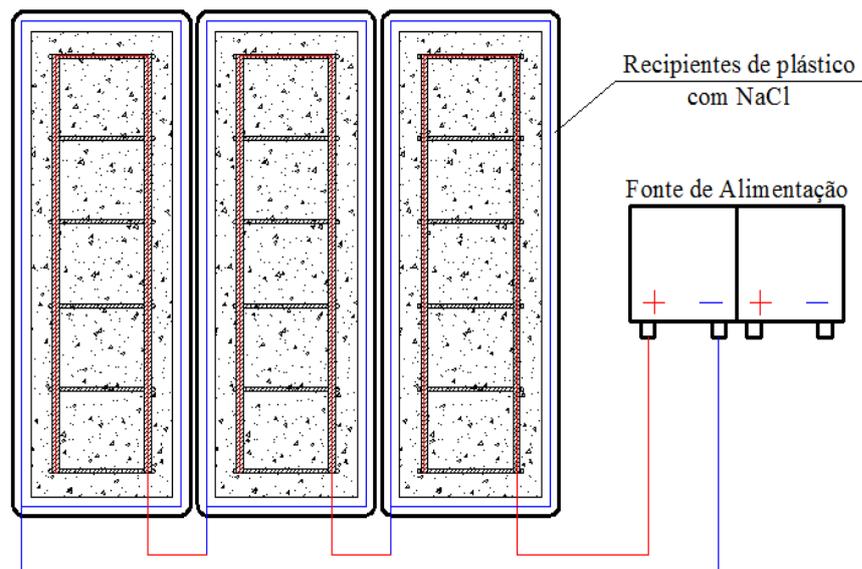
Figura 25 – Fontes de alimentação utilizadas para simular a corrosão



(fonte: foto do autor)

O ensaio de corrosão acelerado foi executado em duas etapas. Na primeira etapa foi realizado o ensaio em três pilares conectados em série com a fonte de alimentação. Na segunda etapa, foi aplicada a corrente em apenas um pilar, completando os quatro pilares previstos para sofrerem a corrosão acelerada em suas barras longitudinais. Na figura 26 pode-se observar que o pólo positivo da fonte foi ligado à barra do primeiro pilar da série, no caso da primeira etapa do ensaio, enquanto que o pólo negativo foi conectado ao fio de cobre que estava em contato com a água no último pilar da série, visando garantir o fluxo da corrente constante através de todos os pilares conectados. O esquema de ligação do ensaio da segunda etapa é similar ao da primeira, porém com apenas um pilar.

Figura 26 – Esquema de ligação dos pilares com a fonte de alimentação da 1ª etapa de ensaio



(fonte: elaborado pelo autor)

Os pilares foram colocados então com uma das faces laterais paralela ao fundo de recipientes plásticos de PVC transparente, com uma solução de cloretos de 35g/l, concentração similar à encontrada no oceano atlântico. Para que a solução de cloretos passasse sob o pilar e para que a face do mesmo não entrasse em contato com o fundo do recipiente, podendo rasgar o mesmo, foram posicionados espaçadores plásticos tipo pontual entre o fundo do recipiente e a face do pilar, para assim garantir uma altura necessária à passagem da solução. Com os pilares devidamente posicionados, em cada uma das etapas de ensaio, a solução de cloretos foi colocada até a altura de cobrimento dos pilares, garantindo assim a entrada de umidade por capilaridade na face em contato com a solução agressiva, e a entrada de oxigênio pela superfície restante do pilar de concreto armado. A figura 27 mostra a configuração geral das ligações do ensaio CAIM da primeira e segunda etapas de ensaio.

Figura 27 – Configuração geral das ligações do CAIM da 1ª e 2ª etapas, respectivamente



(fonte: foto do autor)

A evolução do experimento foi acompanhada então por um período de 30 dias seguidos, tempo no qual, segundo Graeff (2007, p. 97), se espera um grau de corrosão de 10% de perda de massa. As figuras 28 a 31 mostram os resultados do ensaio após os 30 dias corridos nos quatro pilares que foram corroídos nas duas etapas, mostrando as três faces que entraram em contato com a solução agressiva de cada pilar.

Figura 28 – Primeiro pilar corroído da 1ª etapa do ensaio



(fonte: foto do autor)

Figura 29 – Segundo pilar corroído da 1ª etapa do ensaio



(fonte: foto do autor)

Figura 30 – Terceiro pilar corroído da 1ª etapa do ensaio



(fonte: foto do autor)

Figura 31 – Pilar corroído da 2ª etapa do ensaio



(fonte: foto do autor)

5.6 RECUPERAÇÃO DOS PILARES

Após os 30 dias destinados à aceleração da corrosão pelo método CAIM nos pilares, se iniciou a etapa de recuperação dos elementos, ou seja, a remoção do concreto deteriorado devido à corrosão das armaduras que fissurou e contaminou o mesmo em torno das barras devido aos produtos de corrosão, bem como o tratamento das barras corroídas. Apenas dois pilares dos quatro que sofreram processo de corrosão foram recuperados, respeitando o plano de pesquisa estabelecido.

Inicialmente se procedeu ao corte e a remoção de todo concreto deteriorado com o uso de ferramentas ponteira e marreta, permanecendo apenas o concreto em boas condições. Para a limpeza e tratamento em toda a superfície das barras de aço corroídas foi retirado, além do cobrimento de concreto, uma profundidade média de 2 cm além das barras de aço para garantir também a remoção de qualquer parte de concreto fissurado e contaminado sob as mesmas (figura 32). Segundo Souza e Ripper (1998, p. 116-117), este procedimento tem como intuito a remoção completa dos agentes nocivos à estrutura, pois, o resíduo por mais imperceptível que seja de uma película oxidada pode comprometer todo o trabalho realizado, uma vez que esta película pode promover a retomada do processo corrosivo.

Figura 32 – Remoção do concreto deteriorado



(fonte: foto do autor)

Finalizada a remoção do concreto deteriorado, se procedeu a limpeza das barras de armaduras utilizando escova de cerdas de aço e lixa, com a finalidade de remover todos os resíduos de óxido de ferro gerados pela corrosão e concreto impregnados na superfície das barras (figura 33). Posteriormente as armaduras expostas foram pintadas com o primer **Nitoprimer ZN**, uma formulação epóxi enriquecida com zinco que tem como objetivo atuar como um metal de sacrifício frente à entrada de agentes agressivos, protegendo o núcleo de aço que já foi deteriorado da ação de mais um processo corrosivo (figura 34).

Figura 33 – Limpeza das barras corroídas



(fonte: foto do autor)

Figura 34 – Pintura das barras corroídas com primer epóxi



(fonte: foto do autor)

A etapa seguinte do processo de recuperação dos pilares foi a aplicação da argamassa de reparo com sílica ativa. As tabelas 8 e 9 mostram, respectivamente, uma estimativa do volume e massa de argamassa de reparo que foi utilizado para os pilares e para confecção de corpos de prova de controle e a quantidade de insumos em massa de acordo com o traço utilizado.

Tabela 8 – Volume e massa de argamassa de recuperação estimados

| | Comprimento (cm) | Altura Média (cm) | Largura (cm) | Volume (cm ³) | Massa (kg) |
|--------------------|------------------|-------------------|--------------|---------------------------|---------------|
| Pilar Reparado 1 | 60 | 5 | 20 | 6.000 | 16,971 |
| Pilar Reparado 2 | 60 | 5 | 20 | 6.000 | 16,971 |
| | Diâmetro (cm) | Altura (cm) | Quantidade | Volume (cm ³) | Massa (kg) |
| Cp Cilíndrico | 5 | 10 | 3 | 636,174 | 1,799 |
| Total Geral | | | | 12.636,17 | 35,740 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Dosagem da argamassa

| | Cimento (kg) | Areia (kg) | Sílica Ativa (kg) | a/agl. (l) |
|--------------------|--------------|---------------|-------------------|--------------|
| | 1 | 3 | 0,1 | 0,55 |
| Pilar Reparado 1 | 4,139 | 12,418 | 0,414 | 2,504 |
| Pilar Reparado 2 | 4,139 | 12,418 | 0,414 | 2,504 |
| Cp Cilíndrico (x3) | 0,439 | 1,316 | 0,044 | 0,265 |
| Total Geral | 8,717 | 26,152 | 0,8717 | 5,274 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Os materiais foram então pesados e separados de acordo com a tabela 9 (figura 35), sendo em seguida levados a betoneira para serem misturados até se obter a consistência desejada. A figura 36 mostra a mistura dos materiais na betoneira já com a consistência ideal para a aplicação no local de reparo nos pilares.

Figura 35 – Materiais utilizados para a argamassa de reparo



(fonte: foto do autor)

Figura 36 – Argamassa pronta para ser utilizada



(fonte: foto do autor)

Após a produção da argamassa, passou-se então à etapa de aplicação da mesma nos pilares. Para melhor execução desta tarefa, visto que apenas uma face seria reparada e os pilares moldados desta pesquisa são elementos isolados, estes foram colocados horizontalmente em fôrmas com a parte que seria preenchida com a argamassa virada para cima, facilitando os trabalhos de tratamento das armaduras e lançamento da argamassa de reparo (figura 37). Antes do lançamento da argamassa a superfície de concreto dos pilares foi parcialmente umedecida, para que o substrato de concreto não absorvesse em demasia a água contida na argamassa de reparo, prejudicando a consistência e aderência da argamassa no concreto. A argamassa então foi aplicada de forma enérgica e em camadas na superfície de concreto, para que se garantisse uma adequada compactação e aderência do material de reparo no substrato de concreto (figura 38).

Figura 37 – Disposição dos pilares nas fôrmas para os trabalhos de reparo



(fonte: foto do autor)

Figura 38 – Lançamento da argamassa de reparo



(fonte: foto do autor)

Finalizada a aplicação da argamassa de reparo nos dois pilares, estes foram desmoldados após 24 horas, sendo então levados para a câmara úmida onde permaneceram por um período de 21 dias. Os corpos de prova cilíndricos confeccionados para controle da resistência da argamassa foram desmoldados também após 24 horas e colocados juntamente com os pilares na câmara úmida (figura 39), onde foram rompidos 34 dias após a execução dos mesmos.

Figura 39 – Pilares reparados e cps de argamassa em processo de cura úmida



(fonte: foto do autor)

5.7 EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

O processo de aquecimento dos pilares foi realizado através de um forno elétrico com grande capacidade de aquecimento, que simula a quantidade de calor que o elemento estrutural estaria sofrendo caso estivesse em um incêndio real. O mesmo tem potência de 12 kW/h, cuja temperatura é controlada eletronicamente podendo alcançar temperaturas de até 1340 °C (figura 40). Cada um dos pilares foi submetido individualmente à situação de altas temperaturas, juntamente com três corpos de prova para controle.

Figura 40 – Forno elétrico utilizado para aquecimento dos pilares e cps



(fonte: foto do autor)

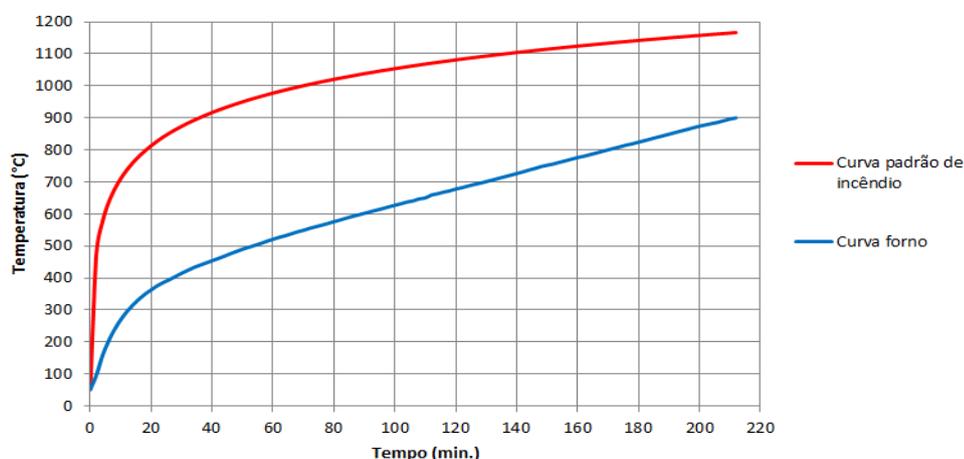
A primeira etapa para a realização do ensaio foi a disposição dos elementos dentro do forno, no qual cada pilar e cps foram postos horizontalmente no interior do mesmo acima de uma chapa de ferro e tijolos para que os elementos não encostassem nas resistências internas do forno, evitando danos a estas. Após a colocação dos elementos dentro do forno, uma tela de aço foi disposta em torno do pilar e cps visando à proteção das laterais do forno, caso houvesse o fenômeno de *spalling* no concreto (figura 41). Para monitorar a temperatura real interna do forno foi utilizado um termopar tipo K, com faixa de medição de temperatura entre -90°C e 1380°C, conectado a um controlador e programador de temperatura instalado na lateral externa do forno.

Figura 41 – Pilar e cps no interior do forno



(fonte: foto do autor)

Inicialmente, o forno foi programado para aquecer a uma taxa máxima de $100^{\circ}\text{C}/\text{min}$, porém, de acordo com o gráfico mostrado na figura 42, no qual se compara a curva de aquecimento apresentada pelo forno com a curva padrão de incêndio da NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001a, p. 2), o forno apresentou uma taxa de aproximadamente $17,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ para os primeiros 20 minutos de ensaio e de $2,9^{\circ}\text{C}/\text{min}$ para o restante do tempo até se chegar ao patamar de temperatura desejado. O tempo total para se chegar aos 900°C foi de 212 minutos, mostrando então um desempenho inferior do forno ao esperado para ensaios de resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais preconizado pela NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001a).

Figura 42 – Curva de incêndio padrão *versus* curva do forno utilizado

(fonte: elaborado pelo autor)

Depois de atingida a temperatura desejada ($900^{\circ}\text{C}\pm 5\%$) os elementos foram mantidos neste patamar de temperatura durante 2 horas, tempo mínimo (TRRF mínimo) para que uma edificação, por exemplo, do tipo residencial (grupo A) classe P5, seja considerada resistente ao fogo, de acordo com a norma NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001b, p. 7). Quanto ao valor de temperatura, este representa um valor normalmente encontrado na maioria dos incêndios em edificações convencionais. Após as 2 horas no patamar de temperatura desejado, o forno foi desligado, iniciando a etapa de resfriamento natural dos elementos dentro do próprio forno. Assim que os elementos atingiram temperatura na qual pudessem ser manipulados, estes foram então retirados do interior do forno, concluindo o ensaio. A figura 43 mostra um dos pilares após o ensaio, no qual se percebe claramente a mudança de tonalidade do elemento, ficando mais claro, e apresentando também inúmeras fissuras em suas faces, possivelmente ocasionadas pelas degradações internas de seus elementos constituintes durante o processo de aquecimento.

Figura 43 – Pilar após ensaio de altas temperaturas



(fonte: foto do autor)

5.8 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados nos pilares de concreto armado com o intuito de verificar e comparar as capacidades de carga residuais de cada um dos cinco pilares moldados que sofreram as degradações previstas e impostas durante todos os experimentos realizados nesta pesquisa entre si e com a capacidade de carga do pilar de referência. Já os corpos de prova cilíndricos de concreto e de argamassa de reparo foram rompidos com a finalidade de realizar um controle tecnológico da resistência à compressão ao longo do tempo.

Os ensaios de resistência à compressão nos corpos de prova cilíndricos de concreto foram realizados aos 114 dias para os cps moldados na primeira etapa de concretagem, e aos 14, 28 e 79 dias para os cps moldados na segunda etapa de concretagem. Já os corpos de prova de argamassa utilizada no reparo dos pilares foram rompidos aos 34 dias de moldagem. Foram utilizados 3 cps para cada idade de ruptura com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para os cps de concreto e de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura para os cps de argamassa, no qual todos eles antes de serem rompidos foram retificados em máquina retificadora e os pilares capeados com argamassa nas faces das extremidades, evitando ou reduzindo a possibilidade de distorção ou alta variabilidade dos resultados.

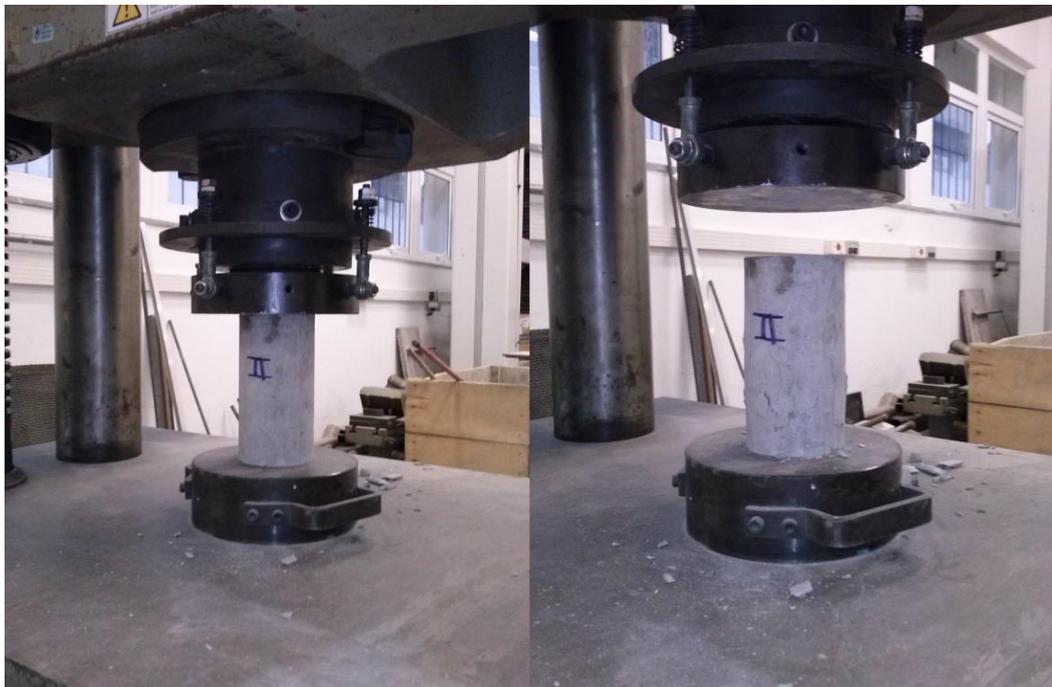
Os rompimentos dos pilares (figura 44) e dos corpos de prova de concreto (figura 45) e de argamassa (figura 46) foram realizados em uma prensa hidráulica SHIMADZU, monitorada por computador, com capacidade de 2000 kN. Os procedimentos de ensaio para os cps cilíndricos foram realizados de acordo com a NBR 5739 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007), sendo a taxa de aplicação de carga utilizada em todos os ensaios igual a 0,45 MPa por segundo.

Figura 44 – Ruptura de um dos pilares de concreto armado



(fonte: foto do autor)

Figura 45 – Ruptura de um dos cps de concreto



(fonte: foto do autor)

Figura 46 – Ruptura de um dos cps de argamassa



(fonte: foto do autor)

O ensaio de módulo de elasticidade do concreto foi realizado aos 79 dias após a concretagem, apenas para os corpos de prova cilíndricos de concreto da segunda etapa de concretagem. Foram então moldados 3 cps com dimensões 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, que também foram retificados antes do ensaio. A metodologia de ensaio e o cálculo do módulo de elasticidade foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na NBR 8522 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

No ensaio, a carga aplicada e o conseqüente deslocamento causado pela carga foram medidos a cada 0,5 segundos através de um compressômetro posicionado nos 100 mm centrais da altura do corpo de prova (figura 47). O módulo é obtido então através da determinação do coeficiente angular da reta que passa pelos pontos correspondentes a 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura, valor este obtido anteriormente através dos ensaios de resistência à compressão do concreto, no gráfico tensão *versus* deformação gerado pelo equipamento.

Figura 47 – Ensaio de módulo de elasticidade



(fonte: foto do autor)

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados de todos os experimentos realizados durante o programa experimental. São mostrados primeiramente os resultados dos ensaios de resistência à compressão e em seguida do módulo de elasticidade do concreto. Logo após, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão da argamassa de reparo e finalmente, são apresentados e discutidos os resultados das rupturas de todos os pilares moldados na pesquisa.

6.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Os ensaios de resistência à compressão no concreto são apresentados nas tabelas 10, 11 e 12 a seguir, que mostram as resistências do concreto da primeira e segunda etapa de concretagem, além da resistência residual do concreto da segunda etapa de concretagem após simulação de incêndio, respectivamente.

Tabela 10 – Resistência à compressão do concreto da 1ª concretagem

| Rompimento | 114 dias | |
|-----------------------|-------------------|---------------------|
| Corpo de prova | Carga (kN) | Tensão (MPa) |
| CP1 | 233,80 | 29,77 |
| CP2 | 224,60 | 28,60 |
| CP3 | 182* | 23,18* |
| Média | 229,20 | 29,19 |

*valor desconsiderado

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 11 – Resistência à compressão do concreto da 2ª concretagem

| Rompimento | 14 dias | | 28 dias | | 79 dias | |
|-----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|---------------------|-------------------|---------------------|
| Corpo de prova | Carga (kN) | Tensão (MPa) | Carga (kN) | Tensão (MPa) | Carga (kN) | Tensão (MPa) |
| CP1 | 169,49 | 21,58 | 183,16 | 23,32 | 216,61 | 27,58 |
| CP2 | 158,18 | 20,14 | 151,82* | 19,33* | 223,29 | 28,43 |
| CP3 | 90,32* | 11,5* | 180,25 | 22,95 | 203,4* | 25,89* |
| Média | 163,83 | 20,86 | 181,70 | 23,14 | 219,95 | 28,01 |

*valor desconsiderado

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Resistência à compressão residual do concreto da 2ª concretagem após simulação de incêndio

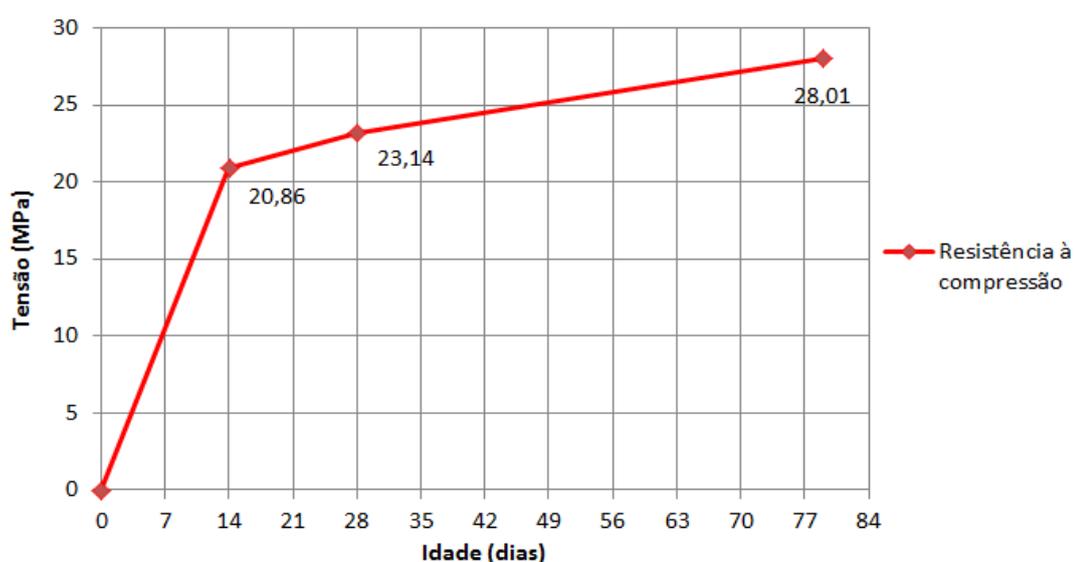
| Rompimento | 79 dias | |
|-----------------------|-------------------|---------------------|
| Corpo de prova | Carga (kN) | Tensão (MPa) |
| CP1 | 18,40 | 2,35 |
| CP2 | 17 | 2,15 |
| CP3 | 17,40 | 2,22 |
| Média | 17,60 | 2,24 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas tabelas 10 e 11 se observa que os valores de resistência para as idades de ruptura foram acima do esperado para os concretos confeccionados na primeira e segunda etapas de concretagem, que era de 25 MPa. Em compensação ocorreu uma perda drástica de resistência no concreto que sofreu simulação de incêndio, mostrado na tabela 12, ficando a resistência residual do mesmo em torno de 8% da resistência alcançada para o mesmo concreto que não foi submetido a altas temperaturas.

O gráfico a seguir (figura 48) mostra a evolução da resistência à compressão do concreto da segunda etapa de concretagem apresentado na tabela 11, no qual se observa um rápido crescimento da resistência nas primeiras idades, característica intrínseca do cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) utilizado para confecção dos elementos estruturais.

Figura 48 – Resistência do concreto da 2ª concretagem no decorrer do tempo



(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

O resultado do módulo de elasticidade do concreto da segunda etapa de concretagem é mostrado na tabela 13 a seguir, determinado através da média dos resultados do módulo dos 3 cps utilizados para o ensaio.

Tabela 13 – Módulo de elasticidade do concreto

| Idade | 79 dias |
|-----------------------|---------------------|
| Corpo de prova | Módulo (GPa) |
| CP1 | 30,38 |
| CP2 | 31,88 |
| CP3 | 37,29 |
| Média | 33,18 |

(fonte: elaborado pelo autor)

O valor encontrado é maior do que o valor estimado para o módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29), que é de 24GPa.

6.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA DE REPARO

O ensaio de resistência à compressão da argamassa de reparo foi realizado na idade de 34 dias após a produção da mesma, cujo valor obtido, através da média dos resultados dos 3 cps, é mostrado na tabela 14 a seguir.

Tabela 14 – Resistência à compressão da argamassa de reparo

| Rompimento | 34 dias | |
|-----------------------|-------------------|---------------------|
| Corpo de prova | Carga (kN) | Tensão (MPa) |
| CP1 | 70,92 | 36,12 |
| CP2 | 73,26 | 37,31 |
| CP3 | 72,14 | 36,74 |
| Média | 72,11 | 36,72 |

(fonte: elaborado pelo autor)

6.4 CAPACIDADE DE CARGA DOS PILARES PÓS DETERIORAÇÃO

Com o objetivo de determinar a menor capacidade de carga dos pilares de concreto armado com armaduras corroídas com ou sem procedimento de reparo, e submetidos ou não a altas temperaturas, se realizou o ensaio de resistência à compressão nos seis pilares moldados. Os resultados dos ensaios são mostrados na tabela 15 a seguir.

Tabela 15 – Capacidade de carga dos pilares

| Pilar | Carga de ruptura (kN) | Tensão de ruptura (MPa) |
|---|-----------------------|-------------------------|
| P1: cura | 825 | 20,62 |
| P2: cura e corrosão acelerada | 1073 | 26,83 |
| P3: cura, corrosão acelerada e reparo | 1072 | 26,80 |
| P4: cura e altas temperaturas | 173 | 4,33 |
| P5: curas, corrosão acelerada e altas temperaturas | 96 | 2,39 |
| P6: cura, corrosão acelerada, reparo e altas temperaturas | 199 | 4,97 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente se observa na tabela 15 uma carga de ruptura para o pilar P1, pilar de referência, abaixo das cargas de ruptura dos pilares P2 e P3, que foram submetidos ao ensaio de corrosão acelerada com e sem reparado, respectivamente. Nestes pilares ocorreu uma perda de massa e de seção ao longo das barras longitudinais que poderia ocasionar perda de carga nos elementos em comparação à capacidade de carga do pilar P1, e também menor que a carga de ruptura calculada para o elemento de referência, que foi de 1000 kN, desconsiderando os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço.

Este fato se deve provavelmente à deficiência do capeamento de argamassa executado para ruptura do pilar na prensa ou mesmo à deficiência no adensamento do concreto moldado para confecção do elemento na fôrma, que pode ter contribuído para a formação de vazios internos no concreto endurecido, uma vez que houve uma concentração de tensão numa região específica no pilar, como é visualizado claramente na figura 49. O pilar poderia ser desconsiderado caso fossem moldados outros elementos e fossem obtidas cargas últimas como a prevista, porém, devido a questões de custo e limitação de tempo, foi moldado apenas um pilar para cada situação de análise.

Figura 49 – Ruptura do pilar P1



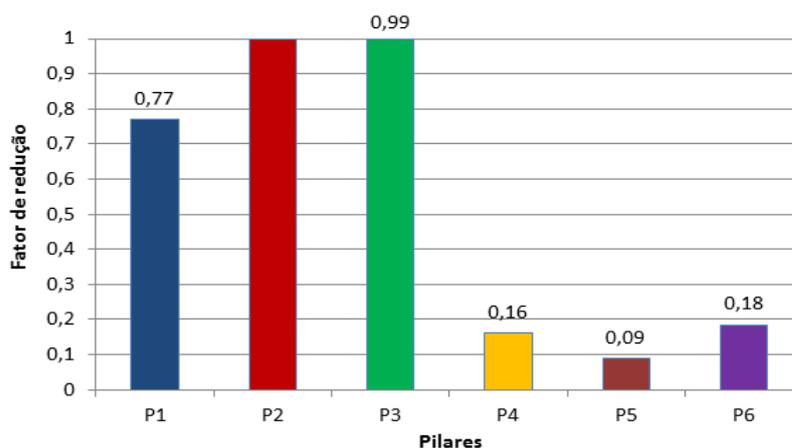
(fonte: foto do autor)

Devido a este fato, ocasionado por ruídos experimentais, se tomou como pilar de referência o pilar que obteve a maior capacidade de carga, ou seja, o pilar P2. Os pilares P2 e P3 obtiveram, respectivamente, cargas residuais praticamente idênticas, demonstrando que mesmo os elementos sofrendo um grau de corrosão de até 10% de perda de massa, e considerando a carga de ruptura calculada para o pilar P1, este dano não causou perdas na sua capacidade portante. Quanto à argamassa de reparo empregada no pilar P3, esta não acarretou em um ganho de resistência para a amostra em relação à resistência do pilar P2. Este ganho era esperado uma vez que no pilar P2 foram mantidas as armaduras com os produtos de corrosão em torno das barras e o concreto de cobrimento contaminado e fissurado devido à expansão dos produtos de corrosão. Este fato se deve, provavelmente, a uma possível falha na aderência entre o concreto e a argamassa de reparo conjugada com os efeitos da corrosão das armaduras. Uma observação bastante interessante em relação ao rompimento do pilar P3 é que este obteve um rompimento brusco, caracterizando uma ruptura frágil, provavelmente devido à argamassa de reparo com sílica ativa, que apresenta em sua composição partículas ultra finas, conferindo uma matriz densa e rígida para a argamassa.

Quanto aos pilares que passaram pela simulação de incêndio, estes obtiveram suas capacidades portantes drasticamente reduzidas, como esperado. A figura 50 mostra um

gráfico no qual se apresenta fatores de redução das capacidades de carga para todos os pilares, tomando se como referência a carga de ruptura do pilar P2, no qual se observa reduções de resistência de 84, 91 e 82% para os pilares P4, P5 e P6, respectivamente. As resistências dos pilares P2 e P3 podem ser consideradas iguais, já que a diferença foi de apenas 1%. A capacidade de carga do pilar P1 ficou 33% menor que a do pilar P2.

Figura 50 – Redução da capacidade portante dos pilares



(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente se observa, entre os pilares que sofreram altas temperaturas, uma capacidade de carga residual do pilar P6 maior que as capacidades residuais dos pilares P4 e P5, respectivamente. Isto se deve provavelmente à utilização da argamassa de reparo, que mesmo sofrendo altas temperaturas, conferiu um maior desempenho mecânico para o elemento como todo. Além disso, a aderência entre a argamassa de reparo e as armaduras corroídas, salvo problemas experimentais, deve ser maior do que nos pilares corroídos não reparados.

O pilar P5 obteve a menor carga de ruptura entre os elementos, que provavelmente é decorrência da sinergia da degradação sofrida pelas altas temperaturas e corrosão das suas armaduras, que diminuiu a seção de armadura e deteriorou o concreto de cobrimento, contaminado e fissurando o mesmo. Quanto ao pilar P4, este obteve uma carga de ruptura aproximadamente intermediária em relação às cargas residuais dos pilares P5 e P6, o que era de se esperar, pois este passou apenas pelo ensaio de altas temperaturas, não sendo corroídas suas armaduras e nem passando pelos procedimentos de reparo. Percebe-se, ao se comparar os pilares P4 e P5, que em uma situação de incêndio, um pilar corroído pode ter sua capacidade portante reduzida em 44% em comparação com um pilar que não se encontra corroído.

As capacidades de carga dos pilares que foram expostos às altas temperaturas são uma consequência de uma série de degradações micro estruturais sofridas pelo concreto armado. Estas degradações internas se devem, por exemplo, a desidratação da portlandita (Ca(OH)_2) a uma temperatura por volta de 600°C , dando lugar ao óxido de cálcio (CaO), conhecido como a cal livre, segundo Lima (2005, p.71). Após o resfriamento dos elementos, o óxido de cálcio se reidrata ocasionando uma ligeira expansão e o aparecimento de microfissuras que prejudicaram a resistência dos elementos estruturais.

Ocorre também o aumento do número de poros e o aparecimento de microfissuras no concreto em altas temperaturas, devido além da desidratação da portlandita à incompatibilidade de esforços que ocorrem entre os agregados, que expandem durante o aquecimento, e a pasta de cimento, que contrai durante o aquecimento. As aderências entre a pasta de cimento e o agregado e entre as barras das armaduras e o concreto podem ser altamente comprometidas durante a fase de aquecimento, sendo esta última diminuída significativamente para patamares de temperatura entre 400 e 600°C . Todas essas degradações provavelmente contribuíram para que os pilares obtivessem cargas de ruptura extremamente baixas após passarem pela simulação de incêndio.

Outros fatos interessantes observados após os ensaios de corrosão acelerada e altas temperaturas são em relação aos aspectos superficiais e internos apresentados pelos elementos. Nos pilares que sofreram corrosão acelerada em suas barras, pode se observar claramente fissuras geradas pelos produtos de corrosão que contornavam longitudinalmente os pilares na altura do cobrimento de concreto. Já nos pilares que sofreram altas temperaturas, se observou um clareamento acentuado superficial e interno intercalados com manchas avermelhadas (figura 51), provavelmente devido a componentes ferrosos presentes no concreto e aos agregados utilizados para confecção do mesmo, segundo Cánovas (1988, p. 181). A figura 52 mostra o aspecto interno do pilar P5 após ruptura, no qual se observa a desagregação do concreto ocorrido com facilidade devido à degradação do elemento e as manchas vermelhas ocasionadas pelos produtos de corrosão que provavelmente se liquefizeram dentro do elemento devido às altas temperaturas sofridas pelo pilar.

Em relação a lascamentos superficiais no concreto (*spalling*), este foi observado apenas no pilar P4, e em apenas um ponto específico na superfície do elemento, como é mostrado no círculo vermelho na figura 51. Foi constatado também, devido ao manuseio dos elementos para

se executar as tarefas programadas no plano experimental, certa perda de massa dos pilares que passaram pelas altas temperaturas, provavelmente devido às mudanças de fase ou às transformações químicas sofridas pelos compostos do cimento e agregados.

Figura 51 – Manchas avermelhadas e *spalling* superficial do pilar P4



(fonte: foto do autor)

Figura 52 – Aspecto interno do pilar P5 após ruptura



(fonte: foto do autor)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões sobre o comportamento dos pilares de concreto armado submetidos às degradações e reparos executados nos elementos durante a pesquisa. Ainda, são comentadas algumas sugestões de trabalhos futuros que poderão oferecer suporte e continuação à pesquisa realizada neste trabalho.

Uma observação referente aos resultados obtidos deste trabalho deve ser feita: os resultados não devem ser generalizados e julgados verdadeiros para todas as situações de análises da presente pesquisa. Primeiramente, cada situação de análise foi executada em apenas um pilar, sendo uma amostra pouco significativa. Os pilares possuem dimensões, especialmente a relacionada à altura, que raramente condiz com uma situação real. Assim, a finalidade dos dados obtidos neste trabalho é apenas para fins de comparação entre os pilares ensaiados com diferentes estados de conservação, não se propondo a uma relação com estruturas reais. O trabalho utilizou apenas uma única resistência à compressão para o concreto e para a argamassa de reparo e aplicado apenas um grau de corrosão nas armaduras no ensaio CAIM. Quanto à temperatura imposta aos elementos estruturais no forno de simulação de incêndio, foi analisado apenas um patamar de temperatura, não sendo possível avaliar o comportamento resistente dos pilares em temperaturas maiores ou menores. O experimento foi realizado em um curto intervalo de tempo, não sendo possível, também, avaliar o comportamento do concreto dos pilares e da argamassa de reparo utilizada em diferentes idades.

7.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa realizou uma avaliação dos efeitos da corrosão em armaduras, dos procedimentos de reparo e da simulação de incêndio em pilares de concreto armado. Para tal, foram moldados seis pilares, nos quais foi aplicado um conjunto específico de simulações em termos de degradação e reparo, em cada amostra, com o objetivo de analisar a sinergia dos efeitos no elemento e de se obter a menor carga de ruptura entre as amostras.

No que diz respeito ao método utilizado para acelerar a corrosão das armaduras nos pilares, o CAIM se mostrou aparentemente bastante eficaz, provocando uma corrosão visualmente

substancial em todas as amostras submetidas ao ensaio. Porém, o ensaio de simulação de incêndio obteve um desempenho inferior ao desejado, pois a curva de aquecimento do forno não apresentou o mesmo desenvolvimento que a curva padrão de incêndio, fazendo com que os pilares ficassem expostos a altas temperaturas em um tempo maior do que o previsto, ocasionando uma degradação nas amostras também possivelmente maior do que a planejada. Para que o forno chegasse ao patamar de temperatura desejado, 900°C, o mesmo levou 212 minutos, enquanto que o tempo equivalente para se chegar a esta temperatura na curva padrão de incêndio é de aproximadamente 36 minutos.

Em relação aos resultados obtidos dos ensaios pode-se chegar às seguintes conclusões. O pilar P1 obteve uma carga de ruptura inferior à calculada teoricamente para o elemento, que era de no mínimo 1000 kN, desconsiderando os coeficientes minoradores de resistência para o concreto e o aço. Esta carga, também foi menor que a resistência de ruptura dos pilares P2 e P3, que tiveram suas barras corroídas (e o pilar P3 foi também reparado), ambos não sofrendo simulação de incêndio. Esta redução na capacidade portante pode ter ocorrido devido à falha do capeamento de argamassa para ruptura na prensa ou ineficiência de compactação do concreto durante a moldagem do elemento. Quanto aos resultados apresentados pelos pilares P2 e P3, praticamente idênticos, se percebe que a argamassa de reparo não trouxe ganho de resistência para o pilar P3, como era de se esperar, provavelmente devido a falhas de aderência do concreto com a argamassa de reparo.

Já os pilares que passaram pela simulação de incêndio obtiveram suas capacidades de carga drasticamente reduzidas, para valores menores que 20% da resistência do pilar de referência P2. Nestes elementos se observou um maior desempenho do pilar P6 que obteve suas armaduras e cobrimento de concreto reparados com argamassa de sílica ativa. O pilar P5 obteve a menor carga de ruptura entre todos os elementos executados, confirmando a hipótese de pesquisa. A corrosão de suas armaduras e a consequente contaminação e fissuração do seu concreto de cobrimento e também a degradação imposta devido à ação das altas temperaturas contribuíram para que obtivesse este resultado.

Por fim, percebe-se através deste trabalho o enorme prejuízo que podem ocorrer às estruturas de concreto armado caso suas armaduras estejam corroídas e, principalmente, a exposição de seus elementos a altas temperaturas, como acontece na conflagração de um incêndio. Mesmo que uma estrutura de concreto armado real não se comporte da mesma forma que

componentes isolados em situações de incêndio, uma vez que o sinergismo dos efeitos pode afetar o material de diferentes maneiras, neste trabalho tem se uma breve noção dos efeitos negativos que sinistros e falta de manutenção podem causar às estruturas civis.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Abaixo segue lista de trabalhos sugeridos que podem ser desenvolvidos a partir da presente pesquisa com o objetivo de complementar o trabalho realizado:

- a) utilização de diferentes resistências à compressão do concreto e da argamassa de reparo, rompidos em diferentes idades de moldagem;
- b) avaliação de diferentes graus de corrosão nas armaduras dos pilares, aplicados pelo ensaio CAIM;
- c) exposição dos pilares a outros processos de aceleração da corrosão, como por exemplo, a carbonatação acelerada do concreto, podendo se comparar os efeitos provocados por este tipo de corrosão acelerada com os efeitos da corrosão por cloretos;
- d) exposição dos pilares a diferentes patamares de temperatura no forno de simulação de incêndio, tanto menores como maiores à aplicada nesta pesquisa;
- e) utilização de outras adições pozolânicas na argamassa de reparo, como por exemplo, a cinza de casca de arroz e o metacaulim, com o intuito de avaliar o comportamento das mesmas também quando expostas a altas temperaturas;
- g) promover nova corrosão acelerada, após a recuperação dos pilares, avaliando o desempenho da argamassa de reparo utilizada e da tinta epóxi enriquecida com zinco, quando submetidas à corrosão;
- h) avaliação de pilares com maiores dimensões, submetidos às cargas de serviço e as vinculações normalmente existentes nestes elementos estruturais, com todas as degradações impostas nesta pesquisa nos elementos.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Pini, 1992.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201**: guide to durable concrete. Detroit, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais– determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001a.
- _____. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento. Rio de Janeiro, 2001b.
- _____. **NBR 5739**:concreto – ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 8522**:determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão – deformação. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012a.
- _____. **NBR 13956**:sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta. Rio de Janeiro, 2012b.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**. 2008. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2008. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/18395>>¹⁸. Acesso em: 18 ago. 2014.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto**: inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: Pini, 1997.
- COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P.; Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU´ 2002 – SUSTENTABILIDADE, ARQUITETURA E DESENHO URBANO, 4., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002. 1 CD.
- COSTA, C. N.; SILVA, V. P. e Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30, 2002, Brasília. **Anais...** Brasília:UnB, 2002. 1 CD.

¹⁸ Estando no site < <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/18395>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento.

_____. Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais. In: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 2003, 1CD.

GENTIL, V. **Corrosão**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

GRAEFF, A. G. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/10389>>¹⁹. Acesso em: 18 ago. 2014.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: Pini, 1986.

_____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

LIMA, R. C. A. de **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/5085>>²⁰. Acesso em: 23 ago. 2014.

MEHTA, P. K.; MONTERIO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

PANNONI, F. D. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio**. São Paulo: Perfis Açominas, 2002. Coletânea do Uso do Aço v. 2.

RAMANATHAN, L. V. **Corrosão e seu controle**. São Paulo: Hemus, [198-].

SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio: determinação da temperatura nos elementos estruturais de aço com protensão térmica – uma proposta de revisão da NBR 14323: 1999. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília:UnB, 2002. 1 CD.

SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

STANISH, K.; HOOTON, R.; PANTAZOPOULOU, S. J. Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, Toronto, v. 96, n. 6, p. 915-921, 1997.

TESSARI, R. **Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto**. 2001. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade

¹⁹ Estando no site <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/10389>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento.

²⁰ Estando no site <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/5085>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento.

Federal do Rio Grande do Sul, 2001. Disponível em:
<<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/7852>>²¹. Acesso em: 20 ago. 2014.

²¹ Estando no site < <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/7852> >, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento.