

DIEGO BERNARDES MARQUES

**REFORÇO DE PILARETES DE CONCRETO ARMADO
EXPOSTOS A ALTAS TEMPERATURAS COM A
UTILIZAÇÃO DE TECIDO DE FIBRA DE CARBONO**

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
Coorientadora: Mônica Regina Garcez**

Porto Alegre
dezembro 2018

DIEGO BERNARDES MARQUES

**REFORÇO DE PILARETES DE CONCRETO ARMADO
EXPOSTOS A ALTAS TEMPERATURAS COM A
UTILIZAÇÃO DE TECIDO DE FIBRA DE CARBONO**

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

Porto Alegre, dezembro de 2018

Profa. Ângela Gaio Graeff
PhD pela Universidade de Sheffield
Orientadora

Profa. Mônica Regina Garcez
Dra. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Co orientadora

BANCA EXAMINADORA

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

Profa. Mônica Regina Garcez (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

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

**Eng. Lucas Alexandre Reginato
(UFRGS)**
Doutorando PPGEG - UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Gentil C. Marques
Junior e Ana Lúcia S. B. Marques, que sempre me
apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso
de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha orientadora, Prof^a Ângela Gaio Graeff, pela sua confiança, interesse, engajamento, disponibilidade e conselhos para a construção deste trabalho.

Agradeço a minha coorientadora, Prof^a Prof^a Monica Regina Garcez, pela sua disponibilidade, dedicação, sugestões e conselhos para o desenvolvimento deste trabalho.

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

Agradeço a Builder Indústria e Comércio, em especial ao Engenheiro Fábio Viecili, pela doação dos materiais utilizados neste trabalho, bem como pelo seu apoio e incentivo para conclusão deste trabalho.

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 a minha família, em especial aos meus pais, por sempre terem acreditado em mim, por terem me dado todo apoio e suporte necessário para atingir o meu objetivo de conclusão do curso de graduação.

Agradeço a minha esposa Renata Eliane Boehm, pelo apoio, confiança e exemplo de dedicação que me motivaram para a conclusão deste trabalho.

Aprender é a única coisa de que a mente nunca se cansa,
nunca tem medo e nunca se arrepende.

Leonardo Da Vinci

RESUMO

A exposição de estruturas de concreto armado a elevadas temperaturas provoca alterações significativas em sua micro e macroestruturas, resultando principalmente na redução de sua capacidade portante, do módulo de elasticidade e surgimento de outros problemas, tais como mudanças na sua coloração, deslocamentos, esfarelamento superficial e fissuração, que podem limitar ou até mesmo impossibilitar o uso futuro da estrutura. O nível de agressão sofrido, varia de acordo com a temperatura máxima atingida durante o incêndio, seu período total de exposição na fase de aquecimento, a forma de resfriamento, bem como as características da estrutura atingida. Desta maneira, este trabalho avaliou, através de procedimento experimental, para uma determinada condição de incêndio simulado em laboratório, a perda de capacidade de carga para um elemento estrutural, neste caso o pilarete de concreto armado e, com a utilização de técnicas de reforço estrutural com tecido de fibra de carbono, a possibilidade de recuperação plena de sua capacidade de carga inicial. Foram moldados nove pilaretes de concreto armado, sendo três testemunhos e os outros seis expostos a elevadas temperaturas (900°C), dos quais posteriormente três receberam reforço com tecido de fibra de carbono para avaliar o ganho correspondente em suas capacidades de carga. Para as condições de ensaio avaliadas, verificou-se que o patamar de temperatura atingido acarreta perdas significativas da capacidade de carga dos pilaretes, que impossibilitaram a recuperação plena de sua capacidade de carga através da utilização de sistemas de reforço com fibra de carbono. Desta forma, nos resultados apresentados, além desta condição, avaliou-se diferentes situações de exposição a elevadas temperaturas e de reforço com tecido de fibra carbono que possibilitariam a recuperação plena da capacidade de carga inicial.

Palavras-chave: Concreto Armado em Altas Temperaturas. Sistemas de Reforço com Fibra de Carbono. Incêndio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.....	23
Figura 2 – Triângulo e tetraedro de fogo.....	25
Figura 3 – Fluxo de calor por condução.....	26
Figura 4 – Fluxo de calor por convecção.....	27
Figura 5 – Fluxo de calor por radiação.....	27
Figura 6 – Gráfico temperatura x tempo de incêndio natural.....	28
Figura 7 – Curva temperatura x tempo para incêndio padrão.....	30
Figura 8 – Fator de redução da resistência do aço.....	35
Figura 9 – Fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura \emptyset	36
Figura 10 – Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura \emptyset	37
Figura 11 – Diagrama tensão x deformação compósitos e aço.....	41
Figura 12 – Representação de uma matriz do sistema fibra de carbono.....	41
Figura 13 – Utilização de ferramenta abrasiva para escarificação da superfície.....	46
Figura 14 – Arredondamento dos cantos vivos.....	46
Figura 15 – Tensões e deformações de sistemas não confinados e confinados.....	48
Figura 16 – Detalhe de armadura.....	55
Figura 17 – Armadura montada com posicionamento de espaçadores tipo “roseta”	55
Figura 18 – Materiais separados e pesados.....	58
Figura 19 – Ensaio de abatimento de tronco de cone.....	59
Figura 20 – Montagem de fôrmas para moldagem dos pilaretes.....	60
Figura 21 – Forno elétrico utilizado para aquecimento dos pilaretes.....	61
Figura 22 – Posicionamento de pilarete no interior do forno.....	62
Figura 23 – Comparativo curva de incêndio padrão x curva forno utilizado.....	62
Figura 24 – Degradação de pilarete exposto a elevadas temperaturas.....	63
Figura 25 – Fragmentação de pilarete exposto a elevadas temperaturas.....	64
Figura 26 – Procedimento de reparo com argamassa de reparo rápido.....	65
Figura 27 – Superfície escarificada e cantos arredondados executados.....	66
Figura 28 – Aplicação de resina de imprimação nas faces do pilarete.....	67
Figura 29 – Faixas de tecido de fibra de carbono.....	68
Figura 30 – Pilar reforçado com tecido de fibra de carbono.....	69
Figura 31 – Ensaio de compressão axial de pilarete reforçado com fibra de carbono.....	70

Figura 32 – Detalhe esmagamento do concreto contido pelo confinamento do reforço CFC.....	70
Figura 33 – Resultados dos ensaios de compressão axial.....	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Transformações na pasta de cimento devido ao aquecimento.....	33
Quadro 2 – Pilares moldados e suas respectivas condições de ensaio à compressão.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de redução para agregados predominantemente silicosos.....	38
Tabela 2 – Composição granulométrica do agregado graúdo.....	56
Tabela 3 – Composição granulométrica do agregado miúdo	57
Tabela 4 – Características físicas do cimento utilizado.....	57
Tabela 5 – Resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos.....	71
Tabela 6 – Capacidade de carga dos pilaretes testemunhos.....	72
Tabela 7 – Capacidade de carga dos pilaretes expostos a elevadas temperaturas.....	72
Tabela 8 – Características do pilar para dimensionamento.....	73
Tabela 9 – Característica do tecido de fibra de carbono utilizado.....	74
Tabela 10 – Dimensionamento de reforço de tecido de fibra de carbono para n camadas.....	75
Tabela 11 – Capacidade de carga dos pilaretes reforçados com fibra de carbono.....	77
Tabela 12 – Recuperação da capacidade de carga inicial para n=2.....	78
Tabela 13 – Recuperação da capacidade de carga inicial para T=625°C.....	79
Tabela 14 – Comparação teórico x experimental.....	80

LISTA DE SIGLAS

ACI – *American Concrete Institute*

CFC – Compósito de Fibra de Carbono

ISO – *International Standardization for Organization*

LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

NBR – Norma Brasileira

PAN – poliacrilonitril

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

T – temperatura dos gases no instante t (Celsius)

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

t – tempo (minutos)

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

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

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)

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

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

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)

Ψ_f – coeficiente de redução da resistência para a forma da coluna

A_g - área da seção transversal da coluna

A_{st} - área da seção transversal da armadura longitudinal da coluna

k_a – coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono

ρ_f – pressão lateral de confinamento (kN/cm²)

f_{fe} – tensão máxima absorvida pela fibra de carbono (kN/cm²)

r – raio de curvatura entre lados adjacentes (b) e (h), em geral = 1,5 cm

n – Número de camadas de CFC (-)

t_f – Espessura de cálculo considerada da fibra de carbono (cm)

ε_{fe} – Deformação máxima absorvida pela fibra (%)

E_{fe} – Módulo de elasticidade da fibra de carbono (MPa);

s – espaçamento entre estribos (cm);

LISTA DE FÓRMULAS QUÍMICAS

CO₂ – Dióxido de Carbono

CaO – Óxido de Cálcio

C-S-H – Silicato de Cálcio Hidratado

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	20
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA.....	20
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA.....	20
2.2.1 Objetivo Principal.....	20
2.2.2 Objetivo Secundário.....	20
2.3 HIPÓTESE	21
2.4 PRESSUPOSTO.....	21
2.5 DELIMITAÇÕES.....	21
2.6 LIMITAÇÕES.....	22
2.7 DELINEAMENTO.....	22
3 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	24
3.1 COMBUSTÃO.....	24
3.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR.....	25
3.3 FASES DE UM INCÊNDIO.....	27
3.4 CURVA PADRONIZADA PARA ENSAIOS.....	29
3.5 COMPORTAMENTO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS.....	31
3.5.1 Pasta de Cimento.....	32
3.5.2 Água.....	33
3.5.3 Agregados.....	34
3.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURAS.....	34
3.6.1 Aço.....	35
3.6.1.1 Resistência à compressão.....	35
3.6.1.2 Módulo de elasticidade.....	36
3.6.2 Concreto.....	37
3.6.2.1 Resistência à compressão.....	37
3.6.2.2 Módulo de elasticidade.....	38
4 SISTEMA DE REFORÇO ESTRUTURAL COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO.....	39
4.1 FIBRAS DE CARBONO.....	39
4.2 RESINAS.....	42
4.2.1 Imprimadores Primários.....	43

4.2.2 Reguladores de Superfície.....	43
4.2.3 Resinas de Saturação.....	43
4.2.4 Adesivos.....	44
4.2.5 Revestimentos Protetores.....	44
4.3 PROCEDIMENTO EXECUTIVO.....	44
4.3.1 Preparação da Superfície.....	45
4.3.2 Aplicação das Resinas.....	46
4.3.3 Aplicação da Manta de Carbono.....	47
4.4 AUMENTO DA RESISTÊNCIA AXIAL.....	48
4.4.1 Contribuição do Sistema Composto de Fibra de Carbono.....	51
4.4.2 Contribuição dos Estribos na Situação de Confinamento.....	52
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	53
5.1 PLANO EXPERIMENTAL.....	53
5.2 ARMADURA.....	54
5.3 CONCRETO.....	56
5.3.1 Materiais.....	56
5.3.1.1 Agregado graúdo.....	56
5.3.1.2 Agregado miúdo.....	56
5.3.1.3 Cimento.....	57
5.3.2 Dosagem.....	57
5.3.3 Mistura.....	58
5.3.4 Moldagem.....	59
5.4 EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS.....	60
5.5 REFORÇO COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO.....	63
5.5.1 Dimensionamento do Reforço.....	63
5.5.2 Procedimento de Reparo.....	64
5.5.3 Preparação da Superfície.....	65
5.5.4 Aplicação do Reforço.....	66
5.6 ENSAIOS DE COMPRESSÃO.....	69
6 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	71
6.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL.....	71
6.2 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO.....	73
6.3 RESULTADOS DE COMPRESSÃO AXIAL DOS PILARETES REFORÇADOS.....	76
6.4 TEMPERATURA LIMITE PARA RECUPERAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA INICIAL.....	78

6.5 CÁLCULO TEÓRICO PARA $T = 900^{\circ}\text{C}$	79
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	81
7.1 CONCLUSÕES.....	81
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	82
REFERÊNCIAS.....	83

1 INTRODUÇÃO

A partir dos anos 1990, os materiais compósitos, mais especificamente os de fibra de carbono, tem se destacado pelo emprego em soluções de engenharia para recuperação de estruturas de concreto armado com o objetivo de prolongamento de sua vida útil. Tal material apresenta uma série de virtudes em relação às outras soluções mais tradicionais de reforço, como por exemplo seu baixo peso próprio, elevada resistência, grande durabilidade e capacidade de se adaptar à geometria da estrutura.

O concreto é um material composto que, na exposição às elevadas temperaturas, cada um de seus constituintes reage de uma maneira distinta. Sendo assim, o aumento de temperatura gera significativas alterações na micro e macroestrutura do concreto, resultando em mudanças na sua coloração, perda de resistência mecânica e módulo de elasticidade, deslocamento, esfrelamento superficial, fissuração e até mesmo podendo levar, em situações extremas, ao colapso de toda a estrutura. As manifestações patológicas anteriormente citadas, variam de acordo com a temperatura máxima atingida durante o incêndio, seu período total de exposição e a velocidade de resfriamento, bem como características próprias da estrutura de concreto armado, tais como o traço, os materiais constituintes e tipo de elemento estrutural atingido.

Desta maneira, o presente trabalho visa, através de procedimento experimental, para uma determinada condição de incêndio simulado em laboratório, verificar a perda de capacidade de carga para o elemento estrutural, neste caso o pilarete de concreto armado e, com a utilização de técnicas de reforço de estrutura com tecido de fibra de carbono, avaliar se é possível a recuperação plena de sua capacidade de carga inicial. Nesta atividade, foram moldados nove pilaretes de concreto armado, sendo seis destes expostos às elevadas temperaturas, dos quais posteriormente três receberam reforço com tecido de fibra de carbono para avaliar o ganho correspondente de carga.

A estrutura deste trabalho foi dividida em sete capítulos. O presente capítulo traz uma breve introdução e contextualização dos assuntos tratados no trabalho. O segundo capítulo caracteriza as diretrizes de pesquisa, ou seja, a questão de pesquisa, seus objetivos, a hipótese, o pressuposto, as delimitações, as limitações e o delineamento da pesquisa. Os capítulos

subsequentes, de números três e quatro, apresentam uma sucinta revisão bibliográfica dos principais conceitos referentes aos temas principais deste trabalho: estruturas de concreto armado em situação de incêndio e o reforço com tecido de fibra de carbono das mesmas. O quinto capítulo detalha o programa experimental realizado no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME), descrevendo todas as etapas efetuadas para obtenção dos resultados. Por fim, o sexto e sétimo capítulos apresentam, respectivamente, os resultados e análises dos ensaios bem como as conclusões obtidas do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento desta pesquisa são descritas nos itens abaixo.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é a seguinte: é possível, através da utilização de tecido de fibra de carbono, recuperar a capacidade de carga inicial, de pilaretes de concreto armado que foram expostos a uma determinada condição de elevadas temperaturas?

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

Os objetivos da presente pesquisa subdividem-se em principais e secundários, conforme descritos abaixo.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal da pesquisa é determinar, através de ensaios experimentais, a perda de capacidade de carga de pilaretes expostos a elevadas temperaturas em relação a pilaretes idênticos numa condição de bom estado de conservação e, a partir destes resultados, condicionar e efetuar reforço com fibra de carbono visando recuperar suas capacidades de carga inicial.

2.2.2 Objetivo Secundário

Têm-se por objetivos secundários, caso o reforço não recupere a capacidade de carga em sua plenitude, obter informações preliminares sobre até qual temperatura máxima de exposição ao

incêndio, utilizando uma solução de reforço com tecido de fibra de carbono, um pilarete pode ser recuperado.

2.3 HIPÓTESE

Adota-se como hipótese inicial para realização da atividade experimental a recuperação plena da capacidade de suporte do pilarete exposto as elevadas temperaturas e reforçado com tecido de fibra de carbono.

2.4 PRESSUPOSTO

É adotado como pressuposto do trabalho que as Normas e recomendações técnicas descritas abaixo são válidas para o dimensionamento de estruturas de concreto armado e/ou dimensionamento de reforço de estruturas de concreto armado:

- a) das boas práticas e recomendações adotadas em Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono, de Ari de Paula Machado;
- b) da NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, relativas ao dimensionamento e detalhamento de pilares de concreto armado;
- c) da NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se na execução de procedimento experimental e análise dos resultados de ensaios de compressão de nove pilaretes de concreto armado, em diferentes condições de ensaio (testemunhos, expostos a altas temperaturas e reforçados após exposição a altas temperaturas).

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

- a) número de exemplares para cada grupo de ensaio;
- b) a resistência média do concreto restringiu-se apenas à classe C25;
- c) tamanho da abertura do forno limitou o comprimento dos pilaretes em 60 cm;
- d) foi utilizado forno elétrico para a simulação da condição de incêndio, cuja temperatura máxima atingida foi de 900°C, por período máximo de 120 minutos;
- e) a forma de exposição ao incêndio deu-se apenas na situação de calor nas quatro faces dos pilares;
- f) utilizou-se apenas um modelo de reforço com tecido de fibra de carbono para os três pilares reforçados;
- g) as resinas utilizadas e o tecido de fibra de carbono foram fornecidos por um único fabricante.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado seguindo as etapas apresentadas abaixo e esquematicamente representadas na figura 1 que estão descritas nos parágrafos abaixo.

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) planejamento do plano experimental;
- c) realização dos experimentos;
- d) análise dos resultados;
- e) conclusões e considerações finais.

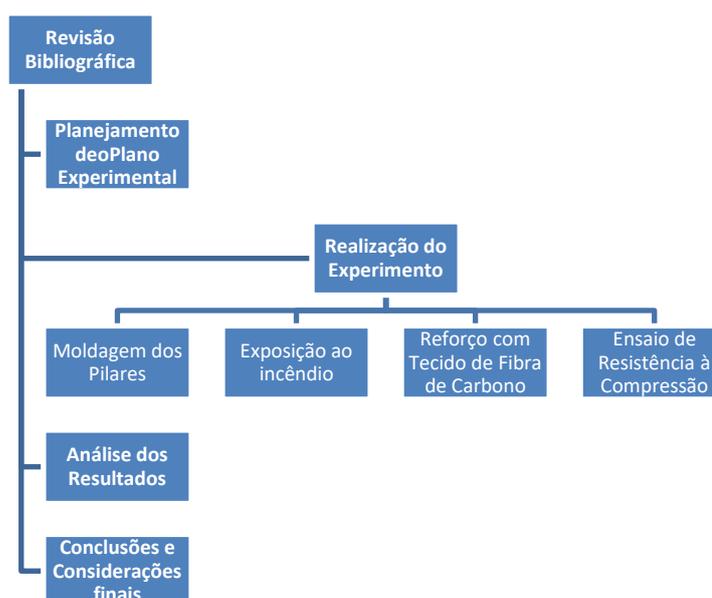
Inicialmente realizou-se a **pesquisa bibliográfica**, buscando-se embasamento teórico para o tema escolhido para realização do trabalho. Esta etapa estendeu-se ao longo de todo trabalho, tendo como base normas técnicas, livros, artigos, trabalhos de conclusão de curso, teses, dissertações e manuais de boas práticas de engenharia.

Na etapa de **planejamento do plano experimental** foi determinado o tamanho de amostragem, as variáveis analisadas e todo o procedimento a ser seguido em cada etapa da atividade experimental

Após, iniciou-se efetivamente a **realização dos experimentos**, com a moldagem dos pilaretes em grupos de três exemplares por etapa de concretagem, totalizando três etapas de concretagem e nove pilares moldados. Dentro desta etapa, após as moldagens, foram realizadas as etapas de exposição às elevadas temperaturas com o auxílio de forno industrial, procedimento de reforço com tecido de fibra de carbono e ensaios de compressão. Todas as etapas da atividade experimental foram realizadas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), com o auxílio de seu corpo técnico.

Finalizadas as atividades laboratoriais, realizou-se a **análise dos resultados** obtidos durante a atividade experimental, relacionando-se as cargas de ruptura e traçando um paralelo com os resultados esperados previamente com o embasamento teórico. Por fim, efetuou-se as **conclusões e considerações finais** do trabalho, onde com os resultados apresentados no item anterior, buscou-se determinar a temperatura máxima para recuperação da capacidade de carga total do pilar testemunho e avaliar outras situações de ensaio pertinentes.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.



(fonte: elaborada pelo autor)

3 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As estruturas de concreto são reconhecidas pela boa resistência ao incêndio em virtude das características térmicas do material, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, o fato de não exalar gases tóxicos ao ser aquecido e de apresentarem maior massa e volume se comparados aos elementos metálicos. Essas características concedem ao concreto uma boa resistência ao fogo.

Para Morales et al (2011, p. 48), por tratar-se de um material composto, cujos diferentes constituintes não reagem da mesma forma diante das altas temperaturas, a ação do fogo sobre as estruturas de concreto torna-se um grave problema. Dentre as causas que podem levar uma estrutura de concreto armado sujeita a altas temperaturas ao colapso, estão a temperatura máxima atingida, o tempo de exposição, o traço de concreto, o tipo de estrutura, o elemento estrutural e a velocidade de resfriamento.

Nas seções deste capítulo, serão apresentadas noções básicas sobre a dinâmica dos incêndios, os mecanismos de transferência de calor, a influência das altas temperaturas nas estruturas de concreto, as curvas temperatura-tempo adotadas para o dimensionamento de estruturas contra o fogo, bem como as normas e técnicas pertinentes ao assunto.

3.1 COMBUSTÃO

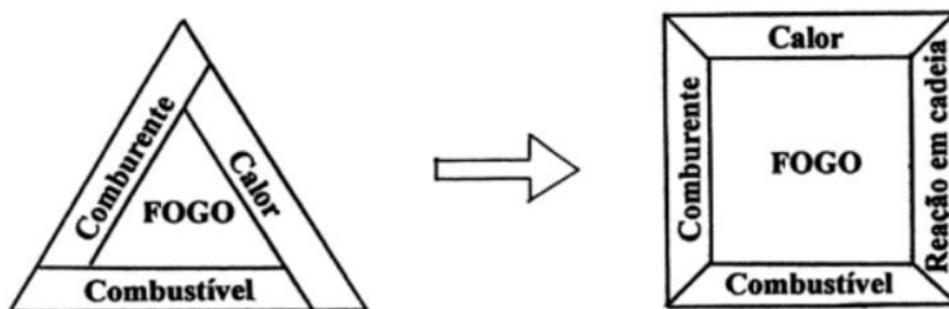
Segundo Silva et al (2010, p. 14), o fogo é um fenômeno físico-químico, caracterizado por uma reação de oxidação, com emissão de calor e luz. Os quatro componentes que devem coexistir para a ocorrência da combustão são:

- **Combustível:** qualquer substância capaz de produzir calor por meio de reação química da combustão;
- **Comburente:** substância que alimenta a reação química da combustão (o oxigênio é a mais comum);
- **Calor:** energia térmica que se transfere de um sistema para outro em virtude da diferença de temperatura entre os dois;

- **Reação em cadeia:** a sequência dos três eventos acima, que resulta na combustão propriamente dita.

Lima (2005, p. 15), define combustão como sendo um processo químico de transformação, onde uma reação em cadeia transforma os materiais combustíveis e inflamáveis, líquidos ou sólidos, em gases, a partir da combinação com um comburente. Uma fonte de calor normalmente ativa a reação. Desta forma, os elementos necessários para gerar fogo são: combustível, comburente e calor. Estes três elementos formam o chamado triângulo do fogo. Estes, adicionados do quarto elemento que é a reação dos mesmos em cadeia, formam o denominado tetraedro do fogo. A figura abaixo ilustra as relações descritas anteriormente.

Figura 2 – Triângulo e tetraedro de fogo



(fonte: BRENTANO, 2015, p. 90)

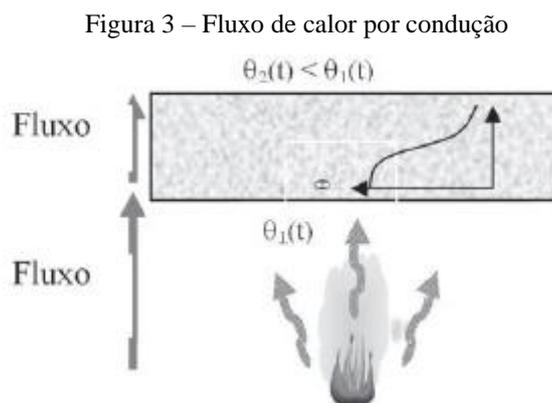
3.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Após o fogo ser iniciado passa a acontecer a transmissão da energia gerada, sob forma de calor, através das seguintes formas: por convecção, condução ou radiação.

A ação combinada das três formas de transferência de calor está presente em qualquer incêndio; entretanto, cada uma delas torna-se predominante em certo estágio do aquecimento ou em certo local do compartimento (COSTA, 2011, p. 89).

O calor é transferido de um material sólido, de uma região de temperatura elevada em direção a uma outra região de temperatura mais baixa através do contato (SILVA, 2010, p. 14).

Uma molécula aquecida ao entrar em contato com outra agita-a transferindo assim certa energia, propagando o calor. Em um incêndio a propagação do fogo por condução ocorre principalmente através do contato das chamas, assim como o exemplificado na Figura 3 (LUZ, 2017, p. 28).

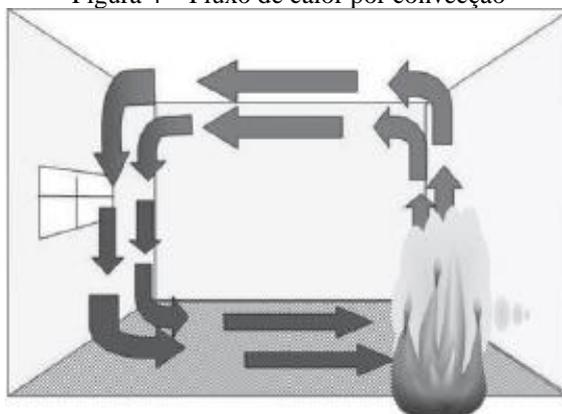


(fonte: SILVA, 2010, p. 15)

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 (LIMA, 2005, p.18).

De acordo com Silva (2010, p. 14) o fluxo de calor por convecção ocorre da seguinte forma: devido à diferença de densidade entre os gases do ambiente e as chamas, os gases quentes são menos densos e tendem a ocupar a atmosfera superior, enquanto os gases frios, de densidade maior, tendem a se movimentar para a atmosfera inferior do ambiente. Estes gases então circulam o ambiente, e do contato entre os gases quentes e os elementos construtivos resulta a transferência de calor. A figura 4, mostra esquematicamente o fluxo de calor por convecção.

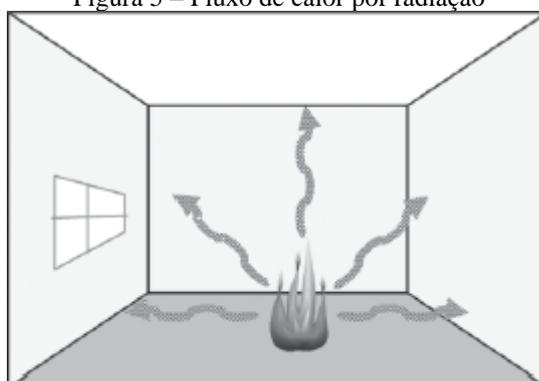
Figura 4 – Fluxo de calor por convecção



(fonte: SILVA, 2010, p. 14)

Segundo Costa (2011, p. 89), na maioria dos incêndios, a radiação é emitida como consequência da difusão das chamas. O calor se transfere de um corpo de maior para outro de menor temperatura por meio da propagação de ondas eletromagnéticas, conforme figura 5 abaixo. De acordo com a característica dos materiais, parte da radiação incidente na superfície é refletida.

Figura 5 – Fluxo de calor por radiação



(fonte: SILVA, 2010, p. 15)

3.3 FASES DE UM INCÊNDIO

A evolução do incêndio em um ambiente pode ser representada por uma curva com três fases bem definidas: fase inicial de elevação progressiva da temperatura; fase de aquecimento brusco; fase de resfriamento e extinção (SILVA, 2010, p. 16). A figura 6 abaixo representa a curva temperatura x tempo de um incêndio real.

Figura 6 – Gráfico temperatura x tempo de incêndio natural



(fonte: SILVA, 2010, p. 15)

No gráfico temperatura-tempo de um incêndio real, a fase inicial se caracteriza pelo surgimento da ignição (em geral, de um objeto dentro do recinto) e por grandes variações de temperatura de ponto a ponto do ambiente, devido à inflamação sucessiva dos objetos existentes no ambiente. Existe a possibilidade do material envolvido se queimar completamente, sem transmitir o calor a outros materiais do local (isso pode acontecer devido às condições de ventilação ou às diferentes características dos materiais presentes). Nesse caso, o incêndio não passaria desta fase. Nesta fase, a combustão pode gerar gases tóxicos ou asfixiantes, pondo em risco os usuários, por outro lado, o risco de dano à estrutura é baixo (SILVA, 2010, p. 15).

Para Lima (2005, p. 39), na curva temperatura-tempo representativa dos incêndios naturais, na região inicial denominada pré-flashover, o incêndio ainda é de pequenas proporções não apresentando riscos à integridade da estrutura. Até este instante, se as medidas de proteção e combate ao incêndio forem eficientes, nenhuma verificação adicional à estrutura se faz necessária

O ponto denominado flashover, na transição da fase inicial para intermediária, também chamada de combustão viva, é o ponto de inflamação generalizada e de irreversibilidade do incêndio. Nele ocorre uma elevação violenta da temperatura com a propagação descontrolada das chamas (MORALES et al, 2011, p. 48).

Lima (2005, p. 39), classifica o flashover como o momento onde toda a carga combustível do ambiente entra em ignição e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até a extinção

completa de toda a carga combustível, a partir de então a temperatura dos gases começa a reduzir gradativamente.

De acordo com Morales et al (2011, p.48), é na fase intermediária que ocorrem os efeitos mais danosos ao concreto, os quais se agravam em função da duração da mesma. A perda de resistência mecânica do concreto começa a ser representativa para temperaturas acima de 300°C.

A última fase é caracterizada pela redução até a extinção do fogo, e sua influência nas estruturas de concreto se deve a forma como é feita esta extinção e a duração da mesma. O resfriamento brusco da temperatura é responsável pelas maiores perdas de resistências. Quando é realizado o resfriamento lento existe a possibilidade de recuperação de até 90% da resistência inicial, dependendo da temperatura máxima atingida (MORALES et al, 2011, p. 48).

Segundo Silva (2010, p. 16) a fase de resfriamento e extinção inicia-se após o incêndio atingir seu ápice da temperatura, quando devido ao consumo total do combustível presente no ambiente ou pela falta de oxigênio o mesmo tem sua intensidade reduzida entrando na fase de resfriamento até ser extinguido.

3.4 CURVA PADRONIZADA PARA ENSAIOS

De acordo com Morales et al (2011, p. 48) para a realização de estudos dos efeitos do fogo, onde um incêndio é diferente do outro, é necessário simular uma situação real, considerando as diferentes variáveis intervenientes num sinistro. Tal situação seria muito difícil de ser estabelecida em virtude de depender de uma série de variáveis, como por exemplo tipo, quantidade e distribuição dos materiais combustíveis, além dos materiais de vedação.

Desta forma, para facilitar os procedimentos de ensaios e projetos de estruturas, padronizou-se o incêndio por curvas nominais, conhecidas como curvas de incêndio-padrão. Estas possuem somente o ramo ascendente das temperaturas, considerando que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo, independentemente da quantidade de combustível no ambiente.

Desta forma, salienta-se que estas curvas não representam uma situação real de incêndio, mas são adotadas em modelos experimentais com o intuito de avaliar estruturas e materiais já que fornecem a relação temperatura-tempo dos gases no ambiente (LIMA, 2005, p. 40).

A NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 2), traz a curva utilizada para simular incêndios e medir a resistência ao fogo de estruturas, sendo esta apresentada na figura 7, 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 equação 1:

$$T - T_o = 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (\text{equação 1})$$

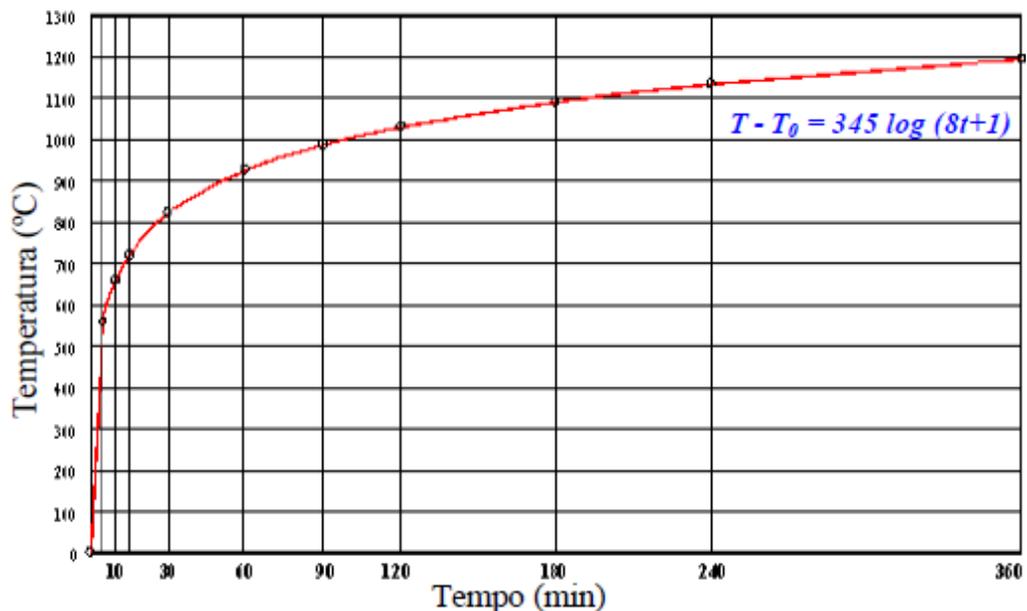
Sendo:

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

T_o – temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (Celsius);

t – tempo a partir do início do ensaio (minutos).

Figura 7 – Curva temperatura-tempo para incêndio padrão



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

Observando-se a curva-padrão, nota-se que ela não passa por um máximo, portanto, com base nessa idealização do incêndio, a temperatura também ascenderia indefinidamente. Para resolver esse problema de projeto, é corrente se preestabelecer o valor de um tempo em que a curva de aquecimento pode ser interrompida. Esse tempo é denominado tempo requerido de resistência ao fogo - TRRF. O tempo requerido de resistência ao fogo é, portanto, o mínimo tempo que um elemento construtivo deve resistir, quando sujeito ao incêndio-padrão (SILVA, 2010, p.35).

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. Segundo a NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 3) o 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. De maneira geral, os valores do TRRF são 30 min, 60 min, 90 min e 120 min sendo estes definidos pela referida norma e variando de acordo com a ocupação, geometria, entre outras características da edificação em questão.

3.5 COMPORTAMENTO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

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).

Para Morales et al. (2011, p. 49), várias são as consequências em função da elevação da temperatura sobre os componentes do concreto. Dentre elas estão, o esfrelamento da superfície calcinada, separação parcial de pequenas camadas superficiais do material ao longo do incêndio, delaminação ou descamação profunda e lascamentos explosivos.

3.5.1 Pasta de Cimento

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 absorvida (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 livres 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 reidratar, 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 reidratar ocasionando a formação de diferentes componentes cristalinos. As partículas anidras da pasta não são afetadas pela variação de temperatura (LIMA, 2005, p. 71).

O quadro 1 abaixo identifica as transformações observadas no aspecto da pasta de cimento Portland em função de seu aquecimento.

Quadro 1 – 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 $\gamma\text{-C}_2\text{S}$ e $\gamma\text{-CS}$
800	Modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

(fonte: LIMA, 2005, p. 72)

3.5.2 Água

Em altas temperaturas, a dilatação térmica da água influencia sobremaneira o processo de lascamentos do concreto por meio dos gradientes de pressão associados à vaporização e transporte de grandes quantidades de água (KALIFA et al., 2000, p. 1921).

O excesso de água contida nas pastas de cimento Portland saturadas participa na formação de gradientes significativos de pressão na rede de poros do concreto durante a transferência de massas (evaporação da água e liberação de ar incorporado) e, conseqüentemente, no aumento das trincas decorrentes da contração da pasta. Por essas razões, o excesso de água livre contribui na desagregação acelerada da mesma (KALIFA et al., 2000, p. 1922).

O teor de umidade do concreto é um fator preponderante na perda de resistência, a qual é mais acentuada nos concretos saturados. O problema é originado devido ao aumento da pressão do

vapor de água que se verifica no interior da massa, a qual pode superar a resistência do concreto a tração e provocar a presença de trincas e explosões, considerando ainda que a resistência a flexão seja mais alterada pela elevação de temperatura do que a resistência à compressão. (MORALES et al, 2011, p. 51).

3.5.3 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-Bellew (1996 apud LIMA, 2005, p. 80) e Roberts (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).

3.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURAS

A redução das propriedades mecânicas do concreto e do aço, ocasionadas pela degradação das estruturas de concreto armado submetidas a altas temperaturas são estimadas tendo como base as propriedades destes materiais na condição ambiente, minoradas por coeficientes redutores em função da temperatura atingida em incêndio, a fim de avaliar a capacidade de suporte da estrutura sob incêndio-padrão.

3.6.1 Aço

A redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço quando exposto a elevadas temperaturas, são descritas a seguir.

3.6.1.1 Resistência ao escoamento

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 8) a resistência do aço de armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme a expressão abaixo e o gráfico da figura 8:

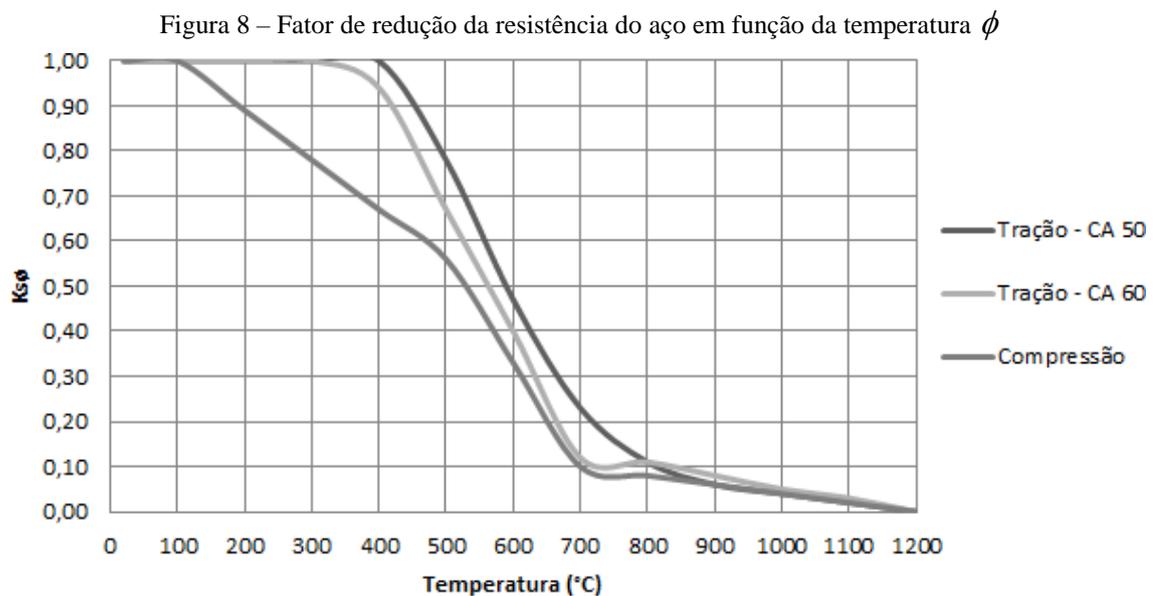
$$f_{y,\phi} = K_{s,\phi} \cdot f_{yk} \quad (\text{equação 2})$$

Sendo:

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

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

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



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

3.6.1.2 Módulo de elasticidade

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 9) o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, como demonstrado na figura 9 e expresso pela equação 3 abaixo:

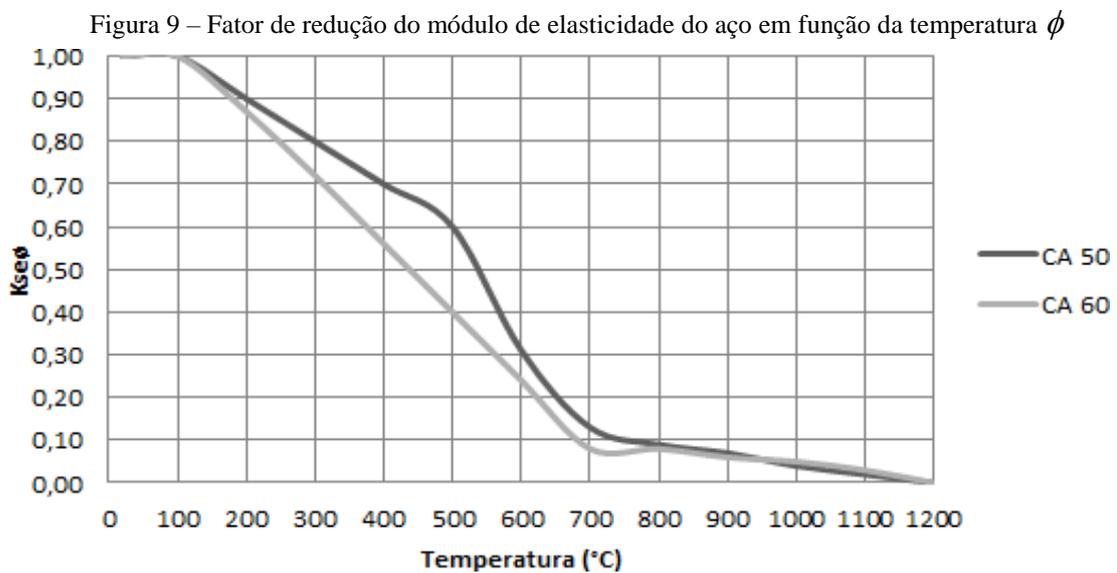
$$E_{s,\phi} = K_{se,\phi} \cdot E_s \quad (\text{equação 3})$$

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 (adimensional);

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



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

3.6.2 Concreto

A redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto quando exposto a elevadas temperaturas, são determinados a seguir.

3.6.2.1 Resistência à compressão

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 7), a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela equação 4 dada abaixo e conforme observado na figura 10:

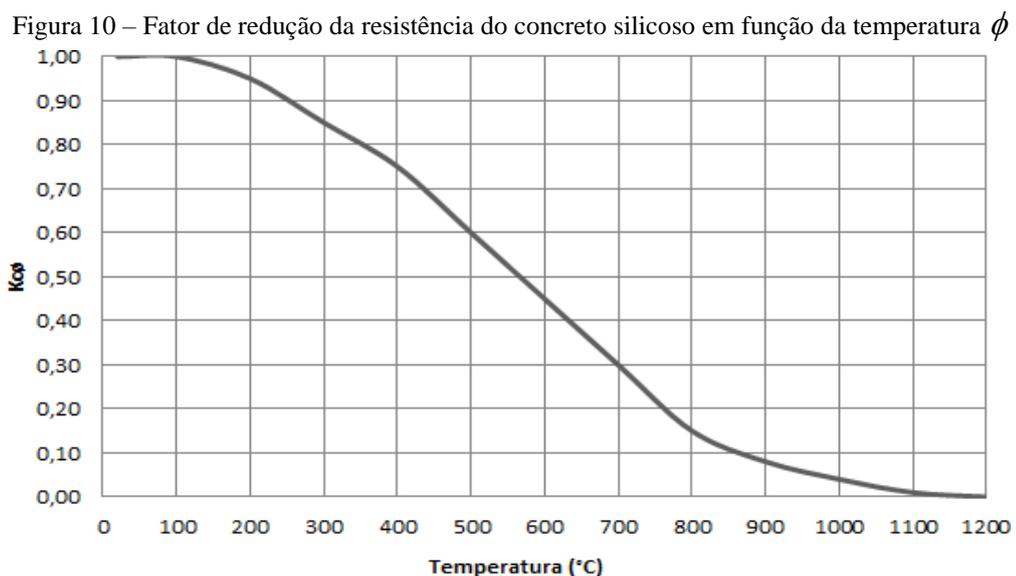
$$f_{c,\phi} = K_{c,\phi} \cdot f_{ck} \quad (\text{equação 4})$$

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 (adimensional);

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



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

Para concretos predominantemente silicosos, a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 8), a tabela 1 traz a relação entre as resistências do concreto à temperatura ambiente e submetido à diferentes temperaturas. Valores intermediários a estes podem ser interpolados linearmente.

Tabela 1 – Fatores de redução para agregados predominantemente silicosos.

Temperatura do Concreto (°C)	$K_{c,\phi} = f_{c,\phi}/f_{ck}$
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,6
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 8)

3.6.2.2 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 equação 5:

$$E_{ci,\phi} = K_{ce,\phi} \cdot E_{ci} \quad (\text{equação 5})$$

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 SISTEMA DE REFORÇO ESTRUTURAL COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO

O início dos estudos para a utilização dos compósitos de fibra de carbono na construção civil deu-se nos anos 1990, quando no Japão, foi testado o uso das mesmas para recuperação de danos estruturais originados por abalos sísmicos, pois as estruturas necessitavam de recuperação e reforço num curto intervalo de tempo. Foram executados reforço de pilares com fibras de carbono, de modo a enrijecer os nós das estruturas, buscando-se sanar os danos causados pelos abalos sísmicos.

Este tipo de material já era muito utilizado em outros ramos industriais em função de suas propriedades físicas. Nos EUA, por exemplo, esse tipo de material foi utilizado em projetos aeroespaciais da NASA e na indústria bélica. Posteriormente sua utilização estendeu-se à indústria automobilística, como revestimento dos carros de Fórmula 1, em virtude de seu baixo peso específico e elevada resistência nas colisões.

O sistema de reforço de fibra de carbono pode ser utilizado nas mais diversas estruturas, sendo indicado para aplicações em vigas, lajes, paredes, silos, reservatórios, túneis e demais elementos estruturais sujeitos à deterioração, seja para possibilitar o acréscimo de sua capacidade de carga ou para diminuir as deformações. Reforços com fibra de carbono possibilitam um aumento significativo na resistência das estruturas, proporcionando uma mudança de uso das mesmas, permitindo a correção de erros de projeto ou de execução, recuperação estrutural face ao tempo de uso ou por algum acidente durante a vida útil da estrutura, como o caso de exposição da estrutura de concreto armado a elevadas temperaturas.

4.1 FIBRAS DE CARBONO

As fibras de carbono são produzidas através de um processo térmico, a carbonização, de fibras precursoras orgânicas tais como o poliacrilonitril (PAN) ou com base no alcatrão derivado do petróleo ou do carvão em um ambiente inerte. Seu processo de produção consiste na oxidação

dessas fibras precursoras seguido do processamento a elevadas temperaturas, que variam entre 1.000°C e 1.500°C para as fibras de carbono, atingindo até cerca de 3.000°C para as fibras de grafite. Como resultado deste processo térmico as fibras resultantes apresentam os átomos de carbono perfeitamente alinhados ao longo da fibra precursora, característica que confere extraordinária resistência mecânica ao produto final (MACHADO A. P., 2006, p. 1).

Quanto maior a temperatura no processo de produção, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que varia desde 100 a 300 GPa para as fibras de carbono até 650 GPa para as fibras de grafite. Quanto maior o módulo de elasticidade, maior é o custo do material. O produto de maior módulo de elasticidade (grafite) é cerca de 15 a 20 vezes mais caro do que a fibra de carbono com o módulo de elasticidade situado no extremo inferior da faixa (TÉCHNE, 2007 ed. 125, p.12).

A fibra de carbono é um material baseado na força das ligações carbono-carbono, no grafite, e na leveza do átomo de carbono. As fibras de carbono são caracterizadas por uma combinação de baixo peso, alta resistência e grande rigidez. O seu alto módulo de elasticidade e alta resistência dependem do grau de orientação das fibras, ou seja, do paralelismo entre os eixos dessas (MACHADO M., 2004, p. 40).

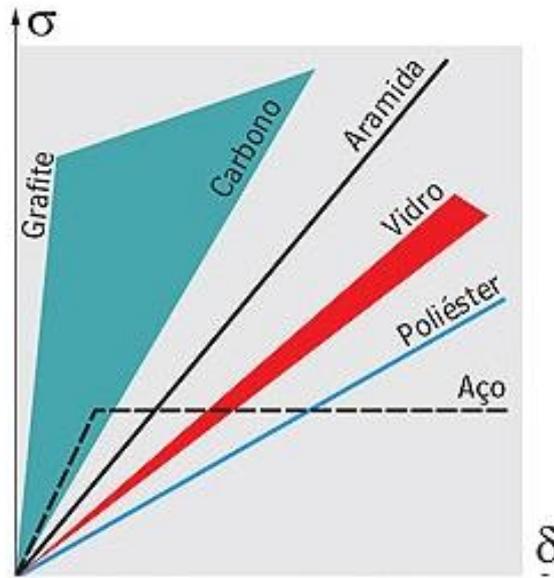
Atualmente, os compósitos de fibras contínuas mais utilizadas são os de vidro, os de carbono e a aramida. Suas propriedades físicas e mecânicas variam consideravelmente para os diferentes tipos de compósitos e podem variar significativamente para o mesmo tipo de material. A figura 11 ilustra uma comparação do diagrama tensão x deformação específica desses compósitos com o do aço.

Para Ari de Paula Machado (2006, p.2), os sistemas compostos estruturados que utilizam as fibras de carbono como elemento resistente apresentam as seguintes vantagens:

- Extraordinária resistência mecânica;
- Extraordinária rijeza;
- Bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas;
- Elevada resistência a ataques químicos diversos;
- Não são afetados pela corrosão por se tratar de um produto inerte;

- Estabilidade térmica e reológica;
- Extrema leveza, devido ao baixo peso específico do sistema (da ordem de $1,6\text{g/cm}^3$ a $1,9\text{g/cm}^3$, cerca de 5 vezes menor do que o do aço estrutural) chega-se ao ponto de não se considerar o seu peso próprio nos reforços.

Figura 11 – Diagrama tensão x deformação compósitos e aço



(fonte: REVISTA TÉCHNE, 2007, ed. 125, p. 12)

Os sistemas compostos com fibras de carbono são constituídos por dois materiais principais: a fibra de carbono, elemento resistente do sistema, e a resina saturante, que conforma a matriz epoxídica do sistema. A figura 12 é uma representação esquemática do sistema com fibras de carbono e a sua ampliação em microscópio eletrônico.

Figura 12 – Representação de uma matriz do sistema fibra de carbono



(fonte: REVISTA TÉCHNE, 2007, ed. 125, p. 13)

4.2 RESINAS

De acordo com Mazer (2008, p.147), existe uma grande variedade de resinas utilizadas na confecção de compósitos, podendo estas serem à base de epóxi, ésteres de vinil e poliésteres, formuladas para serem facilmente manuseadas e aplicadas. As principais características exigidas das resinas para este tipo de aplicação são as seguintes:

- compatibilidade com o substrato;
- elevada resistência de colagem;
- resistência a agentes agressivos;
- capacidade de preenchimento de vazios;
- compatibilidade e aderência com a fibra.

As resinas epóxi empregadas em aplicações de engenharia estrutural geralmente são formulações do tipo bicomponente, ou seja, compostas por um agente principal (a própria resina) e um catalisador (endurecedor) (BEBER, 2003, p. 24).

As resinas epóxi representam uma importante classe dos polímeros termorrígidos e têm sido comercializadas desde a década de 1940. Podem ser formuladas em uma grande variedade de formas com o intuito de fornecer um amplo espectro de características e propriedades mecânicas (BEBER, 2013 apud Hollaway, 1999).

Um fator a ser considerado durante a aplicação das formulações epoxídicas é a temperatura ambiente. A utilização destes produtos a temperaturas inferiores a 10°C pode redundar em insucesso, porque o processo de polimerização é capaz de não ocorrer. Por outro lado, os reparos com este material são em geral ineficazes nos casos de peças sujeitas a temperaturas elevadas (acima de 50°C), pois o mesmo se torna plástico, perdendo a rigidez (RIPPER E SOUZA, 1998).

As principais resinas utilizadas em sistemas compósitos de fibra de carbono (CFC), podem ser subdivididas em imprimadores primários, reguladores de superfície, resinas de saturação, adesivos e revestimentos protetores. Dependendo da especificação das resinas, que pode variar

de acordo com o fornecedor, uma ou mais resinas podem abranger mais de uma função, omitindo-se uma das etapas.

4.2.1 Imprimadores primários:

Para Téchne (2007, ed. 125, p.14), os imprimadores primários utilizados para penetrar no substrato do concreto e permitir a construção de uma ponte de aderência para a resina de saturação ou outras resinas que serão aplicadas posteriormente. O imprimador utilizado pode ser um composto epóxi-poliamina curada, bi componente de baixa viscosidade e com 100% de sólidos, com as seguintes características:

- Resistência à tração: 13,0 a 15,8 MPa;
- alongamento máximo à tração: 10 a 30%;
- módulo tangencial: 689,0 a 826,8 Mpa.

4.2.2 Reguladores de superfície:

Os regularizadores de superfície são utilizados para o preenchimento de vazios ou correção de imperfeições superficiais objetivando uma superfície lisa e desempenada sobre a qual o sistema será colado. O regularizador de superfície do sistema é denominado pasta, adesivo bicomponente com 100% de sólidos e consistência firme, com as seguintes características (TÉCHNE, 2007, ed. 125 p.14):

- Resistência à tração: 23,0 MPa;
- Alongamento máximo de tração: 1,6%;
- Módulo de tração: 262,0 MPa;

4.2.3 Resinas de Saturação:

As resinas de saturação são utilizadas para a impregnação das fibras que constituem o elemento estrutural dos compostos, fixando-as no local e garantindo um meio efetivo para a transferência

das tensões de cisalhamento entre as mesmas. A resina influi muito pouco para a resistência final do sistema, mas exerce relevante função para a absorção dos esforços de flexão e cisalhamento. O sistema utilizado nas obras descritas contém resina epoxídica de baixa viscosidade, bicomponente, com 100% de sólidos, com as seguintes características técnicas (TÉCHNE, 2007, ed. 125 p.15):

- Resistência à tração por flexão: 43,0 MPa;
- Resistência direta à tração: 78,0 MPa;
- Resistência à compressão: 88,0 MPa;

4.2.4 Adesivos

De acordo com Mazer (2008, p. 148), os adesivos são utilizados para a colagem de sistemas compósitos pré-impregnados ao substrato de concreto. Sua função é efetuar a transferência de tensões de cisalhamento entre o substrato e o laminado.

4.2.5 Revestimentos protetores

São utilizados para proteger a superfície colada de efeitos danosos produzidos pelo ambiente. Para Ari de Paula Machado (2006, p.6), trata-se de uma película de acabamento com elevado teor de sólidos, alto brilho e resistente à corrosão, com o objetivo de proteção e/ou acabamento estético para o sistema. Trata-se de uma aplicação opcional.

4.3 PROCEDIMENTO EXECUTIVO

O procedimento executivo descrito a seguir, segue as recomendações apresentadas por Ari de Paula Machado (2006, p.6) em seu livro Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono.

- Recuperação do substrato de concreto armado para que o sistema possa ser aderido com segurança;

- Imprimação da superfície sobre a qual será aplicado o sistema para se estabelecer uma ponte de aderência entre o substrato de concreto e o sistema composto. Para tanto se utiliza um imprimador epoxídico (primer) com elevado teor de sólidos que, ao penetrar nos poros do concreto e ao estabelecer uma película sobre a superfície do concreto, cria uma interface altamente eficiente para a transmissão de esforços entre o composto e a peça de concreto;
- Regularização e correção das imperfeições superficiais do substrato de concreto, de modo a estabelecer um plano adequadamente nivelado. É utilizada uma pasta epoxídica contendo alto teor de sólidos para calafetar eventuais imperfeições superficiais e criar um plano desempenado para a aplicação do sistema composto;
- Aplicação da primeira camada de resina saturante com alto teor de sólidos que servirá para impregnar (saturar) a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície do concreto;
- Aplicação da lâmina de fibra de carbono que vai reforçar o sistema composto;
- Aplicação da segunda camada de resina saturante para completar a impregnação da lâmina de fibra de carbono e acabando de conformar a matriz epoxídica que envelopa o sistema;
- Aplicação (opcional) de película de acabamento com elevado teor de sólidos, alto brilho e resistente à corrosão, com o objetivo de proteção e/ou acabamento estético para o sistema.

4.3.1 Preparação da Superfície

Para que seja garantida a instalação do sistema composto é fundamental que o substrato ao qual ele será aderido esteja íntegro e são, ou seja, que disponha de suficiente resistência mecânica para que sejam procedidas as transferências de esforços que acontecem na interface concreto armado/sistema composto.

A superfície que receberá o reforço, deve ter a nata de cimento superficial removida, com a utilização de abrasivos (figura 13), jatos de areia ou limalhas metálicas para a limpeza da superfície afim de se promover melhor aderência. Essa limpeza deve contemplar a remoção de poeira, pó, substâncias oleosas e graxas, partículas sólidas não totalmente aderidas, recobrimentos diversos como pinturas, argamassas, entre outras. Também deverão ficar totalmente expostos quaisquer nichos ou imperfeições superficiais significativas.

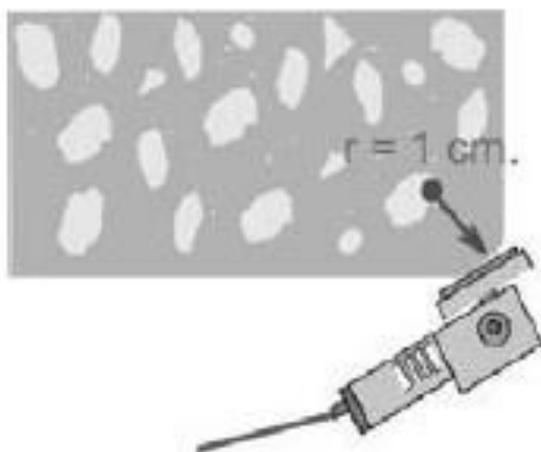
Caso o reforço preveja o recobrimento de mais de uma superfície lateral da peça, ocorrerá a necessidade de arredondamento das quinas envolvidas nessa aplicação, visando com isso evitar concentração de tensões na fibra de carbono e eliminar eventuais "vazios" entre o concreto e o sistema, por deficiência na colagem (figura 14).

Figura 13 – Utilização de ferramenta abrasiva para escarificação da superfície



(fonte: BEBER, 2003, p. 103)

Figura 14 – Arredondamento de cantos vivos



(fonte: MACHADO, 2006, p. 19)

4.3.2 Aplicação das resinas

Para que as resinas epoxídica de imprimação e/ou de regularização sejam aplicadas, as superfícies sobre as quais será implantado o sistema composto deverão estar secas, sem umidade intersticial, uma vez que a presença de água pode inibir a penetração das resinas e reduzir drasticamente a eficiência da ponte de aderência necessária.

4.3.3 Aplicação da manta de carbono

As mantas de fibra de carbono devem ser previamente cortadas em bancadas especialmente montadas para o corte. São utilizados para o corte uma régua metálica e tesoura de aço.

Existem duas maneiras distintas para se executar o procedimento de aplicação da resina de saturação do tecido de fibra de carbono:

- Saturação via úmida: a lâmina de fibra de carbono é saturada em bancada própria, sendo depois transportada para a sua aplicação na peça a ser reforçada;
- Saturação via seca: a saturação é feita diretamente sobre o concreto da peça a ser reforçada para em seguida ser posicionada a lâmina de fibra de carbono.

A colocação da manta de fibra de carbono, independentemente do tipo de imprimação utilizado, deve ser imediata, uma vez que o tempo de aplicação da resina saturante (*pot-life*) é muito curto, no máximo 25 a 30 minutos. Dentro desse intervalo de tempo ainda é possível se fazer ajustes de alinhamento e prumo das lâminas de fibra de carbono para o seu correto posicionamento.

Para que a lâmina de fibra de carbono fique perfeitamente aderida ao substrato de concreto é efetuada uma rolagem com a utilização de rolo maciço, imediatamente após seu posicionamento, para a eliminação das bolhas de ar que tenham ficado aprisionadas na interface desses dois elementos.

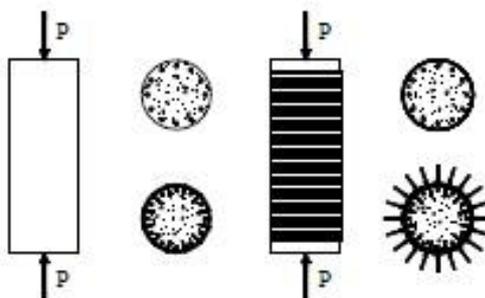
Terminado o posicionamento da lâmina de fibra de carbono é feita a segunda saturação, por sobre a lâmina instalada, de modo a garantir que a fibra de carbono esteja totalmente imersa na matriz epoxídica (encapsulada), com o auxílio de um rolo ou pincel.

Como podem ser necessárias várias camadas de lâminas de fibra de carbono para o reforço estrutural da peça essas operações são repetidas sucessivamente para cada camada adicional. Importante ressaltar que cada lâmina exige duas imprimações independentes, não podendo a última camada de imprimação da lâmina anterior ser utilizada para a colocação da próxima lâmina.

4.4 AUMENTO DA RESISTÊNCIA AXIAL

Por meio do confinamento da seção das peças axialmente solicitadas, impede-se a deformação transversal do concreto, oriunda da atuação da carga axial, conseguindo-se, assim, aumentar substancialmente a resistência das mesmas à compressão, além de propiciar um representativo aumento na dutibilidade do elemento reforçado. Quando o concreto é comprimido axialmente o efeito de Poisson induz a ocorrência de deformações radiais que tem como resultante a expansão lateral do concreto, conforme a figura 15 abaixo (MACHADO A.P., 2006, p. 69).

Figura 15 – Tensões e deformações de sistemas não confinados e confinados.



(fonte: MACHADO Ari de Paula, 2006, p. 69)

De acordo com Ari de Paula Machado (2006, p. 70) o envolvimento contínuo da peça comprimida de concreto por uma jaqueta de sistema composto com fibras de carbono restringe a expansão lateral do concreto. A resistência à tração das fibras introduz uma pressão de confinamento na peça de concreto. Para baixos níveis de tensões longitudinais de compressão as deformações transversais são tão baixas que as fibras de carbono produzem tão somente um pequeno confinamento. Contudo, para tensões longitudinais de compressão acima da tensão

crítica o aumento na deformação transversal é dramático, mobilizando a fibra de carbono e fazendo com que a pressão de confinamento se torne significativa.

Para a determinação da carga de compressão admissível de uma coluna reforçada com CFC, adotam-se as equações derivadas do ACI-318, que variam de acordo com o tipo de estribo com que foi armado a coluna. A equação 6 é adotada para elementos não protendidos com estribos em forma de espira, enquanto a equação 7 é utilizada para elementos não protendidos com estribos de aço convencionais.

$$\phi P_n = 0,85\phi \cdot [0,85\Psi f'_{cc} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{equação 6})$$

$$\phi P_n = 0,80\phi \cdot [0,85\Psi_f f'_{cc} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{equação 7})$$

Sendo,

Ψ_f – coeficiente adicional de redução da resistência que leva em consideração a forma da coluna, normalmente considerado nos reforços com sistemas CFC com valor (0,95);

A_g - área da seção transversal da coluna;

A_{st} - área da seção transversal da armadura longitudinal da coluna;

ϕ - coeficiente de redução recomendado pelo ACI 318.

A norma ACI 318 recomenda:

- $\phi = 0,90 \Rightarrow$ nos casos de flexão sem carregamento axial;
- $\phi = 0,90 \Rightarrow$ nos casos de tração axial;
- $\phi = 0,90 \Rightarrow$ nos casos de tração axial com flexão. Nesse caso tanto a carga axial como o momento resistente nominal devem ser multiplicados pelo valor apropriado de ϕ tomado isoladamente para cada caso;
- $\phi = 0,75 \Rightarrow$ nos casos de compressão axial e compressão axial com flexão com estribos em espiral;

- $\phi = 0,70 \Rightarrow$ nos casos de compressão axial e compressão axial com flexão com estribos normais.

As seções circulares são as mais eficientemente reforçadas com a utilização de sistemas compostos estruturados com fibras de carbono. Alinhado transversalmente ao eixo longitudinal das peças o sistema composto estabelece uma pressão uniformemente distribuída ao longo da circunferência da peça confinando a expansão transversal do elemento de concreto. Para o caso de seções confinadas não circulares os testes realizados demonstram que ocorre uma diminuição da eficiência dos sistemas CFC comparativamente às seções circulares.

O valor de f'_{cc} , resistência à compressão majorada pelo confinamento do concreto é fornecido pela equação 8:

$$f'_{cc} = f'_c \cdot [2,25 \sqrt{1 + \frac{7,9f'_l}{f'_c}} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c} - 1,25] \quad (\text{equação 8})$$

Comparando os termos com os adotados pela NBR 6118 tem-se:

- $f'_{cc} = f'_{ck}$ – aumento da resistência à compressão do concreto decorrente do confinamento;
- $f'_c = f_{ck}$ – resistência característica à compressão do concreto.

De acordo com Machado (2006, p. 78), existem duas contribuições distintas para o estabelecimento da pressão de confinamento quando da utilização dos sistemas de reforço com tecido de fibra de carbono:

- Componente da pressão de confinamento devido ao sistema CFC utilizado;
- Componente da pressão de confinamento devido aos estribos existentes na seção.

4.4.1 Contribuição do sistema composto de fibras de carbono

De acordo com o ACI, para seções de colunas retangulares, a contribuição gerada pelo sistema CFC é dado pela equação 9:

$$f_l = \frac{k_a \cdot \rho_f \cdot f_{fe}}{2} \quad (\text{equação 9})$$

Sendo,

k_a – coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono (equação 10);

ρ_f – pressão lateral de confinamento (equação 11);

f_{fe} – tensão máxima absorvida pela fibra de carbono (kN/cm²) (equação 12).

Cálculo de k_a (equação 10):

$$k_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3 \cdot b \cdot h \cdot (1 - \rho_g)} \quad (\text{equação 10})$$

Sendo:

r – raio de curvatura entre lados adjacentes (b) e (h), em geral = 1,5 cm;

$\rho_g = A_{st} / A_g$, onde A_{st} é a área de aço da seção transversal e A_g a área da seção transversal do pilar;

Cálculo de ρ_f (equação 11):

$$\rho_f = \frac{2 \cdot n \cdot t_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \quad (\text{equação 11})$$

Sendo:

n – Número de camadas de CFC (adimensional);

t_f – Espessura de cálculo considerada da fibra de carbono (cm);

Cálculo de f_{fe} (equação 12):

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_{fe} \quad (\text{equação 12})$$

Sendo:

ε_{fe} – Deformação máxima absorvida pela fibra;

E_{fe} – Módulo de elasticidade da fibra de carbono (MPa);

4.4.2 Contribuição dos estribos na situação de confinamento

De acordo com o ACI, para seções de colunas retangulares, a contribuição gerada pelos estribos nestas seções é dada pela equação 13:

$$f_l = \frac{k_a \cdot A_{estrib} \cdot f_{s,estrib} \cdot (h+b)}{s \cdot b \cdot h} \quad (\text{equação 13})$$

Sendo,

k_a – coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono (equação 13);

A_{estrib} – área seção de aço do estribo (cm²);

s – espaçamento entre estribos (cm);

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo visa apresentar os procedimentos realizados durante o programa experimental desenvolvido com a finalidade de se atingir os objetivos propostos no capítulo 2. Serão descritas neste capítulo as etapas estabelecidas bem como os materiais e técnicas utilizados para a realização do experimento.

5.1 PLANO EXPERIMENTAL

Para a presente pesquisa, o programa experimental adotado visa avaliar a perda da capacidade de carga de elementos de concreto armado, neste caso pilaretes, expostos a uma situação de elevadas temperaturas e, após isto, quantificar de maneira prática quanto desta capacidade de carga pode ser recuperada com a utilização de reforço com tecido de fibra de carbono. Foi definido para esta etapa a moldagem de nove pilaretes de dimensões 20x20x60 cm, bem como corpos de prova cilíndricos para controle da resistência do concreto.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), determina que a seção transversal de pilares não deve apresentar dimensões menores que 19 cm. Adotou-se então a seção transversal de 20x20 cm para que fosse possível utilizar um conjunto de três formas existentes no laboratório utilizadas por Farias (2015), em sua atividade experimental também realizada no Laboratório LEME da UFRGS. Além disso, o comprimento foi limitado pela máxima abertura do forno existente no laboratório no qual os pilares foram expostos as elevadas temperaturas, no caso de 60 cm.

Tendo em vista o elevado volume necessário para a concretagem dos 9 pilaretes, foi necessário dividir o volume em três etapas de concretagem com três pilaretes cada. O quadro 2 apresenta um resumo dos pilaretes que foram moldados nesta pesquisa, com a indicação de suas condições para ensaio.

Em continuação ao plano experimental, são apresentados na sequência os materiais utilizados, definição do traço e resistência à compressão do concreto, parâmetros e tempo de exposição

dos exemplares às altas temperaturas, além da determinação do reforço de fibra de carbono adotado e o procedimento executivo deste.

Quadro 2 – Pilares moldados e suas respectivas condições de ensaio à compressão

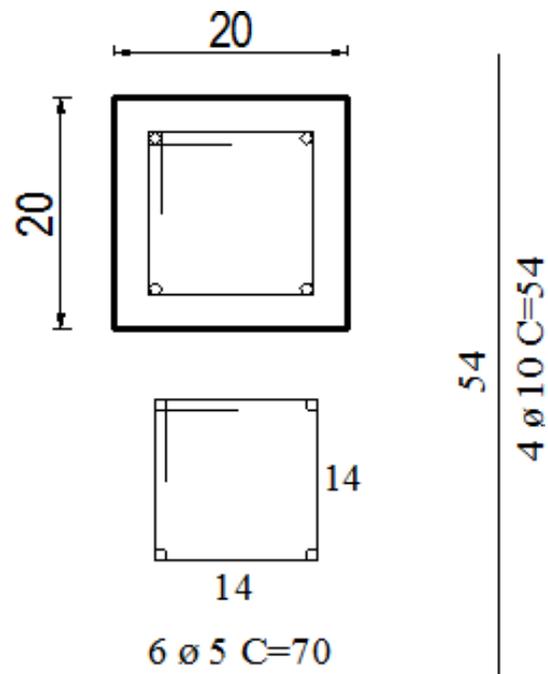
Pilarete	Grupo de Concretagem	Incêndio	Reforço	Corpos de Prova Cilíndricos
P1	Concretagem 1	Não	Não	CP1
P2		Sim	Não	CP2
P3		Sim	Sim	CP3
P4	Concretagem 2	Não	Não	CP4
P5		Sim	Não	CP5
P6		Sim	Sim	CP6
P7	Concretagem 3	Não	Não	CP7
P8		Sim	Não	CP8
P9		Sim	Sim	CP9

(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 ARMADURA

As barras de aço do tipo CA-50, empregadas na construção dos pilares foram cortadas e dobradas previamente pela empresa fornecedora de aço. A montagem da armadura seguiu o detalhamento padrão fornecido pela equipe do laboratório, conforme ilustra a figura 16 e utilizado por Farias 2015. A armadura longitudinal foi composta por quatro barras de 10 mm de diâmetro e comprimento de 54 cm, enquanto os estribos da armadura transversal foram de 5 mm de diâmetro e comprimento total de 70 cm cada, espaçados 11 cm entre si. A espessura do cobrimento de concreto das barras longitudinais, igual a 30 mm, foi executada de acordo com a espessura indicada para a classe de agressividade ambiental II, conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.19), e garantida com a utilização de espaçadores plásticos do tipo roseta, como observado na figura 17.

Figura 16 – Detalhamento de Armadura



(fonte: FARIAS, 2015, p. 59)

Figuras 17 – Armadura montada e posicionada com a utilização de espaçadores tipo “roseta”



(fonte: elaborada pelo autor)

5.3 CONCRETO

O concreto utilizado para a moldagem dos nove pilaretes é do tipo convencional, classe C25, dosado em laboratório, sem qualquer incorporação de aditivos.

5.3.1 Materiais

Os materiais utilizados na composição do concreto e suas respectivas propriedades serão apresentados nos itens abaixo.

5.3.1.1 Agregado Graúdo

O agregado utilizado é de origem natural, proveniente do basalto, cujas características granulométricas da mesma encontram-se na tabela 2. Pela composição de sua curva granulométrica, a mesma é classificada como brita 1. Os agregados utilizados foram lavados, secos naturalmente e peneirados, além de estarem livres de matérias orgânicas e demais impurezas.

Tabela 2 – Composição granulométrica agregado graúdo

Abertura Peneira (mm)	25	19	12,5	9,5	6,3	4,75
% Retida Média	0	4,8	75,7	18,8	0,7	0
% Retida Acumulada	0	4,8	80,5	99,3	100	100
Diâmetro máximo (mm)						19,00
Massa específica (g/cm³)						2,86

(fonte: elaborada pelo autor)

5.3.1.2 Agregado Miúdo

O agregado miúdo é de origem natural, sendo caracterizado como uma areia média, proveniente do Rio Jacuí. Assim como os agregados graúdos, foram secos naturalmente e peneirados, além de estarem livres de matérias orgânicas e demais impurezas. Suas características granulométricas estão apresentadas na tabela 3.

Tabela 3 – Composição granulométrica agregado miúdo

Abertura Peneira (mm)	6,3	4,75	2,36	1,18	0,6	0,3	0,15	Fundo
% Retida Média	0	0,15	3,84	9,96	29,98	45,25	0,13	10,79
% Retida Acumulada	0	0,15	3,99	13,95	43,83	89,09	89,21	100
Diâmetro máximo (mm)								2,36
Módulo de finura								2,40
Massa específica (g/cm³)								2,63
Umidade (%)								0,3

(fonte: elaborada pelo autor)

5.3.1.3 Cimento

Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI), da marca Supremo, de único lote para a moldagem de todos os pilares. A tabela 4 apresenta as características físicas descritas em ficha técnica disponibilizada pelo fornecedor do material utilizado.

Tabela 4 – Características físicas do cimento utilizado

Características	Valores Lote	Limites	Norma
Área Específica – Blaine (m ² /g)	0,4401	≥0,30	NM 76/98
Tempo de Pega			NM 65/02
<i>Início (min)</i>	140	≥60	
<i>Término (min)</i>	187	≤600	
Massa Específica (g/cm ³)	3,15	-	NM 23/01
Diâmetro Médio (µm)	11,06		
Perda ao fogo (%)	2,56	≤4,50	NM 18/04
SiO ₂ (%)	17,83		

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.2 Dosagem

Foi adotado para a realização deste experimento um traço já utilizado no laboratório e referenciado no histórico de outras pesquisas já desenvolvidas. Para um concreto com resistência característica à compressão de 25 MPa, seguiu-se a proporção de 1:2,9:3,6

(cimento:areia:brita), com relação água/cimento (a/c) igual a 0,65. A consistência, verificada através do ensaio de abatimento de tronco de cone, foi de 18 ± 2 cm.

5.3.3 Mistura

O procedimento de mistura dos materiais ocorreu mecanicamente com a utilização de betoneira intermitente de eixo inclinado, com capacidade de mistura de 250 litros. Todos os materiais foram dosados em massa, inclusive a água, previamente ao início da mistura (figura 18). Com relação à sequência de mistura, inicialmente adicionou-se todo o agregado graúdo e parte da água. Após, adicionou-se o cimento, observando-se para que não houvesse material aderido nas paredes da betoneira e o agregado estivesse envolto com toda a pasta de cimento. Por fim, deu-se o incremento do agregado miúdo e do restante da água, até a completa homogeneização do concreto. A verificação da consistência do concreto foi realizada através do ensaio de abatimento de tronco de cone, seguindo as recomendações da NBR NM 67 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS), conforme mostra a figura 19.

Cada uma das três etapas de concretagem correspondeu a uma betonada cujo volume foi calculado para a moldagem de três pilares e três corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Figura 18 – Materiais separados e pesados



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Ensaio de abatimento de tronco de cone



(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.4 Moldagem

Para a moldagem dos pilaretes, foram utilizados três jogos de fôrma de compensado resinado de dimensões 20x20x60 cm, como a ilustrada na figura 20, existentes no laboratório. As mesmas possuíam ajustes nas laterais para o correto fechamento e travamento, evitando a fuga de nata de cimento nas junções dos perfis. Previamente à concretagem, aplicava-se desmoldante base vegetal nas faces internas das fôrmas para evitar a aderência destas no concreto.

O lançamento deu-se em duas camadas, para melhor adensamento do concreto. O mesmo foi executado com o auxílio de um vibrador de imersão do tipo agulha.

Figura 20 – Montagem de fôrmas para moldagem dos pilaretes



(fonte: elaborado pelo autor)

5.4 EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

Para cada conjunto de três pilaretes de uma mesma etapa de concretagem, dois deles foram expostos a elevadas temperaturas simulando a situação de incêndio. Tal situação se torna possível com o auxílio de um forno elétrico de alta capacidade de aquecimento, figura 21, que simula as condições no qual os elementos estruturais poderiam ser expostos na condição de um incêndio real. O forno em questão tem potência total de 12 kW/h, tendo a sua temperatura controlada eletronicamente, podendo atingir até 1.340 °C.

Devido a limitação do tamanho da cavidade do forno, cada um dos seis pilaretes necessitou ser ensaiado de maneira independente. O procedimento consistia em inserir o pilarete no centro do forno, na posição vertical, e submetê-lo ao período de exposição programado (figura 22). 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 21 – Forno elétrico utilizado para aquecimento dos pilaretes



(fonte: FARIAS, 2015, p. 77)

De acordo com Farias (2015, p. 78), o forno utilizado para o experimento, mesmo programado na taxa máxima de aquecimento de $100^{\circ}\text{C}/\text{min}$, não atinge os patamares definidos para a curva padrão de incêndio da NBR 5628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p.2). O forno apresentou uma taxa de aquecimento de aproximadamente $17,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ nos 20 minutos iniciais de ensaio, passando para cerca de $2,9^{\circ}\text{C}/\text{min}$ no período seguinte até atingir o patamar desejado de 900°C . A figura 23 faz o comparativo entre a curva de incêndio padrão e a curva de aquecimento do forno utilizado.

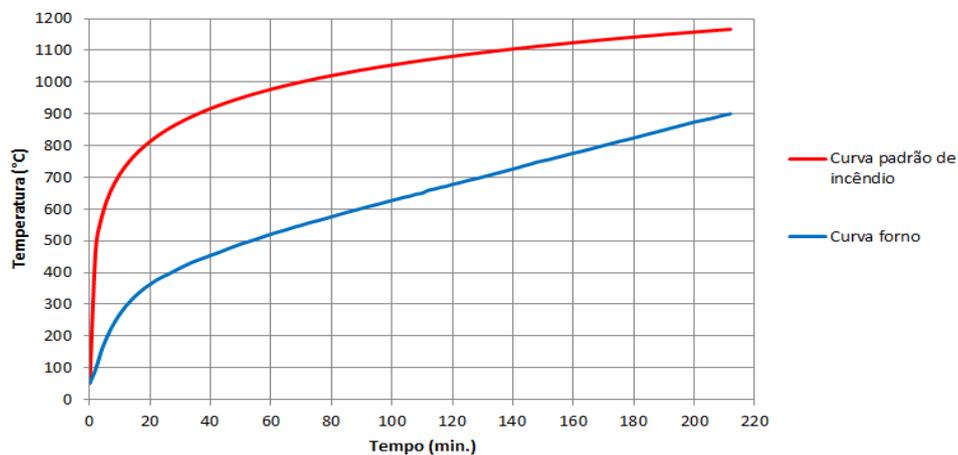
Após atingida a temperatura desejada ($900^{\circ}\text{C}\pm 5\%$) os elementos foram mantidos neste patamar de temperatura durante 120 minutos, tempo mínimo (TRRF mínimo) para que uma edificação, por exemplo, do tipo residencial (grupo A) classe P5, seja considerada resistente ao fogo, de acordo com a norma NBR 14432 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 7). Quanto ao valor de temperatura, este representa um valor normalmente encontrado na maioria dos incêndios em edificações convencionais. Finalizado este período, o forno foi desligado, iniciando a etapa de resfriamento natural dos elementos dentro do próprio forno até ser possível a sua retirada manualmente.

Figura 22 – Posicionamento de pilarete no interior do forno



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Comparativo curva de incêndio padrão x curva forno utilizado



(fonte: FARIAS, 2015, p. 78)

No primeiro manuseio, os pilaretes estavam visivelmente degradados pela ação das elevadas temperaturas, apresentando alteração de suas colorações, além de uma superfície muito fragilizada e suscetível a lascamentos, como mostra a figura 24.

Devido a degradação e perda da capacidade de carga acima do previsto nos pilares da primeira etapa de concretagem, alterou-se o TRRF dos demais pilares ensaiados de 120 para 30 minutos.

Tal medida foi adotada, levando-se em consideração a taxa de aquecimento proporcionada pelo forno utilizado ser mais baixa que a necessária, sendo assim, o pilar permanecia exposto as elevadas temperaturas por um período superior durante a fase de aquecimento.

Figura 24 – Degradação de pilarete exposto a elevadas temperaturas



(fonte: elaborado pelo autor)

5.5 REFORÇO COM TECIDO DE FIBRA DE CARBONO

Os procedimentos de aplicação do reforço de fibra de carbono seguiram criteriosamente as instruções informadas pelos fornecedores dos materiais além de respeitar as boas práticas de engenharia e detalhamento de procedimentos das bibliografias pesquisadas.

5.5.1 Dimensionamento do Reforço

A determinação do dimensionamento seguiu o procedimento de cálculo apresentado por Ari de Paula Machado em seu Manual de Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono e descrito detalhadamente no item 4.4 deste trabalho. A apresentação do

dimensionamento do reforço efetuado no trabalho encontra-se no item 6.2, no capítulo de Análise de Resultados.

5.5.2 Procedimento de Reparo

Em virtude da perda significativa de resistência do concreto após a exposição as elevadas temperaturas, em alguns dos exemplares, durante o manuseio para remoção do forno, transporte ou preparação da superfície, alguns fragmentos desprenderam-se, necessitando de reparos com argamassa estrutural de maneira pontual (figuras 25). Este procedimento, consistia na remoção das partes não aderidas, posicionamento de fôrma para manutenção da geometria da estrutura, umedecimento da superfície com água e aplicação da argamassa cimentícia de reparo rápido (figura 26). Nos pilaretes onde os reparos foram efetuados foi necessário um período de cura da argamassa, principalmente para redução da umidade, tendo em vista que as resinas epóxi utilizadas nas etapas de preparação da superfície e impregnação da manta de fibra de carbono tem seu desempenho prejudicado na presença de umidade.

Figura 25 – Fragmentação de pilarete exposto à elevadas temperaturas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Procedimento de reparo com argamassa de reparo rápido



(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.3 Preparação da Superfície

O preparo superficial dos pilaretes para receberem o reforço consistia em efetuar-se uma escarificação mecânica de todas as laterais do pilar, com o objetivo de remover partículas frágeis e não aderidas que prejudicassem a perfeita aderência do tecido de fibra de carbono na superfície. Para evitar o acúmulo de tensões, os cantos vivos dos pilares foram arredondados (figura 27). Após, efetuou-se o procedimento de limpeza à seco da superfície, para remoção das partículas resultantes do procedimento de polimento.

Uma dificuldade perceptível nesta etapa executiva se deu pelo fato da superfície do concreto estar muito fragilizada em função da exposição as elevadas temperaturas, fazendo com que o processo necessite ser realizado de maneira menos agressiva, utilizando uma rotação mais baixa da politriz ou até mesmo efetuando o polimento de maneira manual com a utilização de folhas de lixa grossa, para evitar o desintegração de partes do pilarete.

Figura 27 – Superfície escarificada e cantos arredondados executados



(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.4 Aplicação do Reforço

Após a preparação e limpeza da superfície, iniciou-se o sistema de aplicação do reforço com tecido de fibra de carbono, pelo processo de imprimação dos pilares. Foi realizada a homogeneização das partes A e B da resina separadamente e depois foram misturados os dois componentes até sua completa homogeneização. Então, foi feita a aplicação em toda a superfície do pilar, com o auxílio de uma desempenadeira metálica, visando aumentar sua resistência superficial através da impregnação nos poros do concreto e também melhorar a condição de planicidade da superfície, eliminando-se eventuais irregularidades (figura 28).

Figura 28 – Aplicação de resina de imprimação nas faces do pilar



(fonte: elaborado pelo autor)

Após concluída a etapa de imprimação, deu-se o intervalo de cura indicado pelo fornecedor para o material, de um intervalo entre 12 e 24 horas. No dia subsequente era efetuado um lixamento manual para eliminar eventuais rebarbas da aplicação da imprimação e como forma de promover melhor aderência do reforço sobre a mesma. Em um dos pilares foi necessária uma reaplicação da resina epóxi de imprimação para melhor regularização da superfície.

As faixas de tecido de fibra de carbono foram cortadas todas na mesma dimensão, considerando o comprimento de 85 centímetros para cada uma das lâminas (figura 29). Em cada um dos pilaretes, para o reforço de 2 camadas com tecido de fibra de carbono, foram utilizadas quatro destas lâminas (duas por camada), sendo os transpasses das pontas posicionados um em cada face do pilar para evitar uma sobreposição destas em um mesmo ponto e um acúmulo de tensões.

A resina de saturação foi homogeneizada e aplicada diretamente sobre as lâminas de fibra de carbono na bancada de trabalho, conforme o sistema de saturação via úmida. As lâminas de fibra de carbono então foram posicionadas e fixadas individualmente na posição correta. Com

a utilização de um rolo maciço sobre a manta instalada, garantia-se o correto posicionamento, eliminando bolsões de ar e excesso de resina sob a manta, com o objetivo de permitir o máximo contato possível entre a superfície da estrutura e o reforço. Após, com auxílio de um pincel, aplicou-se outra camada de resina de saturação sobre a manta, como forma de garantir que todo o tecido de fibra de carbono esteja envolto em uma matriz de resina (figura 30). O processo repetiu-se para cada uma das lâminas para os três pilaretes reforçados.

Figura 29 – Faixas de tecido de fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Pilar reforçado com tecido de fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

5.6 ENSAIOS DE COMPRESSÃO

Os ensaios de compressão axial foram adotados com o intuito de verificar as capacidades de carga dos pilaretes testemunhos, as capacidades de carga residuais dos exemplares expostos a elevadas temperaturas e o incremento de carga proporcionado aos exemplares reforçados com tecido de fibra de carbono (figura 31). A figura 32 mostra a deformação transversal do concreto provocado pela carga de compressão, contido pelo encamisamento com o reforço de fibra de carbono.

Já os corpos de prova cilíndricos de concreto foram ensaiados com a finalidade de realizar o controle da resistência à compressão dos lotes ensaiados. Estes ensaios seguiram as recomendações presentes na NBR 5739 – Concreto: Ensaio de compressão de corpos cilíndricos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2018). Os resultados obtidos nos ensaios são apresentados no próximo capítulo.

Figura 31 – Ensaio de compressão axial de pilarete reforçado com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Detalhe do esmagamento do concreto contido pelo confinamento do reforço CFC



(fonte: elaborado pelo autor)

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de compressão dos pilaretes testemunhos e expostos as elevadas temperaturas. Com os resultados alcançados, fez-se o dimensionamento do reforço com tecido de fibra de carbono. Por fim, avaliou-se o ganho de capacidade de carga atingido nos elementos recuperados e foram avaliadas de forma teórica diferentes condições de ensaio que poderiam proporcionar uma recuperação plena da capacidade de carga inicial atingida.

6.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL

A tabela 5 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão no concreto dos corpos de prova moldados para controle do concreto.

Tabela 5 – Resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos

Corpo de Prova	Grupo de Concretagem	Idade Ensaio (dias)	Tensão (MPa)
CP1	1 ^a Concretagem	66	23,26
CP2		66	23,57
CP3		-	S/R
CP4	2 ^a Concretagem	111	24,74
CP5		111	25,64
CP6		-	S/R
CP7	3 ^a Concretagem	113	24,58
CP8		113	22,00
CP9		-	S/R

(fonte: elaborado pelo autor)

Os corpos de prova cilíndricos CP3, CP6 e CP9 foram colocados no forno junto com os pilaretes para verificação de sua resistência após expostos a elevadas temperaturas, mas acabaram se deteriorando neste processo, não sendo possível obter sua carga de ruptura.

As tabelas 6 e 7 apresentam os resultados de capacidade de carga obtidos por meio de ensaio de compressão axial dos pilaretes testemunhos e dos pilaretes expostos a elevadas temperaturas, respectivamente. Para as idades de ensaio, respeitou-se um período mínimo de 56 dias visando um pré-condicionamento dos corpos de prova a fim de eliminar a umidade excessiva. Essa umidade pode causar fenômenos de spalling nos corpos de prova quando submetidos a elevadas temperaturas, fato que não está sendo considerado nesta pesquisa.

Tabela 6 – Capacidade de carga dos pilaretes testemunhos

Pilarete	Etapa de Concretagem	Idade Ensaio (dias)	Carga (kN)
P1	1ª Concretagem	76	1004,4
P4	2ª Concretagem	100	1019,0
P7	3ª Concretagem	98	822,0*
Média			1011,7

* valor desconsiderado

(fonte: elaborado pelo autor)

Como o pilarete P7, testemunho da 3ª etapa de concretagem, apresentou carga de ruptura inferior a mais de 10% da média dos três pilares verificados, seu resultado foi desconsiderado para obtenção da carga de ruptura média.

Tabela 7 – Capacidade de carga dos pilaretes expostos a elevadas temperaturas

Pilarete	Etapa de Concretagem	TRRF (min)	Idade Ensaio (dias)	Carga (kN)
P2	1ª Concretagem	120	76	140,0
P5	2ª Concretagem	30	111	193,6
P8	3ª Concretagem	30	113	153,2
Média				162,26

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme descrito no item 5.4 da etapa experimental, em função da baixa capacidade de carga atingida pelo pilarete da primeira etapa de concretagem após ser exposto a elevadas

temperaturas, reduziu-se o período de exposição após atingir-se o patamar de 900°C, levando-se em consideração as condições de ensaio proporcionadas pelo forno do laboratório, que ofereceu uma taxa de aquecimento abaixo da considerada pela curva de incêndio padrão, o que fazia com que o pilarete ficasse exposto por um maior período a elevadas temperaturas até atingir a temperatura esperada. Após esta alteração, verificou-se, um pequeno incremento na capacidade de carga dos pilaretes P5 e P8 em relação ao P2 da primeira etapa de concretagem.

6.2 DIMENSIONAMENTO REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO

A partir do procedimento de cálculo proposto no item 4.4 deste trabalho e tendo como base os resultados obtidos pelos ensaios de compressão axial, determinou-se o reforço com tecido de fibra de carbono para recuperação da capacidade de carga inicial. As informações apresentadas na tabela 8 são as condições iniciais para dimensionamento do reforço em função das características do pilar. As propriedades do tecido de fibra de carbono utilizado são descritas na tabela 9.

Tabela 8 – Características do pilar para dimensionamento

Dados do pilar		
Comprimento (l_e)	60	Cm
Lado (b)	20	cm
Lado (h)	20	cm
Área seção (A_g)	400	cm ²
Raio de concordância entre lados	1,5	Cm
Área de aço armadura principal (A_{st})	3,14	cm ²
Área de aço estribo (A_{est})	0,19	cm ²
Espaçamento estribos (s)	11	Cm
$\rho_g = A_{st}/A_g$	0,007854	-
Carga Inicial (P_i) (tabela 6)	1011,70	kN
Carga Incêndio (P_f) (tabela 7)	162,26	kN

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Característica do tecido de fibra de carbono utilizado

Dados Fibra - Repardur C-Sheet 240		
Módulo Elástico (E_{fe})	240000	MPa
Resistência Tração	3800	MPa
Gramatura	300	g/m ²
Densidade	1,7	g/cm ³
Extensão de ruptura	1,55	%
Espessura para cálculo (t_f)	0,0176	Cm
Seção transversal teórica	176	mm ²
Fator de redução	1,2	
ft última	557,3	kN
ft última para cálculo 0,6% ξ	211	kN

(fonte: elaborado pelo autor)

Para o cálculo do coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono, foi utilizada a equação 10, onde:

$$k_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3 \cdot b \cdot h \cdot (1-\rho_g)} = 0,51452 \quad (\text{equação 10})$$

Através da equação 11, foi calculada a pressão lateral de confinamento (ρ_f) proporcionada pelo sistema CFC em função de n , onde este é o número de camadas de fibra:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot n \cdot t_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} = 0,00352n \quad (\text{equação 11})$$

Assim, para seções de colunas retangulares, considerando, através da equação 12 que $f_{fe} = 9600 \text{ kgf/cm}^2$, a contribuição gerada pelo sistema CFC é dado pela equação 9, em função de n , onde este é o número de camadas de fibra:

$$f_{l,cfc} = \frac{k_a \cdot \rho_f \cdot f_{fe}}{2} = 8,6933 \cdot n \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{equação 9})$$

Para determinação da contribuição dos estribos existentes, considerando que $f_{s,estrib} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, em função das propriedades do aço CA-50 utilizado, tem-se a partir da equação 13 o seguinte resultado:

$$f_{l,estr} = \frac{k_a \cdot A_{estr} \cdot f_{s,estrib} \cdot (h+b)}{s \cdot b \cdot h} = 3,8572 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{equação 13})$$

A partir dos resultados obtidos, tem-se que a pressão de confinamento se dará pela contribuição do tecido de fibra de carbono juntamente com a contribuição dos estribos:

$$f_l = f_{l,cf} + f_{l,est} \quad (\text{equação 14})$$

$$f_l = (8,6933 \cdot n + 3,8572) \text{ kgf/cm}^2$$

Através da verificação para n camadas de fibra, para conseqüentemente chegar-se a pressão de confinamento, tem-se os resultados apresentados na tabela 10:

Tabela 10 – Dimensionamento de reforço de tecido de fibra de carbono para n camadas

n (camadas)	f_l (kgf/cm ²)	f'_{cc} (kgf/cm ²)	$\emptyset \cdot P_n$ (kN)	P_n (kN)
1	12,55	93,58	255,90	378,20
2	21,24	113,68	291,96	432,43
3	29,94	127,95	317,59	470,96
4	38,63	138,50	336,51	499,41
5	47,32	146,38	350,65	520,67
6	56,02	152,24	361,16	536,49
7	64,71	156,49	368,80	547,98
8	73,40	159,44	374,09	555,93
9	82,10	161,29	377,41	560,93
10	90,79	162,20	379,05	563,39

(fonte: elaborado pelo autor)

O valor de f'_{cc} , resistência à compressão majorada pelo confinamento do concreto é fornecido pela equação 8:

$$f'_{cc} = f'_c \left[2,25 \sqrt{1 + \frac{7,9 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c} - 1,25 \right] \quad (\text{equação 8})$$

Para a determinação da carga máxima admissível, usou-se a equação 7, considerando os coeficientes $\phi = 0,7$, para casos de compressão axial e com estribos normais e $\Psi f = 0,95$, como coeficiente adicional de redução da resistência que leva em consideração a forma retangular da coluna:

$$\phi P_n = 0,80\phi x[0,85\Psi f' c c x(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{equação 7})$$

Dos resultados apresentados na tabela 6, tem-se que a capacidade de carga média dos pilaretes testemunhos é de $P_i = 1011,7 \text{ kN}$. Observou-se pelo dimensionamento, conforme os resultados apresentados na tabela 10, que não seria possível recuperar a totalidade desta capacidade de carga inicial, independente do número de camadas de fibra, pois a medida que este número aumenta, o incremento da resistência torna-se menor, como pode ser observado na tabela 10.

A coluna $\phi \cdot P_n$, expressa os resultados de carga máxima admissível, levando-se em conta os coeficientes de redução ϕ e Ψf em função do tipo de estribo e geometria da estrutura de concreto, respectivamente. Já a coluna P_n , desconsidera tais coeficientes.

Conforme descrito, como a condição de reforço não recuperaria a capacidade de carga inicial dos pilares $P_i = 1011,7 \text{ kN}$, independente do número de camadas de fibra aplicadas, optou-se pelo uso de sistema de fibra de carbono considerando duas camadas, sendo $P_2 = 432,43 \text{ kN}$.

6.3 RESULTADOS DE COMPRESSÃO AXIAL DOS PILARETES REFORÇADOS

A capacidade de carga atingida pelos pilaretes reforçados com tecido de fibra de carbono, está apresentada na tabela 11.

Tabela 11 – Capacidade de carga dos pilaretes reforçados com fibra de carbono

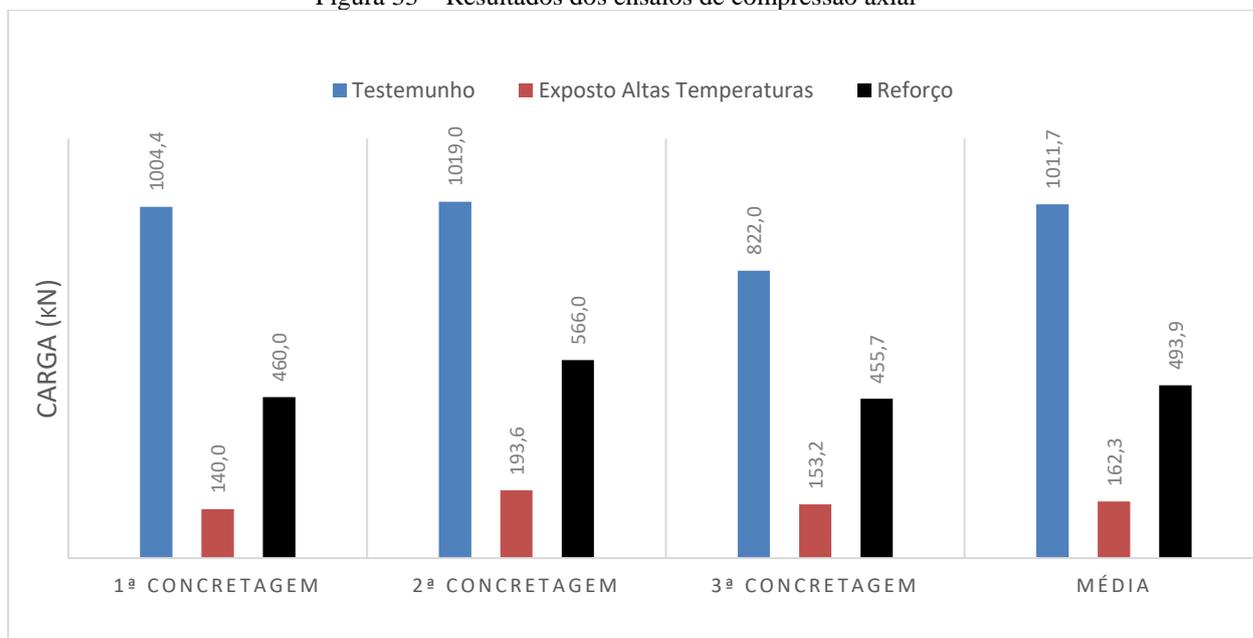
Pilarete	Etapa de Concretagem	Idade Ensaio (dias)	Carga (kN)
P3	1ª Concretagem	134	460,0
P6	2ª Concretagem	111	566,0
P9	3ª Concretagem	113	455,7
Média			493,9

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir dos resultados obtidos, observou-se que estes foram coerentes com o previsto pelo dimensionamento realizado, atingindo uma resistência média $P_{med} = 493,93 \text{ kN}$, ligeiramente superior à capacidade de carga prevista em cálculo de $P_2 = 432,43 \text{ kN}$.

A figura 33 apresenta graficamente os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial dos pilaretes testemunhos, expostos a altas temperaturas e reforçados com tecido de fibra de carbono.

Figura 33 – Resultados dos ensaios de compressão axial



(fonte: elaborado pelo autor)

6.4 TEMPERATURA LIMITE PARA RECUPERAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA INICIAL

Tendo como base a determinação da NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, considerando o fator de redução apresentado na figura 10 e a equação 4, determinou-se qual a temperatura máxima que o concreto poderia atingir para termos a recuperação da carga inicial de $P_i = 1011,7 \text{ kN}$.

$$f_{c,\phi} = K_{c,\phi} \cdot f_{ck} \quad (\text{equação 4})$$

Considerando a condição inicial onde $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, e por simulação dos resultados em função da temperatura, chegou-se, para a temperatura de $\phi = 300 \text{ }^\circ\text{C}$, onde $K_{c,\phi} = 0,85$ (figura 10), nos resultados apresentados na tabela 12.

Tabela 12 – Recuperação da capacidade de carga inicial para n=2

n (camadas)	f_l (kgf/cm ²)	f'_{cc} (kgf/cm ²)	$\phi \cdot P_n$ (kN)	P_n (kN)
1	12,55	288,30	605,34	903,67
2	21,24	331,53	682,93	1020,35
3	29,94	369,50	751,07	1122,82
4	38,63	403,38	811,86	1214,23
5	47,32	433,95	866,73	1296,74
6	56,02	461,79	916,69	1371,86
7	64,71	487,31	962,49	1440,74
8	73,40	510,84	1004,72	1504,24
9	82,10	532,64	1043,83	1563,05
10	90,79	552,89	1080,18	1617,72

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir dos resultados da tabela 12, observa-se que para a temperatura de $300 \text{ }^\circ\text{C}$, atingiu-se a capacidade de carga inicial para uma condição de reforço com 2 camadas de fibra, idêntica ao dimensionamento deste programa experimental, desconsiderando novamente os coeficientes de redução. Ainda na tabela 12 observa-se que para n=8, chegou-se a uma capacidade de carga

$P_8 = 1004,72 \text{ kN}$, muito próxima da carga inicial e, neste caso, levando-se em consideração todos os coeficientes previstos nas normas de dimensionamento.

A tabela 13 apresenta os resultados da interpolação da temperatura máxima que teoricamente seria possível recuperar a capacidade de carga inicial integralmente, sem terem sido levados em conta os coeficientes de redução. Esta condição ocorreria para uma temperatura máxima de 625 °C e seriam necessárias 9 camadas de tecido de fibra de carbono de mesmas propriedades das utilizadas neste experimento para se atingir o resultado.

Tabela 13 – Recuperação da capacidade de carga inicial para T=625°C

n (camadas)	f_l (kgf/cm²)	f'_{cc} (kgf/cm²)	$\emptyset \cdot P_n$ (kN)	P_n (kN)
1	12,55	170,96	394,76	587,01
2	21,24	204,71	455,34	678,10
3	29,94	232,30	504,85	752,56
4	38,63	255,53	546,53	815,24
5	47,32	275,46	582,31	869,04
6	56,02	292,79	613,41	915,81
7	64,71	308,00	640,70	956,84
8	73,40	321,43	664,80	993,08
9	82,10	333,35	686,18	1025,24
10	90,79	343,95	705,22	1053,86

(fonte: elaborado pelo autor)

6.5 CÁLCULO TEÓRICO PARA T = 900 °C

Tendo como base a determinação da NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), considerando o fator de redução para a temperatura de 900 °C, apresentado na tabela 10, temos:

$$f_{c,900} = k_{c,900} \cdot f_{ck} = 0,08 \times 25 = 2 \text{ MPa} \quad (\text{equação 15})$$

A tabela 14 apresenta a comparação das capacidades de carga admissíveis, para a redução de resistência do concreto proposto na NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2012) e a perda ocorrida pelo método experimental. Os fatores de redução para os estribos e geometria do elemento de concreto armado foram desconsiderados neste caso.

A coluna identificada como P_n experimental apresenta os resultados obtidos anteriormente no item 6.2 (tabela 10), através dos dados experimentais, enquanto a coluna P_n teórico apresenta os resultados considerando-se a minoração teórica da perda de resistência do concreto para uma temperatura de $T = 900\text{ }^\circ\text{C}$.

Tabela 14 – Comparação teórico x experimental

n (camadas)	f_l (kgf/cm²)	f'_{cc} (kgf/cm²)	P_n(kN) Teórico	P_n(kN) Experimental
1	12,55	59,73	286,86	378,20
2	21,24	70,42	315,69	432,43
3	29,94	76,28	331,51	470,96
4	38,63	79,19	339,37	499,41
5	47,32	80,05	341,68	520,67
6	56,02	79,37	339,86	536,49
7	64,71	77,50	334,79	547,98
8	73,40	74,65	327,10	555,93
9	82,10	70,98	317,22	560,93
10	90,79	66,63	305,48	563,39

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme observado na tabela acima, os resultados teóricos para uma temperatura de $900\text{ }^\circ\text{C}$ ficaram abaixo dos resultados observados através do procedimento experimental realizado.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas a partir dos resultados apresentados no capítulo anterior, fazendo-se o apontamento de outras situações observadas ao longo do trabalho que possibilitem a continuidade desta pesquisa no futuro.

7.1 CONCLUSÕES

Nos resultados obtidos para os pilaretes testemunhos, observou-se uma variação de um dos pilaretes superior a 10% abaixo da média para um dos exemplares, que acabou sendo desconsiderado para efeito de resultado e obtenção da capacidade de carga média deste grupo. Tal variação pode ter sido ocasionada por algum fator durante sua moldagem e/ou ensaio de compressão, já que os resultados à compressão dos corpos de prova das três etapas de concretagem foram homogêneos.

A partir dos dados obtidos da etapa experimental, conclui-se que a condição na qual os pilaretes foram expostos promoveram um grau de deterioração na estrutura de concreto armado muito elevado. Mesmo com a redução do período de exposição após atingir-se a temperatura máxima de 900 °C de 120 para 30 minutos, para os pilares da 2ª e 3ª etapa de concretagem, não houve alteração considerável na capacidade de carga verificada nos pilaretes. A perda de capacidade de carga dos pilaretes expostos a elevadas temperaturas, em relação aos testemunhos, foi em média de 84%. Assim, conclui-se que para a condição de ensaio avaliado e da forma de exposição da estrutura a elevadas temperaturas (900°C), o período de manutenção da temperatura máxima tem pouca influência e que neste patamar de temperatura torna-se inviável a possibilidade de reforço com tecido de fibra de carbono para recuperação plena da capacidade de carga da estrutura.

Com relação aos resultados obtidos para os pilaretes reforçados com tecido de fibra de carbono, conclui-se que estes atingiram os resultados esperados. Considerando que o cálculo de dimensionamento de reforço realizado, para um sistema com 2 camadas de fibra de carbono

previa a capacidade de carga $P_2 = 432,43 \text{ kN}$, desconsiderando os coeficientes de redução e que a partir da atividade experimental, obteve-se $P_{med} = 493,93 \text{ kN}$, para os três pilaretes reforçados, pode-se concluir que o procedimento de cálculo utilizado para o dimensionamento do reforço mostra-se, de certa forma, coerente com o resultado alcançado.

Os resultados de temperatura limite à qual uma estrutura de concreto armado poderia ser exposta para recuperação plena de sua capacidade de carga inicial, para as mesmas condições de ensaio efetuadas nesta atividade experimental, irão variar de acordo com o número de camadas de reforço com fibra de carbono possíveis. Vale ressaltar que o uso de uma elevada quantidade de camadas além de dificultar o processo executivo, inviabiliza financeiramente seu uso, tendo em vista o alto custo/m² deste tipo de solução.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Na sequência é apresentado uma lista de trabalhos sugeridos que podem ser desenvolvidos a partir da presente pesquisa com o objetivo de complementar o trabalho realizado:

- a) avaliação da recuperação da capacidade de carga inicial de estrutura exposta a uma determinada temperatura, variando o número de camadas de reforço com tecido de fibra de carbono;
- b) avaliação da interferência do TRRF na perda de capacidade de carga da estrutura, determinando-se o período máximo para determinada temperatura que é possível efetuar reforço com tecido de fibra de carbono;
- c) verificação experimental para os resultados de temperatura máxima que é possível a recuperação da totalidade da capacidade de carga inicial;
- d) avaliar a interferência da exposição a elevadas temperaturas, considerando contato com um, duas, três ou as quatro faces do pilarete e conseqüente influência no reforço com CFC.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-14** Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, EUA, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: concreto – determinação da consistência pelo ensaio de abatimento de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BEBER, J.A. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 289f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BRENTANO, T. **A proteção contra incêndios no projeto de edificações**. 3 ed. Porto Alegre: Edição própria do editor, 2015.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

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.

COSTA, N. C.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 2002, Brasília. **Anais...** Brasília, UnB, 2002.

FARIAS, P. V. **Pilares de concreto armado com armaduras corroídas submetidas a altas temperaturas: capacidade portante pós deterioração**. 2015. 97 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

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.

LUZ, V. H. **Simulação computacional de incêndio em um depósito: análise das principais variáveis que influenciam no comportamento do incêndio**. 2017, 85 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Pini, 2002.

_____. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono**, Edição Viapol, 2006.

MACHADO, G. M. **Estudo experimental da ductilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos de fibra de carbono**. 2004, Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Pontifícia Católica, Rio de Janeiro, 2004.

MAZER, W. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 2008, Notas de Aula: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil. Curitiba, 2008.

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

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGANELLO, A. M. P. **A ação do fogo sobre os componentes do concreto**. Seminário: Ciências Exatas e Tecnológicas, p. 47-55, Londrina, 2011.

Revista Técnica, São Paulo: PINI, ano 16, n. 125, p. 11-18, agosto. 2007.

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

SILVA, V. P.; VARGAS, M.R; ONO, R. **Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura**. Instituto Aço Brasil, Rio de Janeiro, 2010.