



UNISINOS

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA
RESISTÊNCIA AO FOGO DE PLACAS MACIÇAS PRÉ-
FABRICADAS DE CONCRETO**

MICHAEL ANDERSON BICA MOREIRA

São Leopoldo, fevereiro de 2017.

MICHAEL ANDERSON BICA MOREIRA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA
RESISTÊNCIA AO FOGO DE PLACAS MACIÇAS PRÉ-
FABRICADAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian

Banca examinadora: Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Prof. Dr^a. Larissa Degliomini Kirchhof
Prof. Dr. Marco Aurélio Stumpf González

São Leopoldo, fevereiro de 2017.

M838e Moreira, Michael Anderson Bica

Estudo da influência do teor de umidade na resistência ao fogo de placas maciças pré-fabricadas de concreto / Michael Anderson Bica Moreira. – 2017.

120 f. : il. ; color. ; 30cm.

Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, São Leopoldo, RS, 2017.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian.

1. Engenharia civil. 2. Concreto. 3. Resistência ao fogo. 4. Placa maciça - Pré-fabricado. 5. Teor de umidade - Concreto. 6. Pressão interna - Concreto. 7. Cura - Concreto. I. Título. II. Tutikian, Bernardo Fonseca.

CDU 624

Catálogo na Publicação: Bibliotecária Eliete Mari Doncato Brasil - CRB 10/1184


A dissertação de mestrado

**"ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA RESISTÊNCIA AO FOGO DE PLACAS
MACIÇAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO"**


apresentada por **Michael Anderson Bica Moreira**

foi julgada e aprovada como atendimento parcial aos requisitos para a obtenção do grau de


MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL pela seguinte banca examinadora:



Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian
Orientador e Presidente da Banca Examinadora
Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS



Prof. Dr. Larissa Degliuomini Kirchner
Universidade Federal de Santa Maria - UFSM
(participação por webconferência*)



Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS



Prof. Dr. Marco Aurélio Stumpf Gonzalez
Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

* Na presente sessão, fica a orientadora autorizada a assinar pelo professor que integra a banca via webconferência.

São Leopoldo, 21 de dezembro de 2016.

Dedico este trabalho em especial *in memoriam*
ao meu pai Joci, minha mãe Vera, minha
esposa Patrícia e minha filha Isabella.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe pela troca de experiências e cobranças incessantes, que muito me ajudaram em mais este degrau da vida profissional e minha esposa pela ajuda, paciência e conselhos nesta jornada.

Ao meu orientador Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian pelas cobranças e orientações desde o início desta pesquisa, sempre me apoiando e me dando oportunidades, as quais eu pude crescer e evoluir na vida acadêmica.

Aos meus colegas Fabricio, Roberto, Gustavo, Dilly, Rodrigo, Augusto, Cristyan, Camila, Hinoel, Fernanda e Bruno, que de certa forma, participaram no desenvolvimento desta pesquisa. À minha coordenadora Juliana e ao setor de relacionamento com o mercado que me apoiaram nesse percurso.

Um agradecimento em especial ao instituto itt Performance e a Construrohr pelo financiamento da pesquisa, e a todos os meus colegas do instituto.

Á todos, muito obrigado!

FONTES DE FINANCIAMENTO DA PESQUISA



SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	26
1.1	JUSTIFICATIVA	29
1.2	OBJETIVOS	30
1.2.1	<i>Objetivo geral.....</i>	<i>30</i>
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	<i>30</i>
1.3	ESTRUTURA DA PESQUISA	30
1.4	DELIMITAÇÕES DO TRABALHO	31
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
2.1	SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS NO BRASIL	34
2.1.1	<i>O desenvolvimento de um incêndio real.....</i>	<i>35</i>
2.1.2	<i>Padronização de incêndios para realização de ensaios.....</i>	<i>36</i>
2.2	TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	39
2.3	TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	40
2.4	EFEITO DO FOGO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	41
2.4.1	<i>Transferência de calor.....</i>	<i>42</i>
2.4.2	<i>Alteração das propriedades do concreto.....</i>	<i>42</i>
2.4.3	<i>Alterações das propriedades do aço.....</i>	<i>45</i>
2.4.4	<i>Influência do teor de umidade</i>	<i>46</i>
2.5	O TEOR DE UMIDADE E O DESPLACAMENTO.....	47
2.6	RELAÇÃO DE UMIDADE INTERNA DO CONCRETO E A RESISTIVIDADE ELÉTRICA	49
2.6.1	<i>Resistividade elétrica.....</i>	<i>49</i>
2.6.2	<i>Efeito da temperatura na resistividade elétrica.....</i>	<i>50</i>
2.6.3	<i>Efeito do teor de umidade na resistividade elétrica</i>	<i>51</i>
2.7	MEDIÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA PELO MÉTODO DOS 4 PONTOS (MÉTODO DE WENNER).....	52
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	54
3.1	ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	54
3.1.1	<i>Etapa I.....</i>	<i>55</i>
3.1.2	<i>Etapa II.....</i>	<i>61</i>
3.1.3	<i>Etapa III.....</i>	<i>64</i>
3.1.4	<i>Etapa IV.....</i>	<i>66</i>
3.2	VARIÁVEIS DA PESQUISA	66
3.2.1	<i>Parâmetros de controle fixos.....</i>	<i>66</i>
3.2.2	<i>Parâmetros de controle variáveis.....</i>	<i>66</i>
3.2.3	<i>Parâmetros não controlados</i>	<i>67</i>
3.2.4	<i>Variáveis de resposta.....</i>	<i>67</i>
3.3	MATERIAIS UTILIZADOS	67
3.3.1	<i>Cimento.....</i>	<i>68</i>
3.3.2	<i>Agregados miúdos</i>	<i>68</i>
3.3.3	<i>Agregado graúdo.....</i>	<i>69</i>
3.3.4	<i>Aditivo</i>	<i>70</i>
3.3.5	<i>Aço.....</i>	<i>70</i>
4	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
4.1	ETAPA I.....	72
4.2	ETAPA II.....	72
4.2.1	<i>Ensaio de resistência ao fogo aos 7 dias de cura.....</i>	<i>73</i>
4.2.2	<i>Ensaio de resistência ao fogo aos 14 dias de cura.....</i>	<i>76</i>
4.2.3	<i>Ensaio de resistência ao fogo aos 28 dias de cura.....</i>	<i>79</i>
4.2.4	<i>Ensaio de resistência ao fogo aos 56 dias de cura.....</i>	<i>81</i>
4.2.5	<i>Ensaio de resistência ao fogo aos 84 dias de cura.....</i>	<i>84</i>
4.2.6	<i>Comentários e comparativos – fissuração e deslocamento.....</i>	<i>86</i>

4.2.7	<i>Resistência à compressão</i>	88
4.2.8	<i>Comparativo de resistência ao fogo</i>	89
4.3	CURVA TEOR DE UMIDADE E RESISTIVIDADE	90
4.3.1	<i>Amostra de referência 1</i>	90
4.3.2	<i>Amostra de referência 2</i>	92
4.3.3	<i>Amostra de referência 3</i>	94
4.4	LEITURA DA PRESSÃO INTERNA	97
4.5	ETAPA III.....	98
4.5.1	<i>Imagens após ensaio – amostra com 7 dias de cura</i>	98
4.5.2	<i>Imagens após ensaio – amostra com 14 dias de cura</i>	100
4.5.3	<i>Imagens após ensaio – amostra com 28 dias de cura</i>	101
4.5.4	<i>Imagens após ensaio – amostra com 56 dias de cura</i>	103
4.5.5	<i>Imagens após ensaio – amostra com 84 dias de cura</i>	105
5	CONCLUSÃO	107
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
	APÊNDICE A – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 7 DIAS DE CURA	115
	APÊNDICE B – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 14 DIAS DE CURA	116
	APÊNDICE C – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 28 DIAS DE CURA	117
	APÊNDICE D – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 56 DIAS DE CURA	118
	APÊNDICE E – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 84 DIAS DE CURA	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Transformações durante o aquecimento do concreto.....	43
Tabela 2 – Condições do ambiente nas moldagens.....	58
Tabela 3 – Parâmetros de controle variáveis da pesquisa.	67
Tabela 4 – Quantitativo de materiais para confecção do concreto.	68
Tabela 5 – Ensaios químicos do cimento.....	68
Tabela 6 – Ensaios físicos do cimento.	68
Tabela 7 – Análise granulométrica das areias.....	69
Tabela 8 – Análise granulométrica do pedrisco.....	70
Tabela 9 – Características do aditivo.	70
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de trabalhabilidade obtidos.....	72
Tabela 11 – Resistência à compressão.....	89
Tabela 12 – Comparativo dos ensaios de resistência ao fogo.....	90
Tabela 13 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 1.	90
Tabela 14 – Resistividade elétrica medida - amostra 1.....	91
Tabela 15 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 2.	92
Tabela 16 – Resistividade elétrica medida - amostra 2.....	93
Tabela 17 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 3.	94
Tabela 18 – Resistividade elétrica medida - amostra 3.....	95
Tabela 19 – Resistividade elétrica nas placas de concreto.....	96
Tabela 20 – Pressão interna – ensaio aos 28 dias.	97
Tabela 21 – Áreas de deslocamento.....	106

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –Estágios de um incêndio real.	35
Figura 2 – Curva padrão para três cenários de incêndios.	37
Figura 3 – Curvas de incêndio padrão.	37
Figura 4 – Curvas de incêndio real x Curva de incêndio padrão.	38
Figura 5 – Curva de incêndio padrão ISO 834.....	39
Figura 6 – Processo para dimensionamento de elemento estrutural em situação de incêndio.	40
Figura 7 – Processo físico-químico.....	44
Figura 8 - Fator de redução da resistência à compressão.....	45
Figura 9 - Fator de redução da resistência convencional ao escoamento do aço em função da temperatura.....	46
Figura 10 - Caminhos percorridos pelas cargas no sistema de poros da pasta de cimento endurecida.	49
Figura 11 - Resistividade elétrica em função da temperatura.	50
Figura 12 - Resistividade elétrica em função do teor de umidade.	51
Figura 13 – Método de Wenner.	52
Figura 14 – Fluxo de corrente: a) eletrodo submerso e b) eletrodo plano externo.	53
Figura 15 – Sequência do programa experimental.....	54
Figura 16 – Detalhamento de uma placa.....	55
Figura 17 – Esquema de posicionamento dos condutores.	56
Figura 18 – Fixação e disposição nas armaduras.....	56
Figura 19 – Esquema de posicionamento dos tubos hidráulicos.	56
Figura 20 – Fixação e disposição nas armaduras.....	57
Figura 21 – Placa instrumentada.	57
Figura 22 – Disposição dos termopares na face não exposta.....	58
Figura 23 – Central de concreto.	59
Figura 24 – Caçamba para transporte do concreto.....	59
Figura 25 – Sistema de formas metálicas.....	59
Figura 26 – Concretagem das placas.....	60
Figura 27 – Concretagem das placas.....	60
Figura 28 – Sequência de montagem das amostras.....	61
Figura 29 – Ligação do dispositivo de leitura de resistividade elétrica.	61
Figura 30 – Ligação do dispositivo de leitura de pressão.	62
Figura 31 – Central automatizada.	62
Figura 32 – Amostra instrumentada.....	63
Figura 33 – Detalhamento do forno vertical.	63
Figura 34 – Forno vertical com queimadores acesos.....	64
Figura 35 – Amostras para leitura da resistividade elétrica.	65
Figura 36 – Pesagem e leitura da resistividade.	66
Figura 37 – Distribuição granulométrica das areias.....	69
Figura 38 – Distribuição granulométrica do pedrisco.....	70
Figura 39 – Detalhamento das armaduras.....	71
Figura 40 – Início da perda de água. a) 11min b) 27min – amostra com 7 dias de cura.	73
Figura 41 – Imagem coletada pela câmera termográfica aos 10min de ensaio – amostra 7 dias de cura.	73
Figura 42 – Deslocamento total da amostra – 7 dias de cura.....	74
Figura 43 – Avaliação e perda da estanqueidade. a) 32min b) 74min de ensaio. – amostra com 7 dias de cura.....	75

Figura 44 – Temperatura na face externa – amostra com 7 dias de cura.	75
Figura 45 – Perda de água na face externa. a) 10min b) 20min de ensaio. – amostra com 14 dias de cura.....	76
Figura 46 – Imagem da câmera termográfica aos 15min de ensaio – amostra com 14 dias de cura.	77
Figura 47 – Fissuras após evaporação da água – amostra com 14 dias de cura.	77
Figura 48 – Gráfico do deslocamento. – amostra com 14 dias de cura.	78
Figura 49 – Temperatura na face externa – 14 dias de cura.	78
Figura 50 – Perda de água aos 06min – amostra com 28 dias de cura.	79
Figura 51 – Imagem da câmera termográfica – amostra com 28 dias de cura.	80
Figura 52 – Gráfico do deslocamento – amostra com 28 dias de cura.	80
Figura 53 – Temperatura na face externa – amostra com 28 dias de cura.	81
Figura 54 – Perda de água aos 10min – amostra com 56 dias de cura.	82
Figura 55 – Imagem da câmera termográfica 10min – amostra com 56 dias de cura.	82
Figura 56 – Gráfico do deslocamento. – amostra com 56 dias de cura.	83
Figura 57 – Temperatura na face externa – amostra com 56 dias de cura.	83
Figura 58 – Perda de água aos 15min – amostra com 84 dias de cura.	84
Figura 59 – Imagem da câmera termográfica 15min – amostra com 84 dias de cura.	85
Figura 60 – Gráfico do deslocamento. – amostra com 84 dias de cura.	85
Figura 61 – Temperatura na face externa – amostra com 84 dias de cura.	86
Figura 62 – Comparativo de deslocamento.	87
Figura 62 – Sentido da deformação.	87
Figura 63 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 1.	91
Figura 64 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 1.....	92
Figura 65 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 2.	93
Figura 66 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 2.....	94
Figura 67 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 3.	95
Figura 68 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 3.....	96
Figura 69 – Leitura da pressão interna. – ensaio aos 28 dias de cura.....	97
Figura 70 – Desplacamento e posicionamento dos tubos hidráulicos na placa central – ensaio aos 28 dias de cura.....	98
Figura 71 – Placa superior – ensaio aos 7 dias de cura.	98
Figura 72 – Placa central – ensaio aos 7 dias de cura.	99
Figura 73 – Placa inferior – ensaio aos 7 dias de cura.	99
Figura 74 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 7 dias de cura.....	99
Figura 75 – Placa superior – ensaio aos 14 dias de cura.	100
Figura 76 – Placa central – ensaio aos 14 dias de cura.	100
Figura 77 – Placa inferior – ensaio aos 14 dias de cura.	100
Figura 78 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 14 dias de cura.....	101
Figura 79 – Placa superior – ensaio aos 28 dias de cura.	101
Figura 80 – Placa central – ensaio aos 28 dias de cura.	102
Figura 81 – Placa inferior – ensaio aos 28 dias de cura.	102
Figura 82 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 28 dias de cura.....	102
Figura 83 – Placa superior – ensaio aos 56 dias de cura.	103
Figura 84 – Placa central – ensaio aos 56 dias de cura.	103
Figura 85 – Placa inferior – ensaio aos 56 dias de cura.	104

Figura 86 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 56 dias de cura.	104
Figura 87 – Placa superior – ensaio aos 84 dias de cura.....	105
Figura 88 – Placa central – ensaio aos 84 dias de cura.	105
Figura 89 – Placa inferior – ensaio aos 84 dias de cura.	105
Figura 90 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 84 dias de cura.	106

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBESP	Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo
CF	Corta Fogo
CP	Corpo de prova
NBR	Norma Brasileira
VUP	Vida Útil de Projeto
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
TRF	Tempo de Resistência ao Fogo
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
RJ	Rio de Janeiro
SP	São Paulo
RABT	<i>Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln</i> ³
RWS	<i>Rijkswaterstaat</i> ⁴
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
JIS	<i>Japanese Industrial Standard</i>
Pa	Pascal
itt Performance	Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil
LMC	Laboratório de Materiais de Construção
UNISINOS	Universidade do Vale do Rio dos Sinos
PC	Para Chama

LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	Relação água cimento
°C	Graus Celsius
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
kc	Coefficiente de redução de resistência à compressão
f_{yk}	Resistência característica do aço à compressão
min	Minutos
$\Omega.m$	Oms por minuto
k $\Omega.m$	quilo om por minuto
mm	milímetros
m ³	metros cúbicos
Θ_t	temperatura dos gases atmosféricos no compartimento no instante t
Θ_{to}	é a temperatura dos gases atmosféricos no compartimento no início do incêndio
t	é a duração total do incêndio
ρ	resistividade do concreto
V	tensão medida
I	corrente aplicada
a	distância entre eletrodos
R	resistividade lida no equipamento
D	distância entre eletrodos
p	profundidade do eletrodo
Umid.%	teor de umidade
m.água	massa de água
m.sat.	massa saturada
m.seca	massa seca

RESUMO

MOREIRA, M. A. B. **Estudo da influência do teor de umidade na resistência ao fogo de placas maciças pré-fabricadas de concreto.** São Leopoldo, 2016. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Unisinos, São Leopoldo. 2016.

A partir da vigência da norma de desempenho, parâmetros aquém dos de durabilidade vêm sendo estudados por projetistas e pesquisadores no Brasil. A segurança contra incêndio vem tendo maior preocupação entre os profissionais, apesar de ainda ser um tema desconhecido por parte do mercado. Busca-se que, em caso de sinistro, a edificação tenha meios de propiciar aos usuários a evacuação segura e rápida, a facilidade de acesso das ações de combate do corpo de bombeiros e a segurança do patrimônio. De acordo com os critérios de segurança contra incêndio, os recursos para dificultar os princípios de incêndio e a propagação, bem como o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), são definidos em função das especificidades de cada sistema projetado. O concreto, por ser um material com baixa condutividade térmica, apresenta um bom desempenho frente ao fogo, quando comparado a outros sistemas estruturais. No entanto, este composto, quando submetido a altas temperaturas, tem as suas propriedades mecânicas alteradas. Com a tendência de industrialização da construção civil, o uso de peças pré-fabricadas de concreto vem sendo uma alternativa de uso nas construções, no entanto o seu comportamento em casos de incêndio é pouco difundido no meio técnico. Dentre os fatores de influência que podem prejudicar a resistência ao fogo destas peças estão o teor de umidade e a pressão interna. Estes fatores, combinados ou isolados, são responsáveis por manifestações patológicas oriundas das altas temperaturas, como deslocamentos, fissurações, perda de umidade, deformações, entre outros. Ainda, uma lacuna no meio técnico é a idade de cura para realização de ensaios que possam avaliar o tempo de resistência ao fogo (TRF) de elementos de concreto. Utiliza-se como parâmetro 28 dias de idade de cura, baseados nas normas norteadoras de ensaios para avaliação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos. A partir deste parâmetro são realizados os ensaios de resistência ao fogo. Com baixas idades de cura, o concreto já apresenta resistência à compressão satisfatória, no entanto, o teor de umidade das peças ainda é muito alto, o que prejudica o desempenho nos ensaios de resistência ao fogo. Desta forma, projetistas optam pela alteração de projeto, aumentando o cobrimento das armaduras, fazendo adições ao concreto, etc. Assim, esta pesquisa buscou avaliar a influência do teor de umidade e da pressão interna em peças pré-fabricadas de concreto, tendo como variável apenas a idade de cura das amostras, propondo um método para quantificar o teor de umidade e a pressão interna. Foram ensaiadas, em forno vertical normatizado, amostras com 7, 14, 28, 56 e 84 dias cura, submetidas à cura ambiente, logo com teores de umidades distintos. Com base nos ensaios realizados, as amostras com 84 dias de cura, as quais apontaram menores teores de umidade, apresentaram melhor desempenho frente às altas temperaturas, evidenciando a influência deste fator.

Palavras-chave: concreto; resistência ao fogo; pré-fabricado; umidade; pressão; cura.

ABSTRACT

MOREIRA, M. A. B. **The influence of the moisture content of fire resistance of prefabricated massive slabs of concrete.** São Leopoldo, 2016. 127 f. Dissertation (Master Degree in Civil Engineering) – Postgraduate Civil Engineering Program, Unisinos, São Leopoldo, 2016.

From the validity of the Brazilian performance law, parameters other than durability have been studied by designers and researchers in Brazil. Fire safety has been a major concern among professionals, although it still is not known by most of the market. In case of accidents, the building must have means of allowing the users to evacuate safe and rapidly, while providing easy access to the actions of firefighters and security of assets. According to the values of fire safety, the resources for hindering the principles of fire and propagation, as well as the fire-resistance rating (FRR), are defined with respect to the specificities of each system designed. The concrete, as a material with low thermal conductivity, presents a good performance against fire when compared to other structural systems. However, this composite, when submitted to high temperatures, has its mechanical properties altered. With the civil construction's tendency of industrialization, the use of prefabricated concrete pieces has been seen as an alternative to use on buildings, although their behavior in fire situations is not so widespread in the technical field. Among the influence factors that can impair the fire resistance of these pieces are the moisture content and the internal pressure. These factors, combined or isolated, provoke pathological manifestations originated from high temperatures, such as spalling, cracking, loss of moisture, deformations, and others. Still, a blank in the technical field is the age of cure for performing the tests that evaluate FRR of concrete elements. The curing age of 28 days is used as a parameter, based on standards that orientate the tests for evaluating compressive strength of cylindrical specimens. The fire resistance tests are then performed from this this parameter. The concrete already presents satisfactory compressive strength at lower curing ages, however, the moisture content of the pieces is still very high, thus hindering the performance during the fire resistance tests. That way, designers choose to modify projects, increasing the covering of the armors, making additions to concrete, etc. Therefore, this research aimed to evaluate the influence of moisture content and internal pressure on prefabricated concrete pieces, considering only the samples' curing age as a variable and proposing a method for quantifying moisture content and internal pressure. The test was performed in a standardized vertical oven, and the specimens were tested with 7, 14, 28, 56 and 84 days of curing, all cured outdoors, thus displaying different moisture contents. Based on the test results, the samples with 84 days of curing, which displayed the smallest moisture contents, presented better performance regarding high temperatures, indication the influence of this factor.

Keywords: Concrete; Resistance Fire; Prefabricated; Moisture; Pressure; Curing.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil deve atender especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), assim como os parâmetros de durabilidade. Esta norma parametriza o projeto das estruturas de concreto quanto à classe de agressividade no local da edificação. A partir desta definição, adotam-se a resistência à compressão dos concretos, a relação água/cimento (a/c), o cobrimento mínimo das armaduras, entre outros. Essas definições almejam alcançar, não só uma boa qualidade das estruturas, mas também a durabilidade, diminuindo a possibilidade de surgirem manifestações patológicas.

No entanto, com a norma de desempenho para edificações habitacionais, a NBR 15575-1 (ABNT, 2013), outros requisitos são exigidos, como a segurança estrutural, contra incêndio e quanto ao uso e operação; habitabilidade, estanqueidade, desempenho térmico, lumínico, acústico, saúde, higiene, qualidade do ar, funcionalidade, acessibilidade, conforto tátil e antropodinâmico; e sustentabilidade, que englobam a durabilidade, manutenibilidade e impacto ambiental. Com essas exigências, as estruturas de concreto devem atender à vida útil de projeto (VUP) e a exposição a altas temperaturas, como ocorre em casos de incêndio.

No Brasil, o tema da segurança contra incêndio, intensificado em meados dos anos 70 pelos sinistros nos edifícios Andraus, em 1972, e Joelma, em 1974, ganha espaço entre as normas e leis, sendo assunto de responsabilidade dos projetistas e construtores. (SILVA, 2012).

A Instrução Técnica nº 08/2011 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo (CBESP, 2011) dispõe que, em uma situação de incêndio, os elementos estruturais e de compartimentação integrantes da edificação devem evitar o colapso estrutural por tempo suficiente que possibilite a saída segura dos usuários, bem como o acesso às operações de combate ao incêndio do corpo de bombeiros.

De acordo com os critérios de desempenho, os recursos para dificultar os princípios de incêndio e sua propagação, bem como o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) são definidos em função do tipo de ocupação e a altura da edificação, de acordo com o sistema projetado, seguindo os preceitos da NBR 14432 (ABNT, 2001).

Neville (2016) expõe que o concreto convencional, por ser um material incombustível e não ocorrer desprendimento de gases tóxicos, apresenta um bom desempenho quando submetido a altas temperaturas. Costa (2002) completa afirmando que por ter como característica a baixa condutividade térmica, é muito utilizado para atender às solicitações de

TRRF com baixo volume de material. No entanto, quando exposto a elevadas temperaturas durante um período de tempo elevado, pode sofrer alterações significativas nas suas propriedades mecânicas. A norma brasileira que rege os parâmetros para dimensionamento de estruturas de concreto em altas temperaturas é a NBR 15200 (ABNT, 2012).

Com a tendência de industrialização da construção civil, o uso de peças pré-fabricadas de concreto vem sendo uma alternativa de uso crescente nas construções. Estas peças propiciam benefícios como a racionalização, rapidez de montagem, controle de qualidade, entre outros. Ainda, buscando atender a solicitações de usuários e projetistas, os elementos estão cada vez mais esbeltos, o que prejudica o comportamento em altas temperaturas. (ZAGO et al. 2015).

Kirchhof (2010) afirma que o cobrimento das armaduras exerce um papel fundamental na resistência ao fogo, evitando o rápido aquecimento do aço, promovendo o aumento do tempo de resistência ao fogo (TRF) de elementos estruturais e de compartimentação. Portanto, não se pode exagerar na esbeltez de elementos de concreto, mesmo que aspectos como durabilidade e vida útil sejam atendidos, pois a resistência ao fogo pode ser comprometida.

No meio técnico, as alterações das propriedades do concreto, quando submetido a altas temperaturas, já são comprovadas e consolidadas. Estudos apontam que o concreto reduz em 25% da resistência mecânica à compressão quando aquecido a temperaturas de, aproximadamente, 300°C; e em torno de 75% quando submetido a temperaturas de aquecimento de 600°C. (BRITTEZ; COSTA, 2011). Ainda, sabe-se que o teor de umidade dos elementos é um fator de influência para essas reduções.

As alterações das propriedades do concreto podem provocar fenômenos que não são previstos nas fases de projeto, os quais podem comprometer até mesmo a função estrutural dos elementos. Phan et al. (2010) dispõem que, ao sofrer um alto gradiente de temperatura entre a face exposta ao calor e o interior, o elemento fica susceptível a uma manifestação patológica conhecida como deslocamento. Como evidenciado por Chan et al. (1999), o deslocamento se manifesta sem aviso prévio, normalmente quando a temperatura ultrapassa os 300°C.

Os mecanismos de ocorrência dessa manifestação são relacionados com as pressões internas oriundas da dilatação diferencial dos materiais constituintes da mistura e da poropressão causada pela vaporização da água, além de uma ação combinada entre estes dois fatores. (KIRCHHOF, 2010).

Khoury et al. (2002) afirmam que a variação das condições de umidade, combinadas com a ocorrência de transformações físico-químicas complexas, faz o estudo do concreto submetido a elevadas temperaturas ser um assunto desafiador.

No Brasil, algumas pesquisas já foram realizadas, avaliando as estruturas de concreto submetidas a altas temperaturas. (BOLINA, 2016; BRITZ, 2011; KIRCHHOF, 2010; SOUZA, 2010; LIMA, 2005). No entanto, com exceção de Britz (2011) e Bolina (2016), as pesquisas foram conduzidas com corpos de prova em escalas reduzidas, submetidos a ação de elevadas temperaturas em fornos elétricos, como muflas e estufas, o que dificulta a reprodução da curva de incêndio padrão. A reprodução de um incêndio real, ou parametrizado, foi pouco utilizada para as avaliações, bem como as amostras em escala real. Lima (2005) dispõe que é necessário considerar as influências das dimensões das peças, uma vez que as variações de temperatura e umidade dependem do volume e profundidade destas, as quais produzem altos gradientes de tensão.

Outro fator de suma importância, o qual influencia diretamente no desempenho frente as altas temperaturas das estruturas de concreto, como relatado por Kirchhof (2010), é o teor de umidade.

A umidade inicial, o tamanho da peça e a taxa de aquecimento também são fatores influentes, pois são responsáveis pelo desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos de decomposição (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

O controle do teor de umidade em elementos pré-fabricados é relativamente inviável, devido a robustez das peças e a ausência de métodos práticos, aplicáveis na fábrica. Sendo assim, a umidade é variável em função do tempo de cura das peças. Pesquisas realizadas no Brasil apresentam dados sobre a influência deste parâmetro em amostras reduzidas e com tempos de cura de 28 a 60 dias, aproximadamente. (LIMA, 2005; SOUZA, 2010).

Britz (2011) afirma que é comum em pesquisas internacionais a realização de ensaios em elementos estruturais com idades entre 28 e 100 dias, uma vez que a influência do teor de umidade, bem como do grau de hidratação do cimento, são fatores significativos nos resultados dos ensaios.

Na indústria de pré-fabricados, o controle de umidade das peças não é um procedimento de fácil adaptação, sendo assim, os ensaios realizados aos 28 dias em escala real, podem não ser representativos. O teor de umidade das peças aos 28 dias é elevado, pois ainda há água livre nas peças. Esse tempo para realização do ensaio, padrão em muitos locais, é

fundamentado pelos parâmetros de resistência à compressão. Dessa forma, entende-se que o real desempenho desses elementos está ligado à relação entre o teor de umidade e o tempo de cura. Se comprovado, pode propiciar o melhor desempenho das peças com tempos de cura mais prolongados, no entanto, há uma lacuna na literatura que possa dar embasamento para tal conclusão.

Dentro desse contexto, o presente trabalho busca contribuir com o estudo sobre a influência do teor de umidade no TRF de placas maciças de concreto pré-fabricadas, utilizando a curva de aquecimento da ISO 834 (ISO, 2014), em forno vertical padronizado.

1.1 JUSTIFICATIVA

O concreto, quando submetido à altas temperaturas, tem suas propriedades físico-químicas alteradas, o que afeta as propriedades mecânicas. Estas alterações são induzidas pela perda de água da pasta e dos agregados, pelas alterações de fase e pelas movimentações térmicas, devido ao aumento de temperatura. (SHUTTLEWORTH, 1997; ALONSO, 2006).

Como evidenciado por Shuttleworth (1997), a presença de água causa danos ao concreto quando submetido a altas temperaturas, os quais tomam a forma de deslocamentos superficiais. Este fenômeno ocorre quando a pressão de vapor interna aumenta a uma taxa maior quando comparada ao alívio de pressão causada pela liberação de vapor para a atmosfera, ou seja, para que ocorra o deslocamento, a permeabilidade do concreto assume um papel fundamental.

Para que se possa conhecer o comportamento das estruturas de concreto armado nas condições de elevadas temperaturas, é fundamental mensurar quando estes fenômenos estarão susceptíveis e, principalmente, em qual etapa da cura das estruturas estes ocorrerão. Como alternativa, muitos projetistas acabam super dimensionando o cobrimento das peças em função do desconhecimento de parâmetros de influência da cura nas estruturas, acarretando no aumento do custo de fabricação destas.

Diante desse cenário, fica evidente a importância do estudo da influência do teor de umidade de placas de concreto armado propondo parâmetros de medição de umidade e pressão de forma inédita no Brasil, para que se possa contribuir com a tomada de decisão quanto ao tempo correto de cura para otimização da estrutura. Conhecendo-se estes parâmetros, viabilizando e amadurecendo os métodos propostos, o meio técnico terá condições de utilizar peças otimizadas.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa foram divididos em objetivo geral e objetivos específicos.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral é avaliar a influência do teor de umidade no tempo de resistência ao fogo (TRF) de placas maciças pré-fabricadas de concreto armado quando expostas a altas temperaturas.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- relacionar o teor de umidade com a resistividade elétrica em placas maciças de concreto armado em diferentes idades de cura;
- propor um método para leitura da pressão interna em placas maciças de concreto armado durante o ensaio de resistência ao fogo;
- classificar as amostras quanto ao TRF;
- avaliar o deslocamento após ensaio de resistência ao fogo em cada idade de cura proposta.

1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

Buscando atender aos objetivos propostos para esta dissertação de mestrado, este trabalho está dividido em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta o tema a ser estudado, abordando sua relevância, justificando este estudo, os objetivos e a delimitação da pesquisa. O segundo capítulo aborda o estudo quanto ao referencial teórico utilizado para o desenvolvimento da pesquisa.

No terceiro capítulo o programa experimental, apresentando o fluxograma da pesquisa com as etapas definidas, as variáveis da pesquisa e os materiais utilizados. O quarto capítulo apresenta a análise e discussões oriundas dos resultados obtidos no programa experimental.

Por fim no quinto capítulo, as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros, baseado na pesquisa realizada. Ainda na estrutura, constam as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do trabalho e apêndice, apresentando resultados e imagens do experimento.

1.4 DELIMITAÇÕES DO TRABALHO

Como o experimento foi desenvolvido com amostras robustas e em escala real, a pesquisa foi delimitada no uso de apenas um tipo de concreto, tendo como variável apenas o tempo de cura das amostras. O alto custo na fabricação das peças pré-fabricadas e dos ensaios de resistência ao fogo também foi um fator determinante na delimitação da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o cenário da segurança contra incêndio no Brasil bem como seus principais conceitos, efeitos das altas temperaturas nas estruturas de concreto armado, fenômenos de ocorrência e suas causas nestas condições, influência do teor de umidade e pressão interna como causa e uma correlação entre teor de umidade e resistividade elétrica. Todos estes assuntos, necessários para compreensão dos resultados obtidos na pesquisa.

2.1 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS NO BRASIL

Segundo Seito et al. (2008), devido à ausência de grandes incêndios no Brasil, ou grande quantidade de vítimas causadas pelos sinistros, o “problema incêndio”, até o início de 1970, era de responsabilidade do corpo de bombeiros. Após algumas tragédias como o incêndio no *Gran Circus* Norte-Americano em 1961, na cidade de Niterói (RJ), tendo como resultado 250 mortes e 400 feridos; o incêndio no edifício Andraus em 1970, na cidade de São Paulo (SP), com 16 mortos e 336 feridos; o sinistro no edifício Joelma em 1974, na cidade de São Paulo (SP), com 179 mortes e 320 feridos; e, recentemente, o incêndio da Boate Kiss, em 2013, na cidade de Santa Maria / RS, levando a morte mais de 240 jovens; houve o início da reformulação das medidas de segurança contra incêndio. Com o reconhecimento do problema por parte dos órgãos responsáveis foram criadas e aperfeiçoadas leis e normas técnicas específicas.

A NBR 14432 (ABNT, 2001) estabelece condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. Para os elementos de compartimentação devem ser atendidos requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, a segurança das operações de combate ao incêndio e minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública. Assim, a referida norma especifica o atendimento do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) dos sistemas construtivos e seus elementos estruturais, em função da especificidade de uso.

Para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, foram publicadas as NBR 15200 (ABNT, 2012) para estruturas de concreto e NBR 14323 (ABNT, 2013) para estruturas de aço e mistas de aço e concreto. O atendimento a estas normas é explicitado em leis e decretos em vários estados brasileiros, sendo assim, a responsabilidade técnica passa a

ser assumida não só pelo corpo de bombeiros, mas também pelos profissionais da construção civil na fase de concepção de projetos, passando pela execução e controle de cada edificação nova ou antiga.

2.1.1 O desenvolvimento de um incêndio real

Uma situação de incêndio jamais será igual a outra, ou seja, não existem incêndios iguais. As variações se devem ao cenário de incêndio que pode ser influenciado pela carga de incêndio, geometria do compartimento, ventilação e propriedades térmicas dos materiais que compõe os elementos de compartimentação. (SILVA 2012).

Costa (2008) dispõe que “o incêndio real é caracterizado por uma curva temperatura-tempo que possui dois ramos: o ascendente e o descendente. O primeiro representa a elevação de temperatura, enquanto que o segundo é o resfriamento. Estas duas etapas podem ser divididas em estágios, definidos como pontos ignição, inflamação generalizada e temperatura máxima. A Figura 1 apresenta os estágios mencionados.

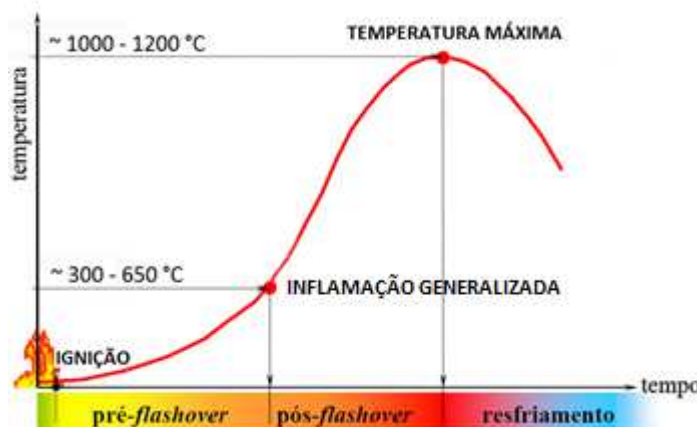


Figura 1 –Estágios de um incêndio real.

Fonte: Adaptado pelo autor de Costa (2008).

De acordo com Costa (2008), a definição de cada estágio é a seguinte:

- ignição: é o início da inflamação, justificado pelo aumento gradual de temperatura. Esta etapa não oferece risco à vida humana e ao patrimônio;
- *pré-flashover*: aumento acelerado de temperatura, o incêndio ainda é localizado e sua duração depende das características do compartimento, até o *flashover*;

- inflamação generalizada: nesta etapa o compartimento é tomado pelas chamas e o sinistro deixa de ser controlável, ou seja, a inflamação é generalizada;
- *pós-flashover*: essa etapa apresenta mudança abrupta de temperatura; todo o material combustível entra em combustão e rapidamente atinge o pico da temperatura máxima do incêndio, correspondente à máxima temperatura dos gases do ambiente, chegando a, aproximadamente, 1200°C;
- resfriamento –redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente após a completa extinção do material combustível, iniciando a extinção do incêndio. Purkiss (2007) dispõe que, em função da inércia, a temperatura de elementos estruturais continuará aumentando por alguns minutos, mesmo após iniciado o resfriamento do compartimento.

2.1.2 Padronização de incêndios para realização de ensaios

Para realização de ensaios em laboratório, é necessário que se adote uma situação de incêndio padrão, independentemente do método de ensaio. Esta padronização permite que se compare os resultados obtidos, podendo avaliar de forma padronizada o comportamento dos sistemas ensaiados. (SILVA, 2012).

A primeira consideração a ser feita é acerca do cenário de incêndio em que os sistemas e estruturas serão submetidos. O cenário é reproduzido em função das cargas de incêndio admitidas em cada perfil, considerando a evolução de temperatura em função do tempo. Os três perfis normatizados que são utilizados em programas experimentais são incêndios em túneis, descritos pelas *Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln*³ (RABT) e pelo *Rijkswaterstaat*⁴ (RWS); incêndios ocasionados por materiais a base de hidrocarbonetos como produtos oriundos da indústria de petroquímicos, com o teste desenvolvido por empresa petrolífera dos Estados Unidos (*Mobil Oil Company*); e incêndios com base de materiais celulósicos (THE CONCRETE CENTRE, 2004). A Figura 2 apresenta as curvas padrão de incêndios mencionados. Em todos os métodos de ensaio o objetivo é obter o TRF da amostra ensaiada.

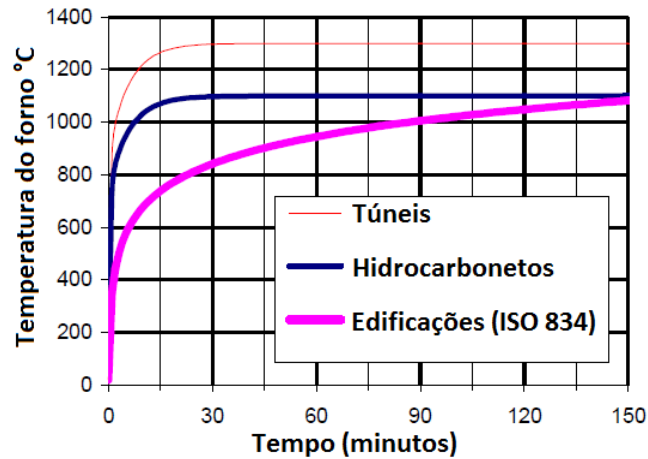


Figura 2 – Curva padrão para três cenários de incêndios.

Fonte: Adaptado pelo autor de Denoël (2007).

No meio técnico, as curvas padronizadas mais utilizadas para estudos experimentais que envolvem cenários de incêndios para edificações são as da ISO 834, ASTM E119 e JIS A 130 (PHAN, 1996). As três curvas estão sobrepostas na Figura 3.

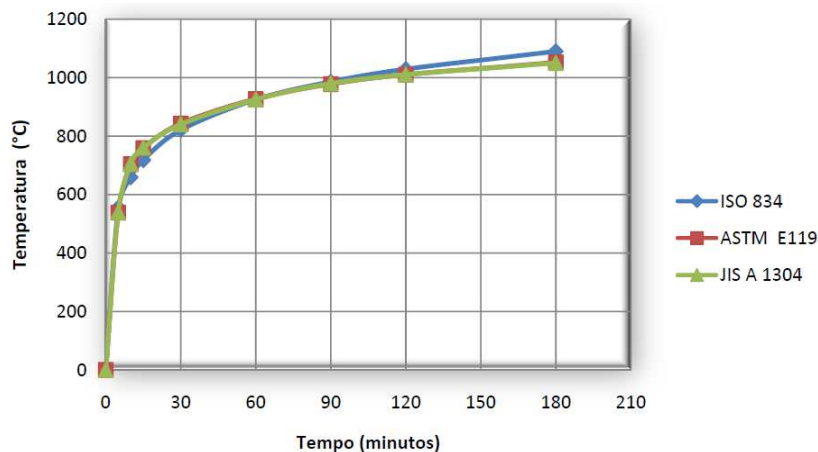


Figura 3 – Curvas de incêndio padrão.

Fonte: Adaptado pelo autor de Phan (1996).

Em uma situação real de incêndio a taxa de evolução de temperatura é diferente das adotadas nos ensaios. A Figura 4 elucidada o comportamento de um incêndio real quando comparado ao do ensaio, de acordo com a ISO 834 (ISO, 2014).

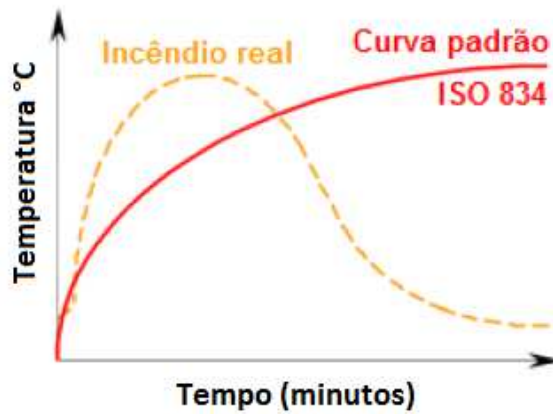


Figura 4 – Curvas de incêndio real x Curva de incêndio padrão.

Fonte: Costa e Silva (2003).

Esta curva é fundamentada pelo acréscimo de temperatura do forno de ensaio em função do tempo, de acordo com a Equação 1:

$$\theta_t - \theta_{t_0} = 345 \log(8t + 1) \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

θ_t = é a temperatura dos gases atmosféricos no compartimento no instante t, em graus Célsius;

θ_{t_0} = é a temperatura dos gases atmosféricos no compartimento no início do incêndio, em graus Célsius;

t = é a duração total do incêndio, em minutos.

Na Figura 5 estão dispostas as temperaturas de acordo com os respectivos TRRF.

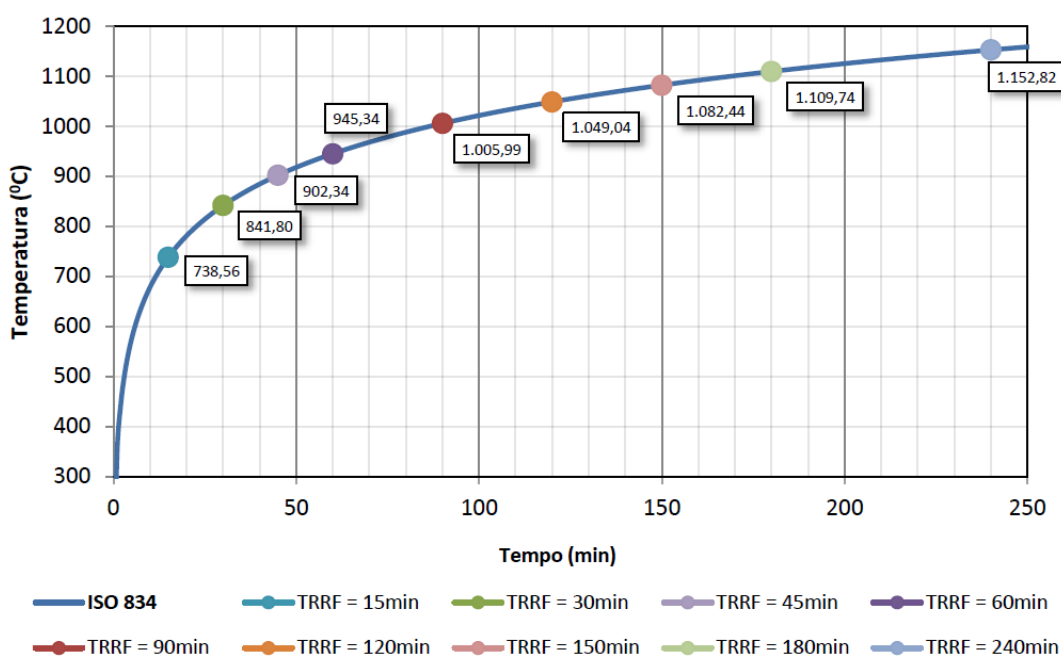


Figura 5 – Curva de incêndio padrão ISO 834.

Fonte: Zago et al. (2015)

Este trabalho de mestrado seguiu a curva padrão de aquecimento exposta pela ISO 834 (ISO, 2014).

2.2 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é um tempo de ensaio, obtido através da reprodução de um incêndio padronizado, almejando simular uma situação de incêndio o mais próximo do real, a fim de garantir os critérios de estabilidade estrutural, estanqueidade e isolamento térmico.

Na exposição a altas temperaturas os elementos sofrem alterações em suas propriedades, logo, o surgimento de fissuras oriundos destas modificações pode propiciar a passagem de chamas e gases quentes para fora do ambiente em combustão, propiciando novos focos de incêndio. O requisito de estanqueidade define que a ocorrência de fissuras não propague o sinistro.

Com relação à transmissão de calor por condutividade, tem-se que a temperatura transmitida para superfície do elemento construtivo não exposto diretamente ao fogo não permita que a integridade das pessoas e a combustão de objetos seja eminente. Dessa maneira, o critério de isolamento térmico é atendido. Além dos critérios de isolamento térmico e estanqueidade, tem-se a solicitação estrutural, que é o elemento não perder a capacidade portante, levando a ruína da estrutura.

Costa e Silva (2003) dispõe que o TRRF pode ser calculado. No entanto, esse tempo é fixado na base do consenso, evidenciado pela NBR 14432 (ABNT, 2001).

2.3 TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

O tempo de resistência ao fogo (TRF) é o tempo máximo em que a estrutura, ou elemento de compartimentação, se mantém sem perder suas funções, segundo os critérios de resistência ao fogo. (COSTA, 2008).

Costa (2008) demonstra, na Figura 6, o processo de dimensionamento de estruturas, baseado no conceito de tempo requerido de resistência ao fogo. Ainda, o autor dispõe que a segurança contra incêndio é satisfeita quando o $TRF \geq TRRF$

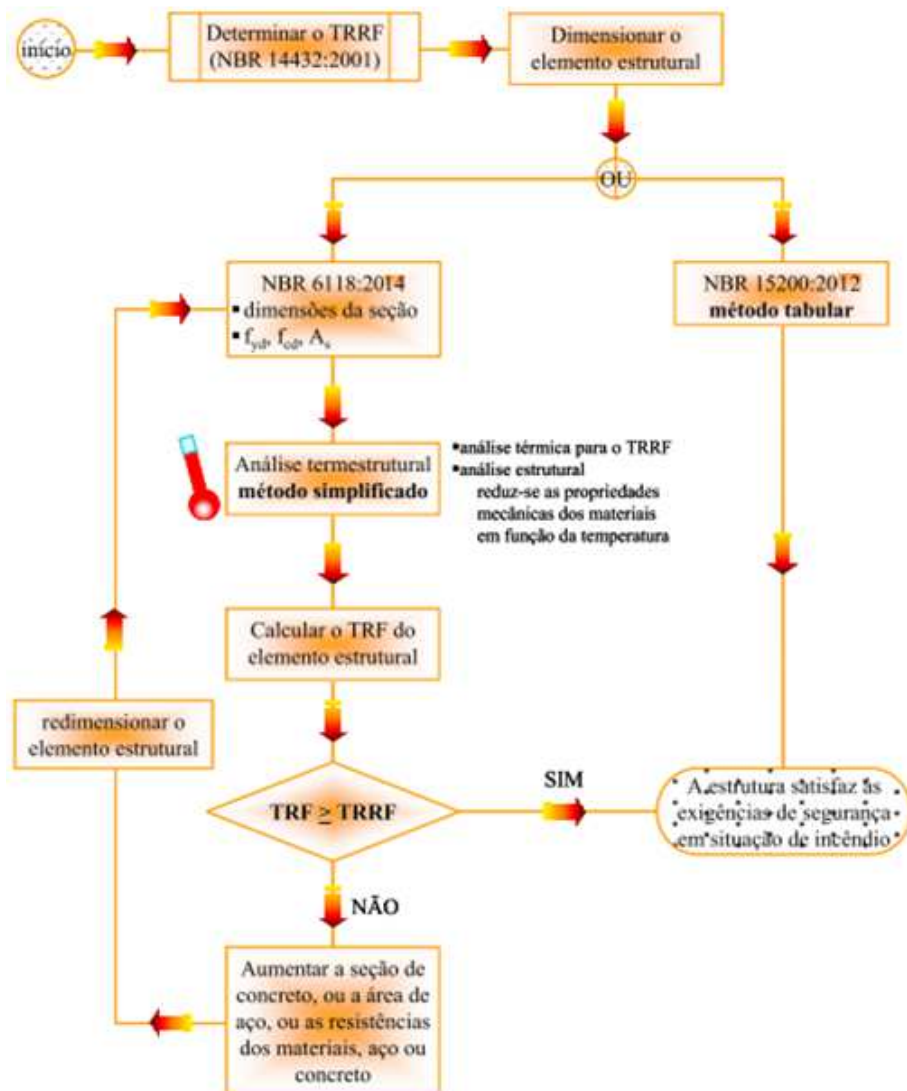


Figura 6 – Processo para dimensionamento de elemento estrutural em situação de incêndio.

Fonte: Costa (2008).

Observa-se que a opção pelo aumento na seção de concreto, ou até mesmo nas suas características mecânicas, ocorre quando o elemento não atende ao TRF.

2.4 EFEITO DO FOGO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

O concreto é incombustível e um bom material isolante, possuindo uma difusividade térmica baixa, o que é positivo em situação de incêndio. No entanto, há pontos a serem observados quando o material é submetido a altas temperaturas, como a perda de suas propriedades mecânicas causadas por alterações físico-químicas e a ocorrência de deslocamentos, resultando na perda de material, redução do tamanho da seção e a exposição do aço em temperaturas elevadas. Conseqüentemente, tanto a função estrutural quanto a de isolamento térmico podem ser comprometidas. (KHOURY, 2000).

Mehta e Monteiro (2014) comentam que diversos fatores comprometem o comportamento do concreto quando submetido as altas temperaturas. A composição do material é fundamental, pois tanto a pasta de cimento quanto o agregado consistem de componentes que se decompõe quando expostos a condições com elevado calor. A permeabilidade, as dimensões do elemento e a taxa de aumento de temperatura são importantes, pois estes fatores controlam o desenvolvimento de pressões internas geradas pelos produtos de decomposição gasosos formados no interior das estruturas.

Segundo Klein (2011), mesmo o concreto sendo um material heterogêneo, seu comportamento pode ser considerado como homogêneo, quando exposto as altas temperaturas. Quando se trata de concreto armado, as propriedades dos materiais se completam, formando uma estrutura capaz de suportar diversas solicitações. Uma das solicitações mais extremas para a estrutura de uma edificação, durante o período de vida útil, é a ação de elevadas de temperaturas em um incêndio.

Na prática, o que se espera da estrutura é que ela permaneça íntegra durante um período de tempo, sem que aja perda das funções de suporte de carga, necessário para que a edificação seja evacuada com segurança. Mehta e Monteiro (2014) dispõem que o concreto, diferentemente do aço, quando submetido a temperaturas de 700°C a 800°C, é capaz de conservar sua capacidade portante por um longo período, permitindo operações de resgate com redução de risco de colapso estrutural. As ações do fogo, como expõe Neville (2016), propiciam grandes gradientes de temperatura e, como consequência, as camadas superficiais aquecidas tendem a deslocar, se separando do interior mais frio, o que pode prejudicar a estrutura.

Contudo, o comportamento das estruturas de concreto em situação de incêndio é muito variável, dependendo de fatores que se integram simultaneamente, o que impossibilita uma análise precisa. Desta forma, alguns dos fatores, para melhor compreensão sobre o tema, serão dispostos a seguir.

2.4.1 Transferência de calor

Durante a exposição as altas temperaturas, o concreto tem suas propriedades de transporte de calor e massa alteradas significativamente. Tipler (2006) descreve que o calor é a energia que está sendo transferida entre sistemas em virtude da diferença de temperatura de ambos. O autor ainda expõe que existem três mecanismos básicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação.

Souza (2010) define estes três mecanismos da seguinte forma:

- na convecção o fluxo de calor é gerado pela diferença de densidade entre os gases do ambiente em 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;

- na condução o efeito da ação térmica se dá pelo aquecimento dos elementos estruturais. O calor gerado é transferido à estrutura, isto é, uma superfície está aquecida e a outra não, dependendo do tempo de exposição ao aquecimento, as temperaturas entram em equilíbrio e a partir deste momento termina a transferência de calor no elemento;

- na radiação o calor flui por meio de propagação de ondas eletromagnéticas de um corpo sob alta temperatura para um corpo de baixa temperatura. No interior de um elemento de concreto, ocorre três tipos de radiação: incidente, refletida e absorvida.

2.4.2 Alteração das propriedades do concreto

Lima (2005) comenta que o comportamento do concreto em situação de incêndio é influenciado não somente pelo aquecimento, mas também pelo regime térmico da superfície, o carregamento e o isolamento térmico. Ainda é importante considerar as primeiras idades e o período de cura, histórico de cargas e umidade até a realização do ensaio.

2.4.2.1 Propriedades físico-químicas

Como disposto por Britez (2011), é bastante complexa a análise microestrutural de uma amostra de concreto, devido às variações que as composições apresentam, desde os tipos de agregados até os métodos de dosagem e tipos de misturas. Dessa forma, generalizar o

desempenho desse material pode induzir a erros grosseiros, além de comparações dúbias entre pesquisas realizadas.

O aumento de temperatura na pasta de cimento hidratada depende do grau de hidratação do material e da umidade. A hidratação da pasta de cimento tem como consequência a formação de silicatos de cálcio hidratados (CSH), hidróxido de cálcio e sulfoaluminatos de cálcio. A umidade presente na pasta de concreto trata-se da água que resta da hidratação do cimento, água capilar e água adsorvida. A temperatura do concreto não aumentará até que toda a água evaporável já tenha sido removida. (METHA; MONTEIRO, 2014). A Tabela 1 apresenta as transformações durante o aquecimento do concreto.

Tabela 1 – Transformações durante o aquecimento do concreto.

Temperatura (°C)	Transformação
20-80	Processo de hidratação acelerado, tendo perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão
100	Aumento acentuado na permeabilidade da água
80-200	Aumento na taxa de perda da água por capilaridade e desidratação da água não-evaporável
80-850	Perda da água quimicamente combinada do gel de cimento
150	Primeiro pico de decomposição do CSH
300+	Ponto de aumento considerável da porosidade e de microfissuras
350	Fragmentação de alguns agregados de rio
374	Ponto crítico da água, liberação das águas livres
400-600	Dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e água
573	Transformação dos agregados quartzo e areias da forma α para β
550-660+	Aumento dos efeitos térmicos
700+	Descarbonatação do agregado calcário (CaCO_3) em CaO e CO_2
720	Segundo pico de decomposição do CSH e formação de $\beta\text{-C}_2\text{-S}$ e $\beta\text{-CS}$
800	Substituição da estrutura hidráulica por uma cerâmica – modificação das ligações químicas
1060	Início do derretimento de alguns constituintes

Fonte: Adaptada da FIB 38 (2007) e Khoury (1992).

A FIB (2007) ressalta que, apesar das significativas alterações físico químicas que ocorrem na pasta de cimento, são os agregados que governam o comportamento térmico do concreto. Esta afirmação baseia-se nas variações das propriedades dos agregados durante o aquecimento, na condutividade térmica do concreto (a qual é influenciada pelo tipo litológico

do agregado), ao volume significativo que os agregados ocupam no concreto (entre 60% a 80% do volume), as diferentes reações de cada tipo de inertes, entre outros.

O processo físico-químico envolvendo os agregados e a pasta de cimento, submetidos a altas temperaturas, pode ser simplificado de acordo com a Figura 7.

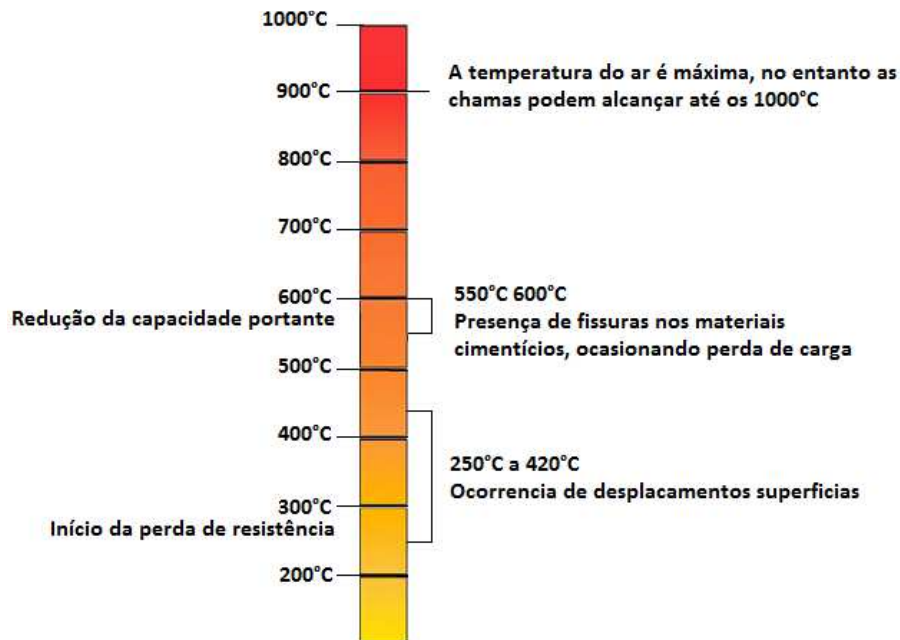


Figura 7 – Processo físico-químico.

Fonte: Adaptado pelo autor de The Concrete Centre (2004).

2.4.2.2 Propriedades mecânicas

O concreto, em situações de elevadas temperaturas, sofre redução nas suas propriedades mecânicas. Costa (2008) mostra que esta relação de redução pode ser calculada, para fins de dimensionamento em função do coeficiente redutor $K_{c,\theta}$, de acordo com Equação 2. A Figura 8 elucida tal comportamento proposto por diversas normas.

$$f_{ck,\theta} = K_{c,\theta} \times f_{ck} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura elevada θ (MPa);

$K_{c,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (°C);

f_{ck} = valor característico da resistência do concreto à compressão (MPa).

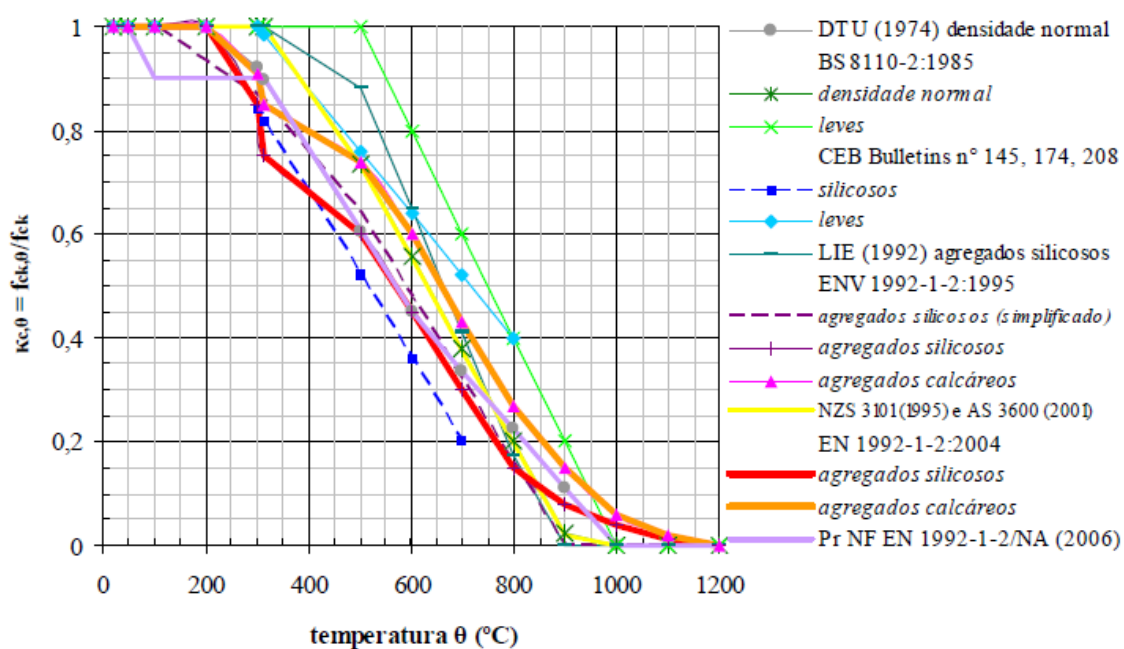


Figura 8 - Fator de redução da resistência à compressão.

Fonte: Costa (2008).

No entanto, para adotar as curvas apresentadas na Figura 8, deve-se observar que estas foram dispostas com diferentes características de agregados oriundos de diversas localidades. Estes apresentam características litológicas distintas, as quais influenciam no comportamento do concreto.

2.4.2.3 Propriedades térmicas

Já é difundido e comprovado que o concreto tem as propriedades alteradas quando submetido a altas temperaturas. Por ter baixa condutividade térmica, o material apresenta temperatura inferior no seu interior quando comparado com a temperatura de exposição. A FIB (2007) apresenta um cálculo quanto ao desenvolvimento da temperatura na seção transversal de um elemento de concreto através da equação diferencial clássica de Fourier, a qual relaciona características quanto às propriedades térmicas dos materiais constituintes da mistura. Para determinação das características térmicas do concreto, deve-se considerar a difusividade térmica, condutividade térmica, calor e massa específica.

2.4.3 Alterações das propriedades do aço

A temperatura de fusão do aço é de aproximadamente 1550°C, logo, em uma situação de incêndio, as propriedades mecânicas do aço não sofrem alterações significativas. (FERREIRA, 1998). No entanto, Silva (2012) e Kodur e Dwaikat (2010) comentam que o

escoamento do aço é perceptível aos 400°C, aproximadamente, portanto, um fator condicionante na capacidade portante, podendo chegar à ruína, salienta Silva (2012).

Semelhante ao concreto, o aço tem a redução de sua resistência em função do aumento de temperatura, a qual é determinada pelo coeficiente $K_{s,\theta}$. A Figura 9 elucida as variações deste coeficiente em distintas normas. O valor característico da resistência para uma dada temperatura é representado pela Equação 3.

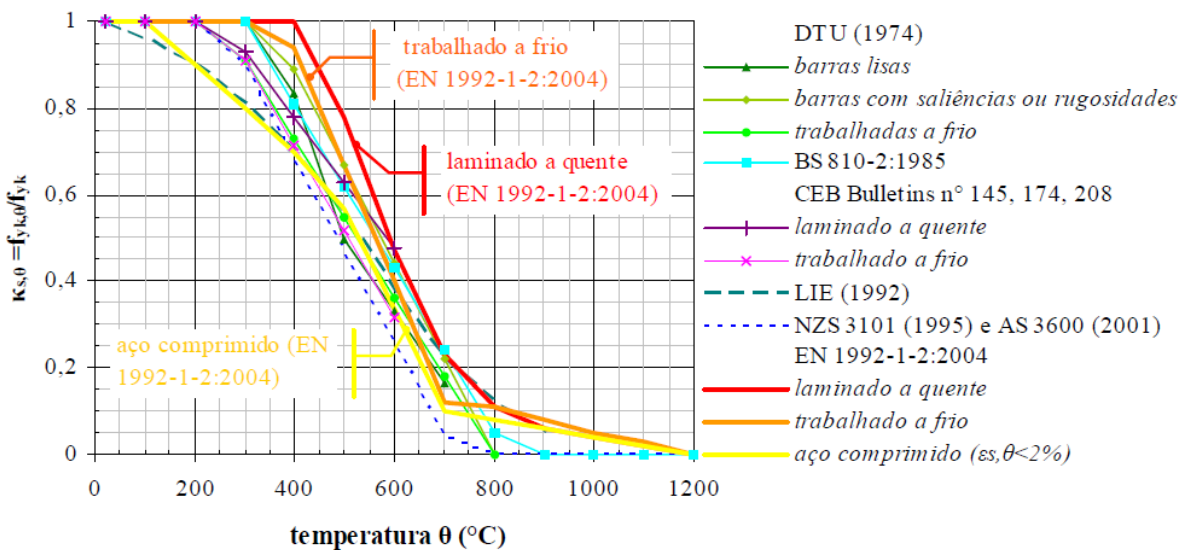


Figura 9 - Fator de redução da resistência convencional ao escoamento do aço em função da temperatura.

Fonte: Costa (2008).

$$f_{yk\theta} = K_{s,\theta} \times f_{yk20^\circ C} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$f_{yk\theta}$ = resistência característica do aço à compressão à temperatura elevada θ (MPa);

$K_{s,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência do aço em função da temperatura θ (°C);

$f_{yk20^\circ C}$ = valor característico do aço temperatura ambiente (MPa).

2.4.4 Influência do teor de umidade

Em uma situação de incêndio, o concreto absorve calor, propiciando a evaporação da umidade livre presente na pasta de cimento. Este vapor pode migrar no sentido inverso, ou seja, concentrar-se no centro do elemento estrutural, de forma que o vapor da água se condensa novamente, satisfazendo as condições termodinâmicas. (TENCHEV, PURKISS; 2001; KALIFA et al. 2001).

Castillo e Durrani (1990) fazem referência ao teor de umidade como um papel significativo na resistência do concreto em elevadas temperaturas, principalmente na faixa entre 20 e 450°C. Pelo princípio das forças de Van der Waals, admite-se que a água adsorvida atenua as forças superficiais entre as partículas de gel, propiciando a redução da resistência.

Chan et al. (1999) desenvolveram estudos em concretos de alta resistência frente a altas temperaturas com diferentes teores de umidade. Neste estudo os autores destacaram a relação entre o deslocamento, o teor de umidade e a resistência do concreto.

A água livre foi considerada como principal fator da ocorrência deste fenômeno, devido a sua transformação para estado de vapor, a qual aconteceu próxima à superfície do concreto, propiciando rápidas expansões volumétricas, criando altas pressões internas que, na maioria das vezes, o material foi incapaz de suportar. (KIRCHHOF, 2010).

Khoury (2002) faz referência ao teor de umidade inicial, dispondo que somente uma pequena quantidade de água evaporável, em torno de 3%, evapora durante a temperatura entre 20°C e 100°C, com uma taxa de aquecimento de 1°C/minuto. Ainda, com taxa de aquecimento de 0,1°C/minuto, a quantidade de água evaporável não ultrapassa 9%. Sendo assim, a maior parte da água, aproximadamente 90%, ainda permanece retida na estrutura dos poros do concreto até a temperatura de 100°C.

Tanto na ocorrência do deslocamento, quanto no detrimento das propriedades físico-químicas, observa-se que o teor de umidade tem influência direta no TRF dos elementos de concreto armado.

2.5 O TEOR DE UMIDADE E O DESPLACAMENTO

Miller (1905), apud Jansson (2013), observa que grandes quantidades de água precisam ser expulsas quando o concreto está no estado fresco e que a expansão de água pode ser a causa de deslocamentos nas camadas superficiais do concreto. Isto é um dos mais utilizados modelos de explicação para o deslocamento do concreto. Harmathy (1970) refinou esta teoria, descrevendo o fenômeno como obstrução da umidade. Quando uma amostra de concreto é aquecida, a pressão de vapor nos poros se desenvolve perto da superfície. O gradiente de pressão conduz a umidade não só para fora da amostra, mas também em regiões mais frias e internas. Quando o vapor se encontra com uma camada mais próxima e fria ele irá condensar. Este processo continua movendo-se para dentro da seção transversal, até uma região totalmente saturada. Quando a obstrução da umidade é criada, ocorre mais movimentos de vapor em direção às regiões mais frias, propiciando um rápido aumento da pressão durante o

aquecimento. Quando esta pressão excede a resistência à tração do concreto, pedaços de material podem se desprender. Lange et al. Apud Jansson (2013) mostraram que a umidade, analisada em concretos de características distintas, apresenta uma obstrução visível após 15 minutos de aquecimento em curva padrão. Harmathy (1970) desenvolveu um modelo para calcular um limiar de permeabilidade, abaixo dos quais fragmentações não aparecem. Na análise do modelo, o autor constatou que mesmo em um concreto de 5 dias de idade com relação a/c de 0,7 está sob este limite de permeabilidade para fragmentação, mostrando que o modelo é de uso limitado em cálculos práticos.

Atualmente, a literatura ainda é muito conflitante, tanto na ocorrência do deslocamento quanto nos mecanismos de ocorrência do mesmo. No entanto, muitos pesquisadores concordam que as principais causas do fenômeno é a influência da permeabilidade do concreto e o transporte de umidade em elevadas temperaturas. (DWAIKAT; KODUR, 2012).

Logo, os deslocamentos podem ocorrer por diversos fatores, sendo eles isolados ou influenciáveis entre si. Como principais fatores estão a resistência à compressão, sendo que quanto maior a resistência à compressão maior a possibilidade de ocorrência de deslocamentos, o teor de umidade, que quando elevado, aumenta o potencial de ocorrência pelo aumento das pressões internas, a densidade, a taxa de aquecimento, as dimensões do elemento, bem como sua geometria, a adição de fibras, as quais corroboram com o desempenho do elemento frente ao fogo, criando caminhos para que a água livre possa evaporar para fora do elemento, aliviando as pressões internas e as propriedades dos tipos de agregados utilizados. (KODUR, 2010).

Além dos fatores de influência supracitados, os deslocamentos podem ser explicados por dois mecanismos diferentes, o termomecânico e o termohidráulico.

No mecanismo termomecânico, a face do elemento de concreto ao ser submetido a uma elevação rápida de temperatura, é induzida a tensões de compressão elevadas, podendo ultrapassar a resistência à compressão do concreto causando a ejeção de peças. (SERCOMBE et al., 2000).

Já no mecanismo termohidráulico, com o aquecimento do elemento de concreto, há um transporte de massa para o meio poroso. Os fluídos que estão presentes no concreto (água livre, vapor de água e ar seco) estão se movendo devido à pressão e gradientes de concentração molares (leis de Darcy e de Fick). Estes fluidos se movem através das zonas mais internas do

concreto. Uma vez que estas zonas são mais frias, o vapor de água começa a condensar e uma "obstrução de umidade" é criada perto da superfície aquecida. Essa obstrução é considerada como sendo uma região de cimento com elevado teor de água. Uma vez que esta obstrução age como uma barreira real para o fluxo de fluido, a pressão dos poros aumenta. Esta pressão, pode localmente ultrapassar a resistência à tração do concreto e iniciar a fragmentação. (SERCOMBE et al., 2000).

2.6 RELAÇÃO DE UMIDADE INTERNA DO CONCRETO E A RESISTIVIDADE ELÉTRICA

2.6.1 Resistividade elétrica

De acordo com a definição de Barrow (1964), apud Abreu (1998), a resistividade elétrica caracteriza-se pela dificuldade com que os íons se movimentam no concreto. Como dispõe Helene (1993), a resistividade elétrica é o fluxo dos íons na solução aquosa presente nos poros do concreto, tendo alta sensibilidade quanto ao teor de umidade e a temperatura, os quais agem inversamente proporcional à resistividade elétrica, ou seja, com o aumento de temperatura e umidade a resistividade elétrica tende a diminuir.

Neville (2016) dispõe que o concreto, quando úmido, comporta-se como um semicondutor, ou seja, apresenta uma resistividade elétrica na ordem de $10^2 \Omega m$. Já quando seco, pode apresentar resistividade elétrica na ordem de $10^9 \Omega m$.

Brameshuber e Raupach (2003) apresentam na Figura 10 o caminho percorrido pela atividade iônica dentro da pasta de cimento hidratada. O gel de cimento é representado por poros capilares contínuos e descontínuos (fechados).

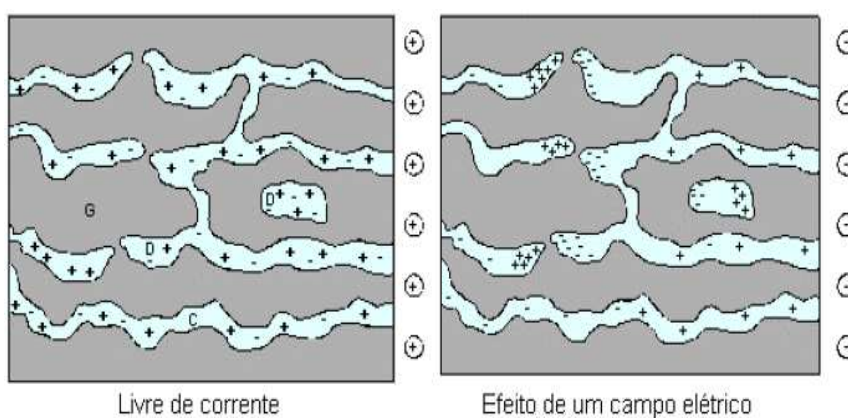


Figura 10 - Caminhos percorridos pelas cargas no sistema de poros da pasta de cimento endurecida.

Fonte: Brameshuber e Raupach (2003).

Com a atividade iônica ocorrendo dentro da solução aquosa nos poros capilares, composta por íons positivos e negativos (Na^+ , K^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} , OH^- , Cl^- , SO_4^{2-}) distribuídos de maneira uniforme dentro da pasta de cimento hidratada, são expostas a um campo elétrico, que passa a orientar os íons positivos (cátions) de maneira ordenada para o cátodo e os íons negativos (ânions) para o ânodo, sendo um processo contínuo e descontínuo. Neste último, tornam-se condensadores sem afetar a resistência ôhmica do concreto. A atividade iônica, geralmente, ocorre na fase líquida (solução aquosa) do concreto, dentro de sua saturação e na fase adsorvida, ou seja, na superfície do sólido nas paredes dos poros. (BRAMESHUBER; RAUPACH, 2003).

2.6.2 Efeito da temperatura na resistividade elétrica

A resistividade elétrica é o inverso da condutividade, desta forma é dependente da temperatura. Um aumento de temperatura comumente resulta em diminuição da resistividade, em função da influência da primeira na mobilidade e interação iônicas. (CASTELLOTE et al., 2002). Ainda, Polder (2001) afirma que aumentos de temperatura resultam em menores resistividades em função da maior mobilidade iônica e maior interação íon-íon ou íon-sólido.

A relação da resistividade elétrica do concreto com a temperatura deve-se a sua influência sobre o eletrólito, ou seja, sobre a solução dos poros. (WHITING, NAGI 2003). Na Figura 11 estão os resultados de Hope et al. (1985) sobre as medições da resistividade elétrica em diferentes temperaturas, para concretos com diferentes relações a/c.

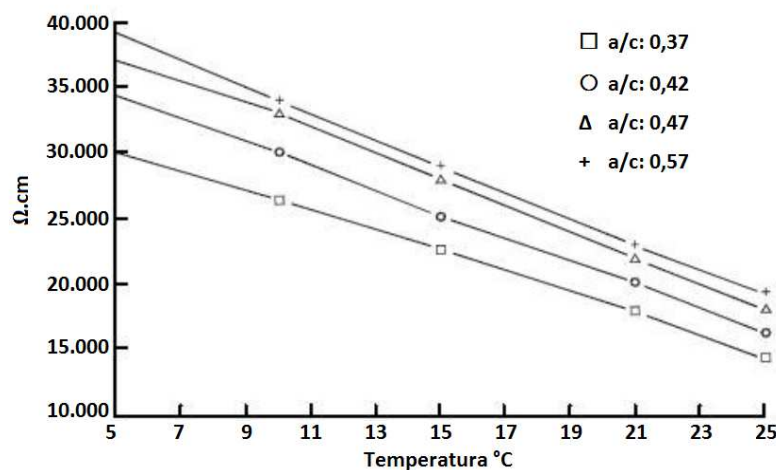


Figura 11 - Resistividade elétrica em função da temperatura.

Fonte: Adaptada pelo autor de Hope et al. 1985.

Observa-se que, com o aumento da temperatura, diminui a resistividade elétrica de todos os concretos, independente da relação a/c.

2.6.3 Efeito do teor de umidade na resistividade elétrica

O transporte de fluídos através dos poros é um dos fatores mais importantes na medição da resistividade elétrica do concreto. Em suas pesquisas, Hunkeler (1996) verificou que a resistividade elétrica do fluído dos poros do concreto se aproxima de $15 \pm 4 \Omega.m$ para umidade relativa abaixo de 80% e de $9 \pm 2 \Omega.m$ para umidade relativa de 100%. O pesquisador explica que a água dos grandes poros, só presente para umidades relativas altas é de mais fácil locomoção que a dos pequenos poros, enquanto em elevadas umidades praticamente não há carbonatação, mantendo elevado o teor de OH^- na solução, aumentando a condutividade da mesma.

O autor ainda observou que a resistividade elétrica do concreto decresce com a diminuição de umidade do mesmo, chegando a valores próximos a zero para umidade próxima a 42%. A água remanescente no interior de poros do concreto, para teores de umidade abaixo de 40%, não é condutora por estar fortemente aderida às paredes dos poros.

Brameshuber e Raupach (2003) comprovaram que é possível relacionar a resistividade elétrica com o teor de umidade. A Figura 12 expressa a correlação.

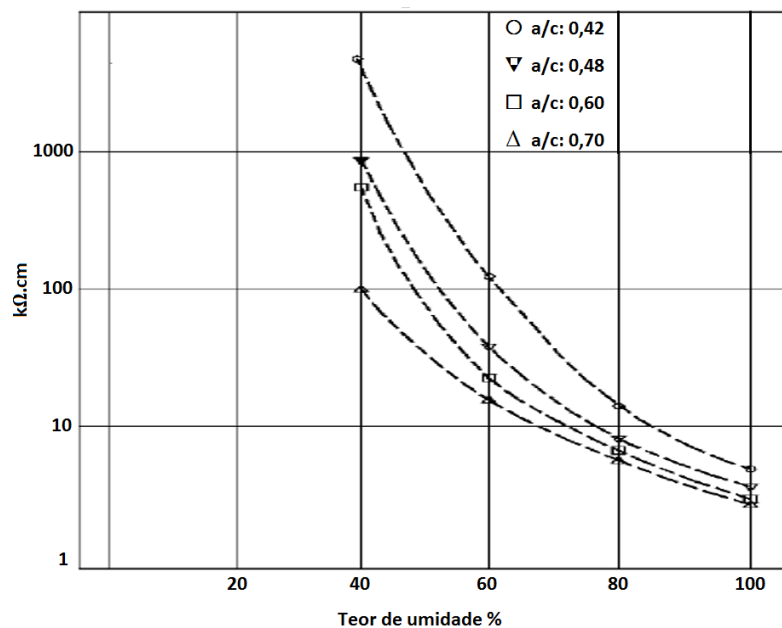


Figura 12 - Resistividade elétrica em função do teor de umidade.

Fonte: Adaptada pelo autor de Brameshuber e Raupach (2003).

Como evidenciado pelos autores, observa-se que quanto maior o teor de umidade, menor será a resistividade elétrica.

2.7 MEDIÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA PELO MÉTODO DOS 4 PONTOS (MÉTODO DE WENNER)

O método mais utilizado para medição da resistividade elétrica é o método dos 4 eletrodos ou Wenner. Inicialmente, este método era utilizado para medições em solos, posteriormente adaptado para concreto. (SANTOS, 2006).

Para leitura da resistividade em concreto, foram desenvolvidos equipamentos específicos, os quais utilizam os mesmos princípios de Wenner. A Figura 13 apresenta o método onde os eletrodos são posicionados linearmente, com espaçamentos idênticos. (MILLARD, 1991).

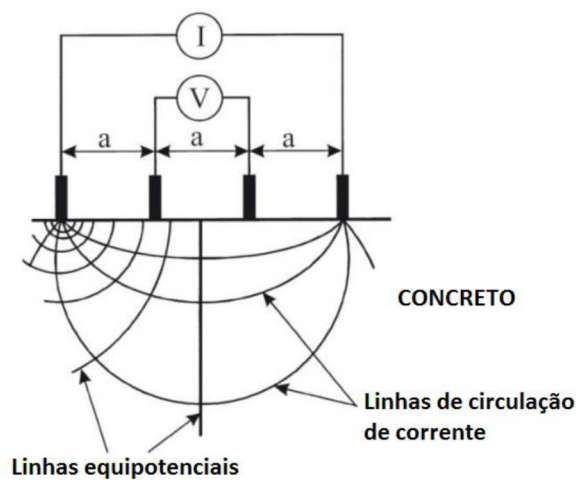


Figura 13 – Método de Wenner.

Fonte: Adaptada pelo autor de Millard (1991).

A partir deste método, o autor expõe que a resistividade elétrica pode ser calculada pela Equação 4, levando em consideração a distância entre os eletrodos.

$$\rho = 2.\pi.a.\frac{V}{I} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

ρ = resistividade do concreto;

V = tensão medida;

I = corrente aplicada;

a = distância entre eletrodos.

De acordo com Whiting e Nagi (2003) um dos métodos mais eficientes para se obter a leitura da resistividade elétrica em concreto seria a imersão dos eletrodos durante a moldagem dos corpos de prova.

Já McCarter et al. (1981) apresenta uma objeção quanto ao uso de eletrodos imersos no concreto. O autor expõe que pela dificuldade de exatidão, quanto ao conhecimento da área que deve-se utilizar para calcular da resistividade do concreto. É essencial que a corrente atravessasse toda área do corpo de prova para medida da resistividade em todo volume. A Figura 14 apresenta a diferença nas linhas de fluxo de corrente quando utilizados eletrodos submersos e eletrodos planos externos.

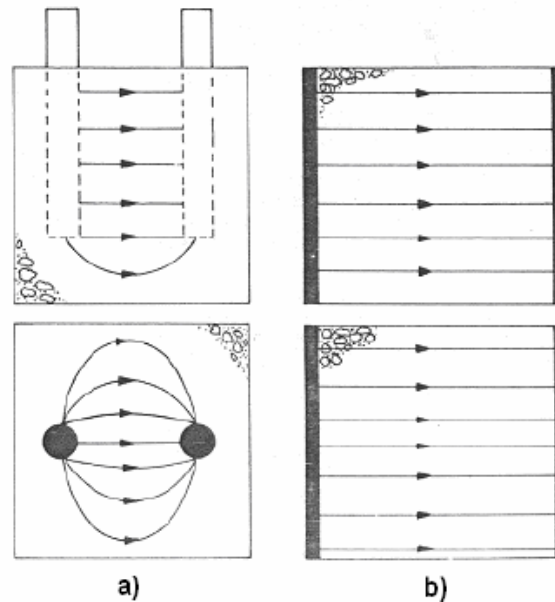


Figura 14 – Fluxo de corrente: a) eletrodo submerso e b) eletrodo plano externo.

Fonte: Adaptada pelo autor de McCarter et al. (1981).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Buscando atender os objetivos traçados, norteados pelo referencial teórico, este capítulo apresenta o programa experimental, as variáveis da pesquisa, os materiais utilizados para confecção das amostras e os métodos adotados para execução do programa proposto.

3.1 ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

A Figura 15 apresenta a sequência do programa experimental, com as variáveis analisada



Figura 15 – Sequência do programa experimental.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na primeira etapa, realizada na indústria de pré-fabricados, deu-se a concretagem das placas e moldagem dos corpos de prova. Foram moldadas três placas por ensaio, para cinco idades, de 7, 14, 28, 56 e 84 dias, totalizando 15 placas maciças de concreto armado de 3150mm de comprimento por 1000mm de altura. Estas foram instrumentadas para as medições da resistividade elétrica e pressão interna. Ainda, nesta etapa, para verificação das propriedades de autoadensabilidade do concreto no estado fresco, realizou-se os ensaios de *slump flow*, funil V, caixa L e anel J, de acordo com a NBR 15823 (ABNT, 2010).

A segunda etapa, já em laboratório, consistiu na montagem das amostras para os ensaios de resistência ao fogo, conexão dos instrumentos para as leituras propostas e realização dos ensaios de resistência à compressão e resistência ao fogo nas idades de cura pré-determinadas.

Na terceira etapa, foi realizada a calibração da curva que relaciona a resistividade elétrica com o teor de umidade do concreto utilizado nas placas. Este procedimento foi feito utilizando os CP's moldados na primeira etapa.

Por fim, na quarta etapa, após o ensaio de resistência ao fogo, coletou-se imagens para avaliação quantitativa quanto ao volume de deslocamento das amostras.

3.1.1 Etapa I

3.1.1.1 Detalhamento das placas

As placas foram moldadas com comprimento e altura de 3150x1000mm, respectivamente, e 100mm de espessura. Estas medidas são as mais usuais das fábricas dos pré-fabricados. O detalhamento da placa está representado na Figura 16.

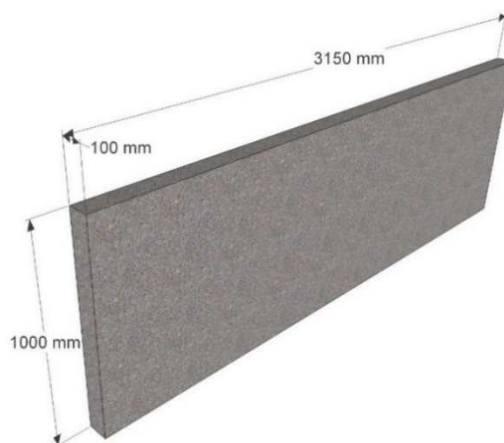


Figura 16 – Detalhamento de uma placa.

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.1.2 Instrumentação das placas

Para leitura da resistividade elétrica, partindo do método dos quatro pontos de Wenner, foram posicionados 4 condutores flexíveis com 8,00mm de diâmetro, se distanciando 75mm das bordas e equidistantes ($d=100\text{mm}$), resistente a elevadas temperaturas, dispostos no centro da placa. Na Figura 17 consta o esquema de posicionamento dos condutores. A Figura 18 elucida o detalhamento de fixação e disposição nas armaduras.

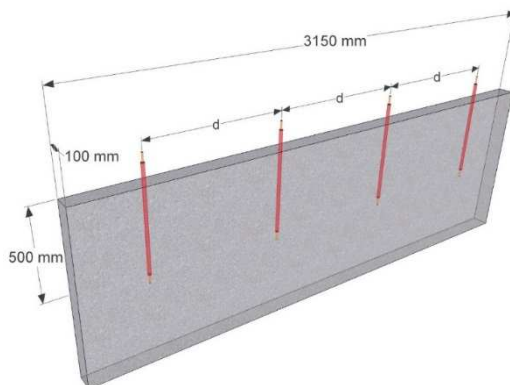


Figura 17 – Esquema de posicionamento dos condutores.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 18 – Fixação e disposição nas armaduras.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para leitura da pressão interna, foram dispostos três tubos hidráulicos com 6,00mm de diâmetro, um no centro da placa, e os outros dois equidistantes em lados opostos ao centro, espaçados 800mm longitudinalmente, como mostra o esquema da Figura 19. A Figura 20 elucida a fixação e disposição nas armaduras.

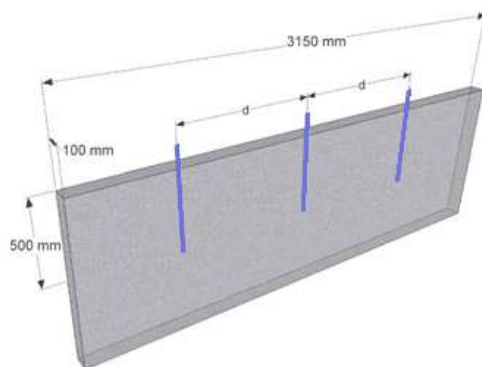


Figura 19 – Esquema de posicionamento dos tubos hidráulicos.

Fonte: Elaborada pelo autor.

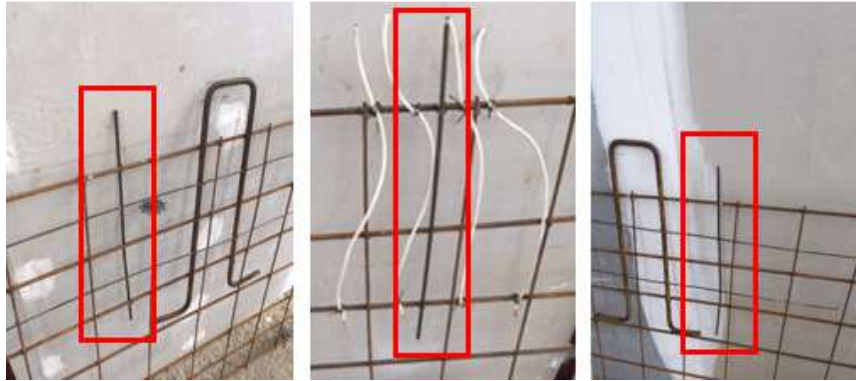


Figura 20 – Fixação e disposição dos tubos hidráulicos nas armaduras.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 21 apresenta uma placa instrumentada e pronta para concretagem.



Figura 21 – Placa instrumentada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Ainda, foram posicionados espaçadores plásticos para garantir a centralização das armaduras nas formas, propiciando o cobrimento nominal especificado em projeto de 46mm.

Para avaliação do isolamento térmico, foram posicionados 9 termopares na face não exposta ao fogo, conforme mostra a Figura 22. A NBR 10636 (ABNT, 1989) indica que seja feita uma média entre, no mínimo, cinco pontos, no entanto optou-se pela verificação em mais pontos para maior rastreabilidade da temperatura nas amostras.

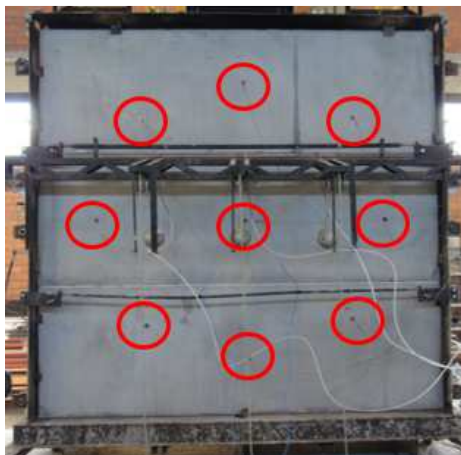


Figura 22 – Disposição dos termopares na face não exposta.

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.1.3 Concretagem das placas

As placas foram confeccionadas na indústria de pré-fabricados, contando com a estrutura da usina de concreto utilizada para produção das peças. Cabe ressaltar, que foram mantidas todas as condições de fabricação.

Para a moldagem das placas foram necessárias duas concretagens. Estas foram realizadas em dias diferentes, em função do cronograma de produção da fábrica e das datas para realização dos ensaios de resistência ao fogo. A Tabela 2 apresenta as condições do ambiente nas datas de moldagem.

Tabela 2 – Condições do ambiente nas moldagens.

Moldagem	Data de moldagem	Temperatura ambiente	Umidade relativa
1	09/03/2016	28°C	72%
2	11/03/2016	31°C	74%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os concretos foram produzidos em um misturador de eixo vertical, com capacidade de produção de 1,0m³ de mistura. Antes do início da primeira moldagem, foi executada uma mistura prévia para acerto do teor de aditivo utilizado no traço. Esta mistura prévia serviu como imprimação do misturador, evitando perdas pela aderência de argamassa nas paredes. A Figura 23 mostra a central de concreto.



Figura 23 – Central de concreto.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Ainda, a central de concreto realizou automaticamente a correção da umidade dos agregados, empregando a quantidade de água calculada para mistura, já com os devidos ajustes. Após a mistura, o material foi depositado em uma caçamba metálica para transporte até as formas (Figura 24).



Figura 24 – Caçamba para transporte do concreto.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A indústria adota o sistema de formas metálicas posicionadas verticalmente para concretagem de suas peças. A Figura 25 elucida o sistema.



Figura 25 – Sistema de formas metálicas.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Este sistema conta com um mecanismo de vibração automatizada para adensamento do concreto, posicionadas no centro das formas. Com a forma corretamente travada e a armadura posicionada, realizou-se a concretagem das placas, como mostra a Figura 26.



Figura 26 – Concretagem das placas.

Fonte: Elaborada pelo autor.

As placas foram desformadas no dia seguinte à concretagem e dispostas para cura ambiente. Após dois dias da concretagem, foram transportadas para o itt Performance, as quais permaneceram sob cura ambiente sem exposição a intempéries.

3.1.1.4 Ensaios no estado fresco

Após a mistura, foram realizados os ensaios *slump flow*, funil V, caixa L e anel J. Estes ensaios são indicados para avaliação da trabalhabilidade do concreto autoadensável. Os parâmetros para os ensaios seguiram a NBR 15823 (ABNT, 2010). A Figura 27 elucida os equipamentos utilizados para realização dos ensaios.



Figura 27 – Concretagem das placas.

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.2 Etapa II

3.1.2.1 Montagem das amostras

As amostras de ensaio foram instaladas em um pórtico metálico de 3150x3000mm, largura e altura, respectivamente. A Figura 28 apresenta a sequência de montagem das amostras.

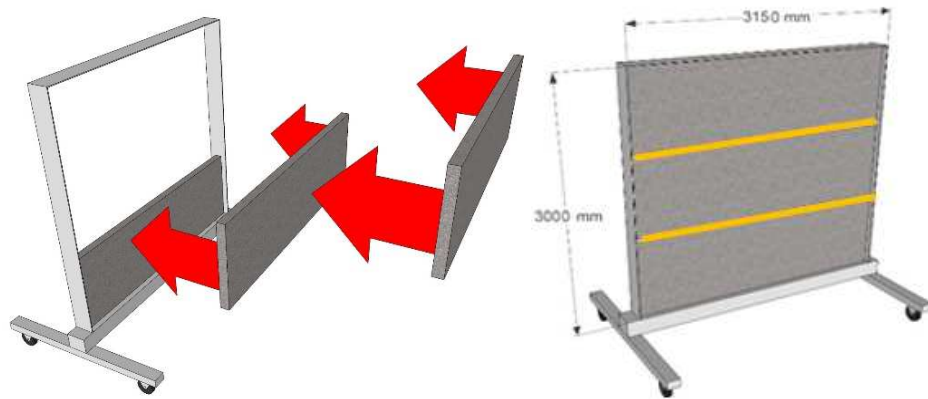


Figura 28 – Sequência de montagem das amostras.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para vedação do sistema e união das placas, foi utilizado selante resistente ao fogo, afim de garantir a estanqueidade e isolamento térmico do sistema.

3.1.2.2 Conexão dos instrumentos

Para leitura da resistividade elétrica foi conectado na extremidade dos cabos condutores, concretados nas placas (Figura 18), um terrômetro digital MTD-20 KW marca Megabrás. A Figura 29 mostra o esquema de ligação junto ao equipamento.



Figura 29 – Ligação do dispositivo de leitura de resistividade elétrica.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Este equipamento faz a leitura de resistência elétrica, expressa em $\Omega.m$, tendo como base os métodos prescritos na NBR 7117 (ABNT, 1981) para análise de solos. A partir desta

leitura, conhecendo a distância entre eletrodos e sua profundidade, utilizando a Equação 5, é possível determinar a resistividade elétrica.

$$\rho = \frac{4\pi R}{1 + \frac{2D}{\sqrt{D^2 + 4p^2}} - \frac{D}{\sqrt{D^2 + p^2}}} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

ρ = resistividade elétrica ($\Omega.m$);

R = resistividade lida no equipamento (Ω);

D = distância entre eletrodos (m);

p = profundidade do eletrodo (m).

Para leitura da pressão interna das placas, na extremidade dos tubos hidráulicos concretados nas placas (Figura 20), foram conectadas mangueiras de plástico para registro da pressão pelos transdutores, interligados há um *Fieldlogger* para registro dos dados. (Figura 31). A Figura 30 elucida o esquema de ligação até os transdutores.



Figura 30 – Ligação do dispositivo de leitura de pressão.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 31 – Central automatizada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 32 elucida a amostra pronta para o ensaio, devidamente instrumentada.



Figura 32 – Amostra instrumentada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.2.3 Ensaio de resistência ao fogo

Após a instrumentação das placas e montagem das amostras, estas foram acopladas a um forno vertical normatizado, no qual a área de exposição ao fogo das amostras é de 2500x2500mm. Este forno segue a curva padrão de aquecimento descrita pela ISO 834 (ISO, 2014), utilizando queimadores a gás para atingir tais condições. O método de ensaio seguiu os preceitos da NBR 10636 (ABNT, 1989).

Na

Figura 33 pode ser observada a vista geral do forno vertical utilizado no ensaio com a amostra, enquanto na Figura 34 um detalhamento do forno com os queimadores acesos.

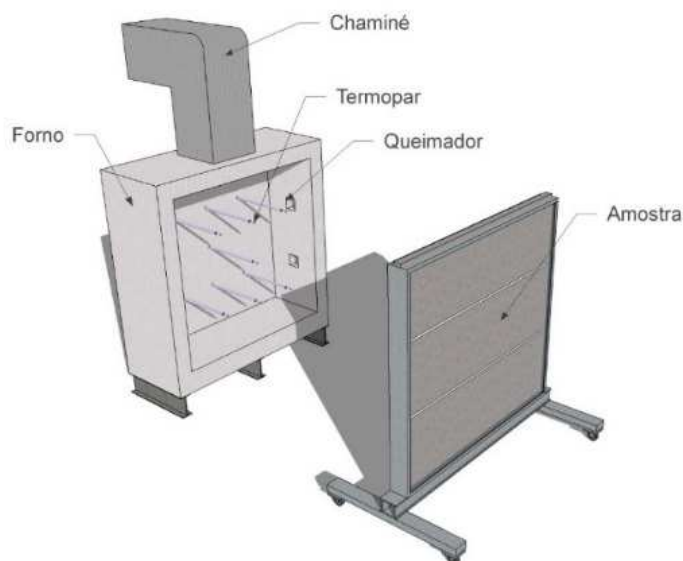


Figura 33 – Detalhamento do forno vertical.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 34 – Forno vertical com queimadores acesos.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Durante o ensaio são analisados os 3 critérios de classificação do sistema ensaiado, isolamento térmico, estanqueidade a gases e fumaça e estabilidade estrutural. A partir dos resultados destes requisitos, o sistema foi classificado de acordo com a NBR 10636 (ABNT 1989). Ainda, com auxílio de uma câmera termográfica, foi possível identificar as principais fissuras na face interna das amostras.

3.1.2.4 Ensaios de resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados de acordo com os preceitos da NBR 5739 (ABNT, 2007) nas idades de cura pertinentes aos ensaios de resistência ao fogo. Foi utilizado as dependências do Laboratório de Materiais de Construção (LMC) da UNISINOS para realização dos rompimentos. As amostras para este ensaio foram cilíndricas, confeccionadas nas dimensões de 100x200mm, diâmetro da base e altura, respectivamente, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). Foram moldados dois corpos de prova para cada idade de cura proposto, totalizando 14 corpos de prova.

3.1.3 Etapa III

3.1.3.1 Elaboração da curva de medição

Para admitir-se uma relação entre a resistividade elétrica e o teor de umidade, confeccionou-se 3 amostras idênticas com as dimensões de 10x10x20mm, (largura, altura e comprimento), com o mesmo concreto usado para concretagem das placas. Utilizando os princípios de Wenner, imergiu-se 4 cabos condutores nestas amostras, com o mesmo

espaçamento (40mm) entre si e profundidade de 50mm para leitura da resistividade elétrica. A Figura 35 mostra as amostras.



Figura 35 – Amostras para leitura da resistividade elétrica.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Estas amostras foram mantidas submersas em água até atingir a constância de massa, atingindo o teor de umidade máximo (100%). Após este procedimento, as mesmas foram mantidas em estufa com temperatura de 200°C, até atingir constância de massa, com a finalidade de conhecer seu peso seco. Sendo assim, através da Equação 6, foi possível calcular a massa de água presente em cada amostra.

$$Umid.\% = \frac{m.água}{m.sat. - m.sec a} \times 100$$

Equação 6

Onde:

Umid.% = teor de umidade (%);

m.água = massa de água (g);

m.sat. = massa saturada (g);

m.seca = massa seca (g).

De posse destes dados, as amostras voltaram a ser submersas em água, até atingir a constância de massa. Após constância atingida, as amostras foram expostas a condições ambientes de temperatura e umidade, até que fosse possível coletar a alteração de peso em função da perda de água por evaporação. No momento das pesagens, realizou-se a leitura da resistividade elétrica, como mostra a Figura 36. Cabe ressaltar que este procedimento de medição foi realizado aos 84 dias de cura.



Figura 36 – Pesagem e leitura da resistividade.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir destes dados, foi possível relacionar o teor de umidade com a resistividade, criando uma curva de calibração para as leituras realizadas nas placas de concreto.

3.1.4 Etapa IV

3.1.4.1 Avaliação após ensaio de resistência ao fogo

Após a conclusão dos ensaios de resistência ao fogo, utilizando uma câmera fotográfica de alta resolução, foram coletadas imagens das amostras. Com estas imagens, foi possível quantificar a área de deslocamento ocorrida em cada idade de cura proposta.

3.2 VARIÁVEIS DA PESQUISA

Atendendo aos objetivos propostos, foram adotados parâmetros de controle fixos e variáveis, não controlados e variáveis de resposta.

3.2.1 Parâmetros de controle fixos

Os parâmetros de controle fixos nas amostras foram o traço de concreto e a configuração das armaduras das placas. Cabe ressaltar que, como este estudo trata-se de uma pesquisa aplicada, adotou-se as mesmas características de fabricação utilizadas pela indústria de pré-fabricados para fornecimento destas mesmas peças ao mercado da construção civil.

3.2.2 Parâmetros de controle variáveis

O parâmetro de controle variável adotado para o programa experimental foi o tempo de cura das amostras. A Tabela 3 apresenta tais variáveis.

Tabela 3 – Parâmetros de controle variáveis da pesquisa.

Descrição	Idade de cura (dias)
A1	7
A2	14
A3	28
A4	56
A5	84

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.2.3 Parâmetros não controlados

Os parâmetros não controlados foram a temperatura e umidade nas moldagens das amostras, assim como na realização do ensaio de resistência ao fogo.

3.2.4 Variáveis de resposta

As variáveis de resposta estão divididas nas Etapas II e IV do programa experimental nos ensaios de resistência ao fogo e avaliação após o ensaio.

No ensaio de resistência ao fogo, durante a Etapa II, tem-se as seguintes variáveis:

- a) temperatura na face não exposta ao fogo;
- b) deformações horizontais;
- c) estanqueidade do sistema;
- d) pressão interna;
- e) resistividade elétrica.

Nas avaliações após o ensaio de resistência ao fogo na Etapa IV, a variável de resposta foi o volume de deslocamento nas amostras.

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Propondo reproduzir uma situação de uso real, o concreto armado utilizado para confecção das amostras é o mesmo que a empresa utiliza na produção diária de placas pré-fabricadas para comercialização. A Tabela 4 apresenta o quantitativo dos materiais utilizados para confecção do concreto.

Tabela 4 – Quantitativo de materiais para confecção do concreto.

Descrição	Quantidade (kg/m ³)
Cimento	350
Areia fina	273
Areia regular	637
Pedrisco	952
Aditivo superplastificante	22
Água	187

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.3.1 Cimento

O cimento utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI). Na Tabela 5 e Tabela 6, respectivamente, são apresentadas as características químicas e físicas do cimento utilizado, de acordo com as informações do fabricante. A sua massa específica média é de 3,12g/cm³.

Tabela 5 – Ensaio químicos do cimento.

	Al ₂ O ₃ (%)	SiO ₂ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	Perda Fogo (%)	CaO Livre (%)	Equiv. Alcal. (%)
Média	4,49	19,03	2,68	60,61	4,82	2,71	2,97	0,78	0,65
Sd	0,05	0,17	0,04	0,30	0,41	0,05	0,14	0,10	0,04
Min	4,40	18,75	2,59	60,17	4,32	2,62	2,68	0,59	0,59
Max.	4,55	19,34	2,75	61,26	5,41	2,78	3,20	0,90	0,71

Fonte: Fabricante (2016).

Tabela 6 – Ensaio físicos do cimento.

	Tempo de Pega		Cons. Normal (%)	Blaine (cm ² /g)	Finura		Resistência à compressão			
	Início (min)	Fim (min)			#200 (%)	#325 (%)	1 dia MPa	3 dias MPa	7 dias MPa	28 dias MPa
Média	03:16	03:55	28,5	3.955	0,44	2,69	21,0	36,7	42,7	51,1
Sd	00:12	00:12	0,30	32,97	0,08	0,41	0,4	0,7	0,9	0,6
Min	03:00	03:30	27,9	3.900	0,30	2,00	20,2	35,9	41,1	49,7
Max.	03:30	04:00	29,2	4.000	0,50	3,30	21,6	37,9	43,8	51,8

Fonte: Fabricante (2016).

A opção por este tipo de cimento foi em função da alta resistência inicial, necessária para içamento e movimentação das placas na indústria.

3.3.2 Agregados miúdos

Para confecção das placas, utilizou-se areia fina proveniente da lagoa de Osório e areia média regular proveniente do rio Jacuí.

Foram realizados ensaios para determinar a curva granulométrica das areias do estudo nas dependências do LMC da UNISINOS, de acordo com os preceitos da norma NBR

NM 248 (ABNT, 2001). Os resultados são mostrados na Figura 37 e os dados que originaram este gráfico estão expostos na Tabela 7.

Tabela 7 – Análise granulométrica das areias.

Peneira (mm)	Areia fina		Areia média regular	
	Retida (%)	Acumulada (%)	Retida (%)	Acumulada (%)
4,75	0,0	0,0	1,2	1,2
2,36	0,0	0,0	10,0	11,2
1,18	0,0	0,0	17,8	29,1
0,6	0,0	0,0	20,0	49,1
0,3	4,1	4,1	25,3	74,4
0,15	70,9	75,0	17,6	92,0
< 0,15	25,0	100,0	8,0	100,0
Módulo de finura	0,79		2,57	
Diâmetro máximo	0,3		4,75	

Fonte: Elaborada pelo autor.

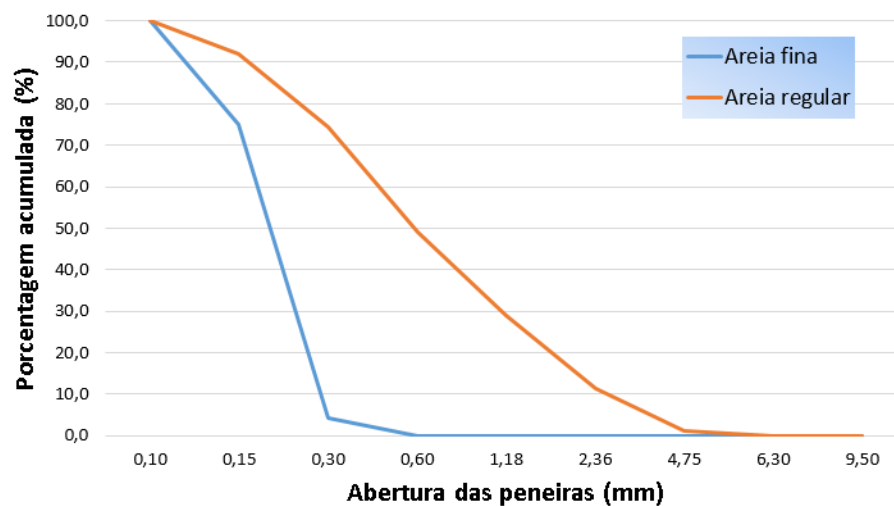


Figura 37 – Distribuição granulométrica das areias.

Fonte: Elaborada pelo autor.

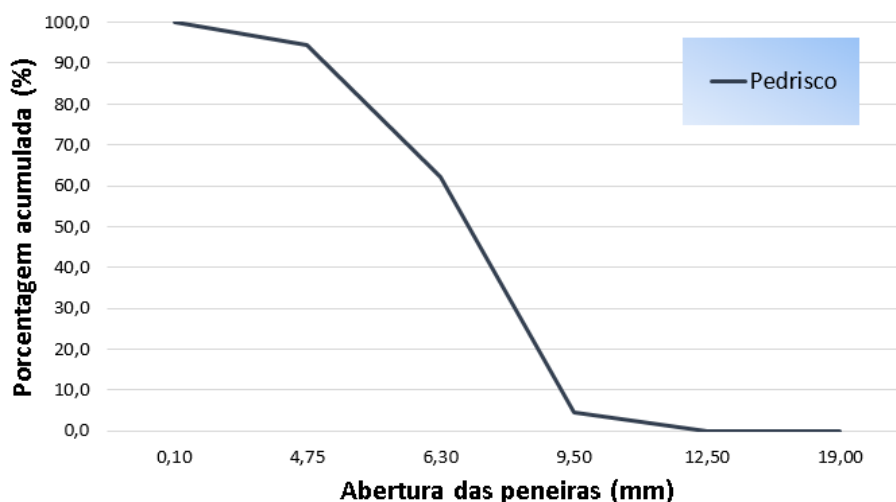
3.3.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi de origem basáltica, proveniente da região serrana. O gráfico apresentado na Figura 38 mostra os resultados, de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8 – Análise granulométrica do pedrisco.

Peneira (mm)	Pedrisco	
	Retida (%)	Acumulada (%)
9,5	4,4	4,4
6,3	58,0	62,3
4,75	32,0	94,3
< 0,15	5,7	100,0
Módulo de finura	1,61	
Diâmetro máximo	9,5	

Fonte: Elaborada pelo autor.

**Figura 38 – Distribuição granulométrica do pedrisco.**

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.3.4 Aditivo

O aditivo utilizado para fabricação das peças foi o MC PowerFlow 4000. Trata-se de um aditivo superplastificante sintético baseado em polímeros policarboxilato. As informações técnicas sobre o produto seguem na Tabela 9.

Tabela 9 – Características do aditivo.

Densidade (g/cm ³)	Dosagem Recomendada (%)
1,12	0,2 a 5,0

Fonte: Fabricante (2016).

3.3.5 Aço

O aço utilizado para confecção das peças é do tipo CA 50, nervurado e tensão de escoamento de 500MPa nos diâmetros de 5,00mm, 8,00mm e 12,5mm, sendo os diâmetros de 5,00mm e 8,00mm para armadura das placas e o diâmetro de 12,5mm para os ganchos de içamento, conforme elucidada a Figura 39, com a distribuição das armaduras de uma placa.

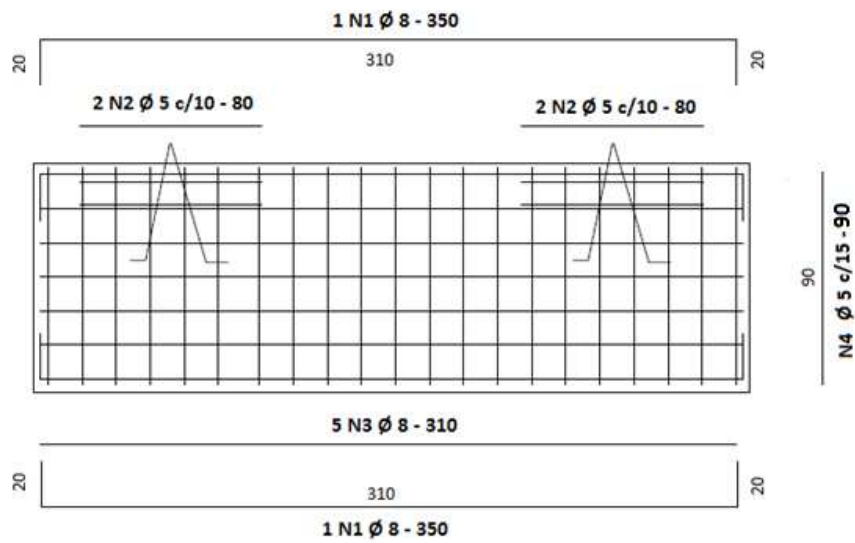


Figura 39 – Detalhamento das armaduras.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após a definição do programa experimental, confecção das amostras e realização dos ensaios, partiu-se para análise e discussão dos resultados, de acordo com o referencial teórico estudado.

4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O capítulo 4 apresenta a análise e discussão de resultados obtidos a partir das avaliações realizadas.

4.1 ETAPA I

Os resultados apresentados nesta etapa, referem-se aos ensaios do concreto no estado fresco, sendo eles: *slump flow* (espalhamento), t_{500} , funil V, caixa L e anel J.

De acordo com NBR 15823 (ABNT, 2010), a Tabela 10 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de trabalhabilidade obtidos.

Ensaio	Unidade	Valores obtidos			Classificação ABNT		
		Betonada 1	Betonada 2	Betonada 3	Betonada 1	Betonada 2	Betonada 3
<i>Slump flow</i>	milímetro	580,6	610	590	SF1	SF1	SF1
t_{500}	segundos	1,6	2,0	1,4	VS1	VS1	VS1
Funil V	segundos	7	9	8	VF1	VF1	VF1
Caixa L	milímetro	0,6	0,7	0,5	PL1	PL1	PL1
Anel J	milímetro	18	22	20	PJ1	PJ1	PJ1

Fonte: Autor.

A partir dos resultados, conclui-se que o concreto utilizado na confecção das amostras apresentou valores aceitáveis para concretos autoadensáveis, à exceção da habilidade passante para escoamentos restringidos, representada a partir da caixa L.

4.2 ETAPA II

Nesta etapa, apresenta-se os resultados dos ensaios de resistência ao fogo e de resistência à compressão axial, ambos realizados nas idades de cura propostas.

Todos os ensaios de resistência ao fogo tiveram duração de 240min, com as seguintes análises, de acordo com NBR 10636 (ABNT, 1989):

- anotação das ocorrências;
- coleta de imagens em câmera termográfica;
- medição do deslocamento;
- avaliação da estanqueidade;
- medições de temperatura na face não exposta ao fogo;
- avaliação da estabilidade estrutural.

4.2.1 Ensaio de resistência ao fogo aos 7 dias de cura

Entre o intervalo de 03min a 10min de ensaio já foram identificadas as primeiras ocorrências, quando foram perceptíveis pequenos estalos. Ainda nos 03min de ensaio, inicia-se o processo de vaporização da água livre. As Figura 40 (a e b) mostram a evolução do fenômeno aos 11min e 27min.

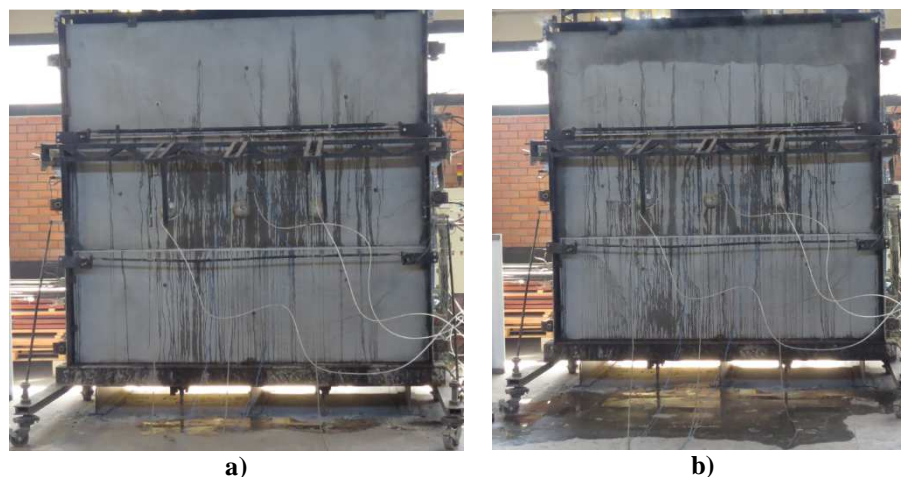


Figura 40 – Início da perda de água. a) 11min b) 27min – amostra com 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como apresentado na bibliografia, de acordo com a curva padrão da ISO 834 (ISO, 2014), a temperatura do forno em contato com a face exposta às chamas, aos 11min de ensaio, chega a temperaturas de 715°C. Aos 27min, pela análise visual, teve-se a máxima perda de água na amostra, sendo que a temperatura média interna do forno chegou a 825°C.

A Figura 41 apresenta uma imagem coletada pela câmera termográfica aos 10min de ensaio. Nos APÊNDICES A até E estão dispostas as imagens capturadas com a câmera termográfica, bem como suas respectivas temperaturas no instante da captura, de acordo com os ensaios realizados nas idades de cura propostas.

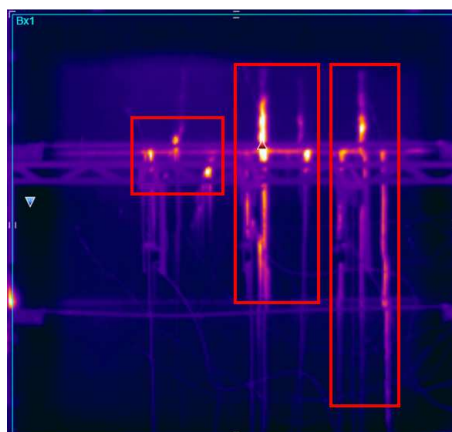


Figura 41 – Imagem coletada pela câmera termográfica aos 10min de ensaio – amostra 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os locais com coloração clara indicam pontos com temperaturas mais elevadas, quando comparadas as áreas escuras. Nestes locais, percebeu-se um ponto de fuga de temperaturas quentes da face interna da amostra para a face externa. Com auxílio da Figura 41, é perceptível a ocorrência das primeiras fissuras aos 10min iniciais de ensaio.

A Figura 42 apresenta o deslocamento medido no centro da amostra durante o período de ensaio.

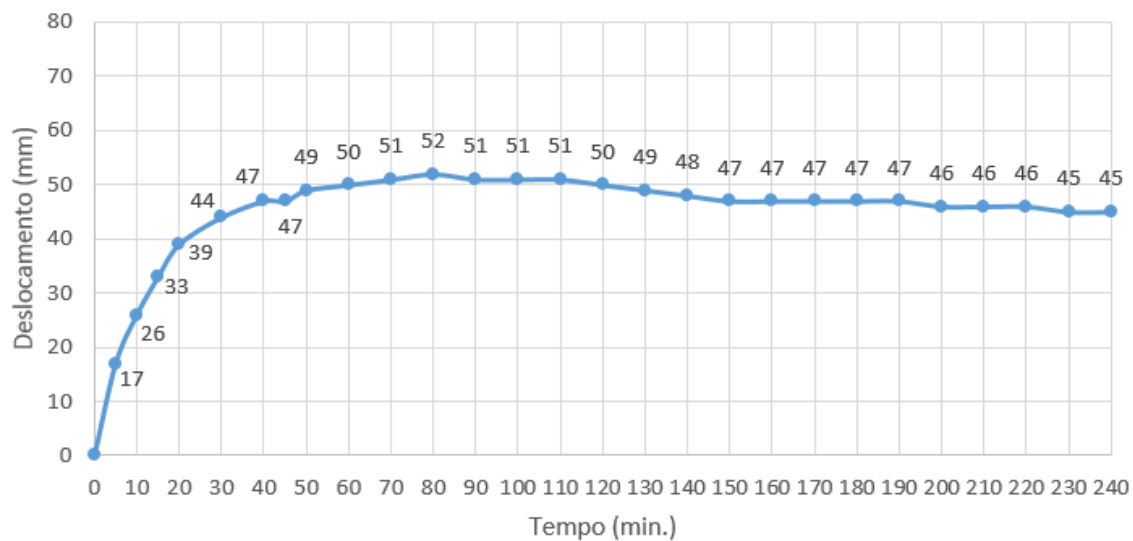


Figura 42 – Deslocamento x tempo – amostra com 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 42, é possível identificar que aos 10min de ensaio, a amostra apresentou deslocamento de 26mm do centro para o interior do forno.

O deslocamento máximo durante o período de ensaio foi de 52mm, ocorrido aos 80min. Após este período, a amostra começou a deformar no sentido contrário, ou seja, como se estivesse retornando ao seu alinhamento inicial. No término do ensaio (240min), a amostra apresentou um deslocamento de 45mm.

Com 32min transcorridos de ensaio, na junta superior ao lado direito, o selante utilizado para vedação das placas derreteu, permitindo a passagem de chamas e gases quentes pela amostra. Neste momento, foi realizada a avaliação da estanqueidade, utilizando o chumaço de algodão, como elucidado na Figura 43a. A Figura 43b mostra o instante em que a amostra perde a estanqueidade.

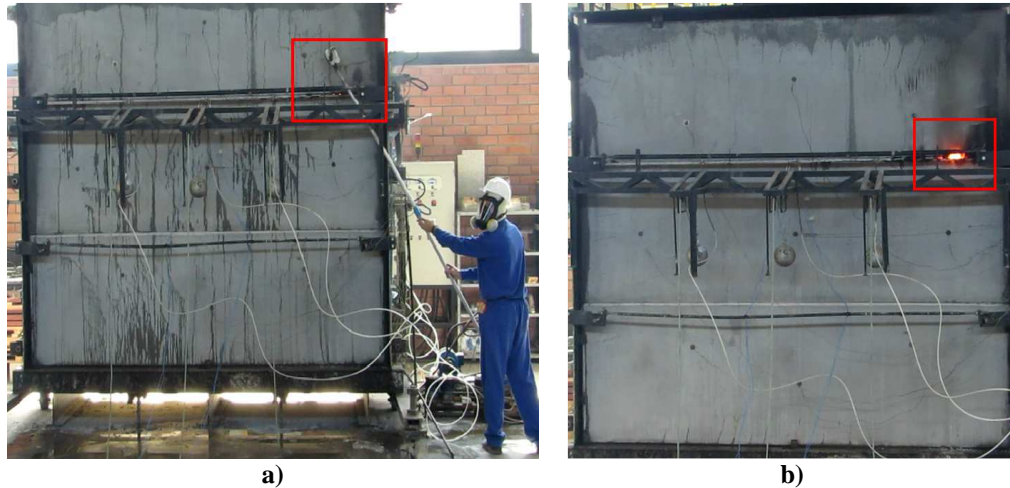


Figura 43 – Avaliação e perda da estanqueidade. a) 32min b) 74minde ensaio. – amostra com 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como evidenciado na Figura 43a, aos 32min a amostra mante-se íntegra, não ignizando o chumaço de algodão. Com 72min evidenciou-se a presença de fissuras na placa superior, não comprometendo a estanqueidade do sistema. Aos 74min, a estanqueidade foi perdida, com chamas e gases quentes expelidos para a face externa.

A Figura 44 apresenta a evolução da temperatura na face externa da amostra, de acordo com a leitura realizada em 9 termopares. A temperatura ambiente no início do ensaio foi de 28°C e umidade relativa do ar de 69,2%. Os limites de temperatura estabelecido pela NBR 10636 (ABNT, 1989) estão representados como a temperatura máxima média e temperatura máxima em um ponto de leitura.

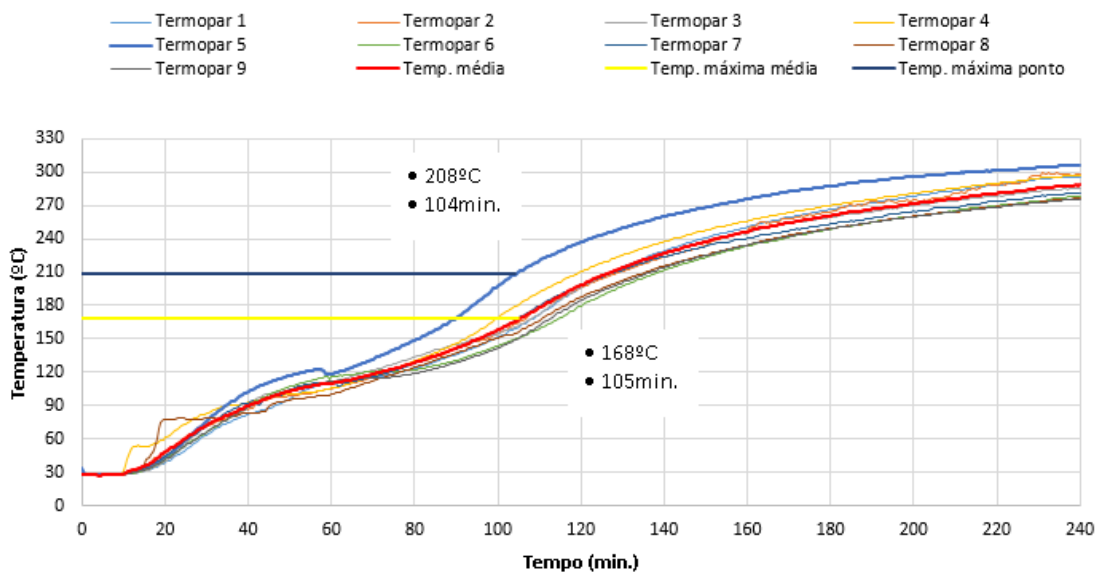


Figura 44 – Temperatura na face externa – amostra com 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 44, observa-se que aos 104min de ensaio o termopar 5 alcançou a temperatura de 208°C e aos 105min a média dos termopares chegou a 168°C, ultrapassando os limites estabelecidos pela norma, perdendo o isolamento térmico da amostra, já na primeira ocorrência.

Aos 237min de ensaio, foram realizados os impactos mecânicos, os quais não prejudicaram a estabilidade estrutural da amostra.

Considerando que o critério de estanqueidade foi perdido aos 74min, oriundo de uma falha no selante utilizado, o sistema apresentou um TRF de Corta Fogo 60min (CF 60min).

4.2.2 Ensaio de resistência ao fogo aos 14 dias de cura

Aos 04min de ensaio iniciaram as primeiras ocorrências sonoras, com os primeiros estalos, e aos 07min foi possível identificar a perda de água na face externa. (Figura 45a).

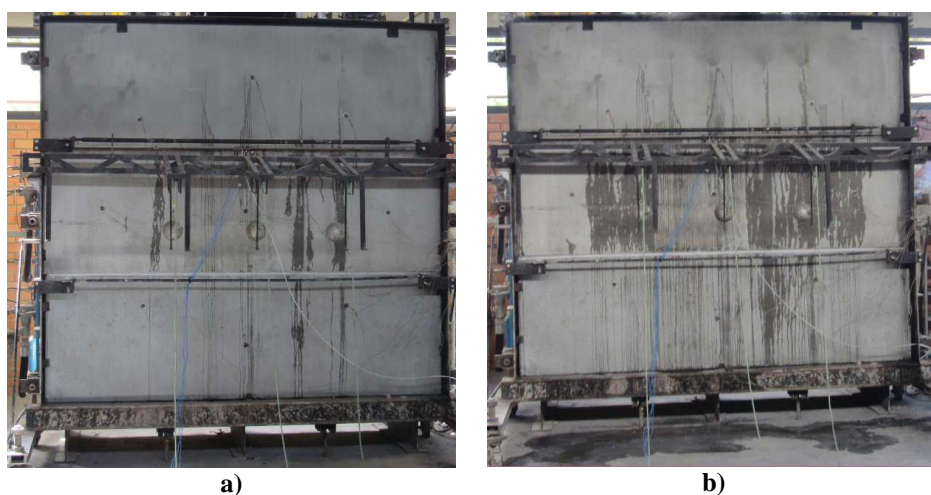


Figura 45 – Perda de água na face externa. a) 10min b) 20min de ensaio. – amostra com 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Transcorridos 12min um grande estalo foi evidenciado. Aos 20min (Figura 45b) teve-se a máxima umidade sendo expelida da face externa da amostra. Aos 22min a amostra apresentou fortes estalos.

Com auxílio da câmera termográfica, foi possível identificar a presença de fissuras (15min de ensaio), através da condução de calor, como mostra a Figura 46.

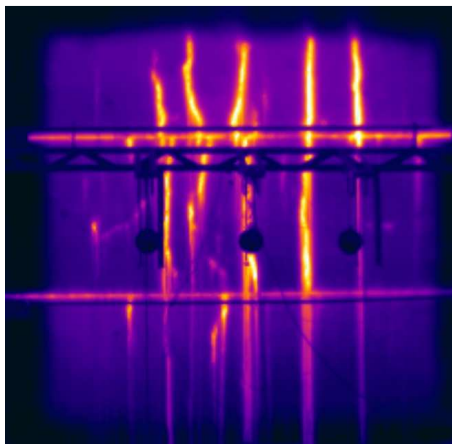


Figura 46 – Imagem da câmera termográfica aos 15min de ensaio – amostra com 14 dias de cura.

Passados 40min de ensaio, após total evaporação de água da face externa, ficou evidente a presença de fissuras, não prejudiciais à estanqueidade do sistema durante o ensaio. (Figura 47).



Figura 47 – Fissuras após evaporação da água – amostra com 14 dias de cura.

Como no ensaio aos 7 dias o selante utilizado para vedação nas juntas das placas não apresentou desempenho satisfatório. Por isso, para os demais ensaios (14, 28, 56 e 84 dias) optou-se pela troca da marca comercial do produto, o qual apresentou desempenho satisfatório, não prejudicando a estanqueidade dos sistemas.

Diferente do comportamento do ensaio aos 7 dias, o deslocamento ocorrido aos 14 dias apresentou comportamento linear. (Figura 48)

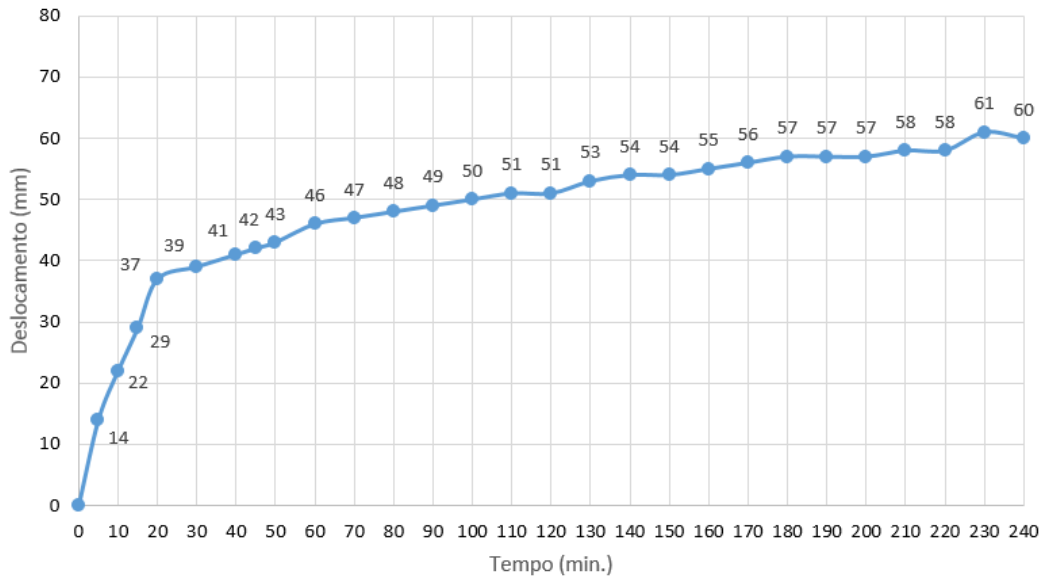


Figura 48 – Deslocamento x Tempo - amostra com 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 48 identifica-se que o deslocamento máximo foi de 60mm, ocorrido quase no término do ensaio (230min).

A Figura 49 apresenta a evolução da temperatura na face externa da amostra, de acordo com a leitura realizada em 9 termopares. A temperatura ambiente no início do ensaio foi de 26,5°C e umidade relativa do ar de 68,9%. Os limites de temperatura estabelecido pela NBR 10636 (ABNT, 1989) estão representados como a temperatura máxima média e temperatura máxima em um ponto de leitura.

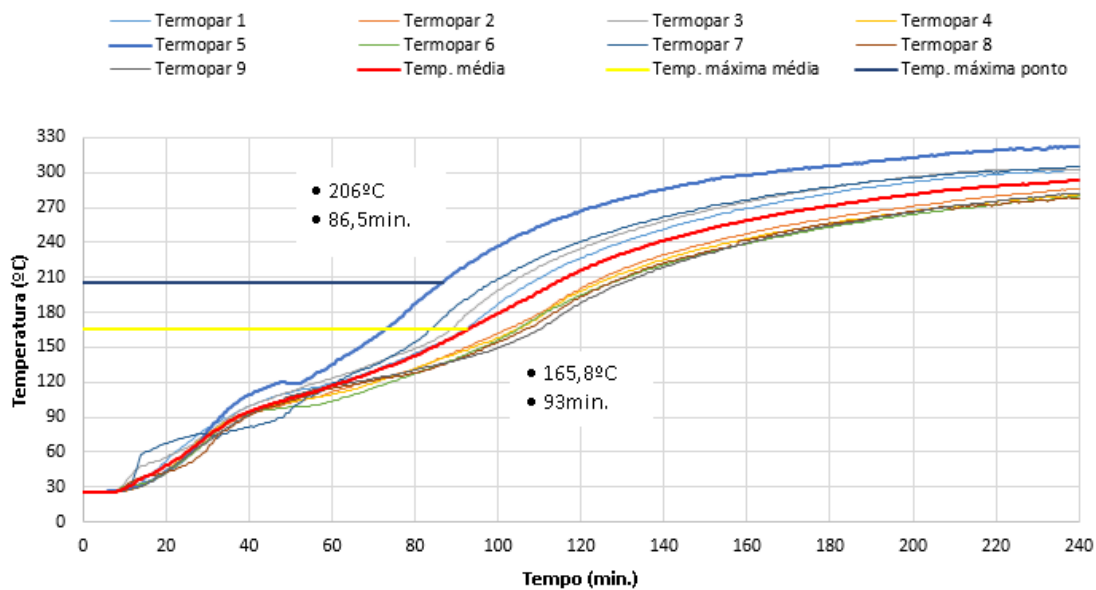


Figura 49 – Temperatura na face externa – 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 49, observa-se que aos 86,5min de ensaio o termopar 5 alcançou a temperatura de 206°C e aos 93min a média dos termopares chegou a 165,8°C, ultrapassando os limites estabelecidos pela norma, perdendo o isolamento térmico da amostra, já na primeira ocorrência.

Aos 237min de ensaio, foram realizados os impactos mecânicos, os quais não prejudicaram a estabilidade estrutural da amostra.

Considerando que o critério de isolamento térmico foi perdido aos 86,5min, o sistema apresentou um TRF de Corta Fogo 60min (CF 60min) ou Para Chama 240min (PC 240min).

4.2.3 Ensaio de resistência ao fogo aos 28 dias de cura

As primeiras ocorrências iniciaram aos 6min de ensaio, com a perda de água pelas primeiras fissuras identificadas na placa superior (Figura 50). Pequenos estalos foram perceptíveis aos 13min, o que ocorreu novamente com maior intensidade aos 17min.

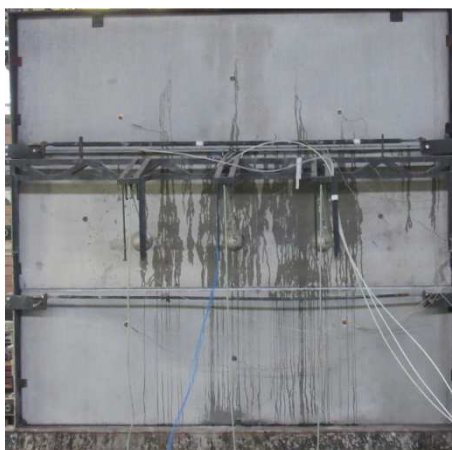


Figura 50 – Perda de água aos 06min – amostra com 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da câmera termográfica, notou-se as fissuras ocorridas em função do aumento de temperatura e do deslocamento da amostra. (Figura 51).

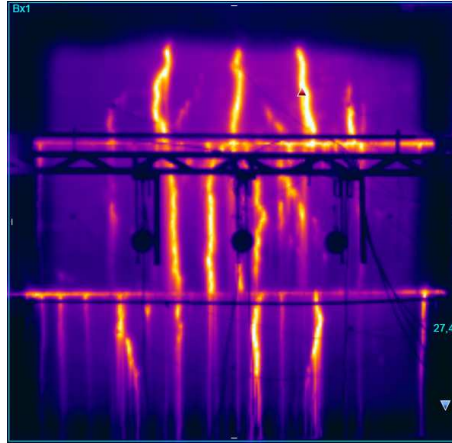


Figura 51 – Imagem da câmera termográfica – amostra com 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Esta imagem foi captada aos 15min de ensaio, onde o deslocamento medido foi de 38mm. A Figura 52 apresenta o deslocamento ocorrido no período de ensaio.

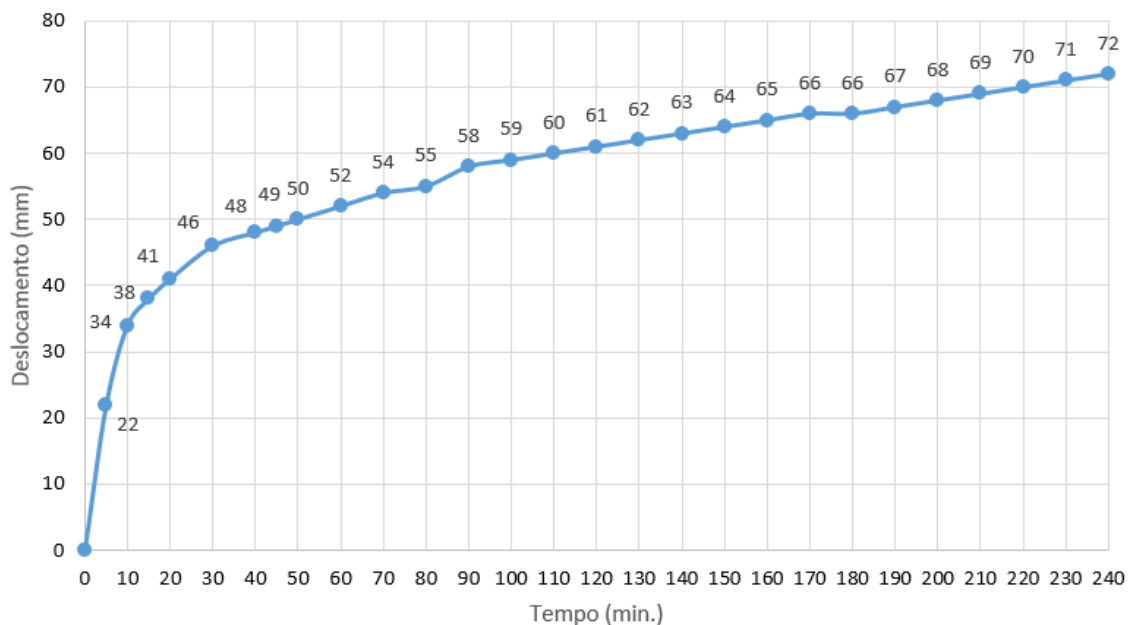


Figura 52 – Gráfico do deslocamento – amostra com 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 52, observa-se que o deslocamento máximo medido foi de 72mm, apresentando um comportamento linear durante o ensaio.

Durante todo período de ensaio a amostra não apresentou problemas de estanqueidade, sendo avaliadas as principais fissuras.

A Figura 53 apresenta a evolução da temperatura na face externa da amostra, de acordo com a leitura realizada em 9 termopares. A temperatura ambiente no início do ensaio

foi de 27,7°C e umidade relativa do ar de 72,4%. Os limites de temperatura estabelecido pela NBR 10636 (ABNT, 1989) estão representados como a temperatura máxima média e temperatura máxima em um ponto de leitura.

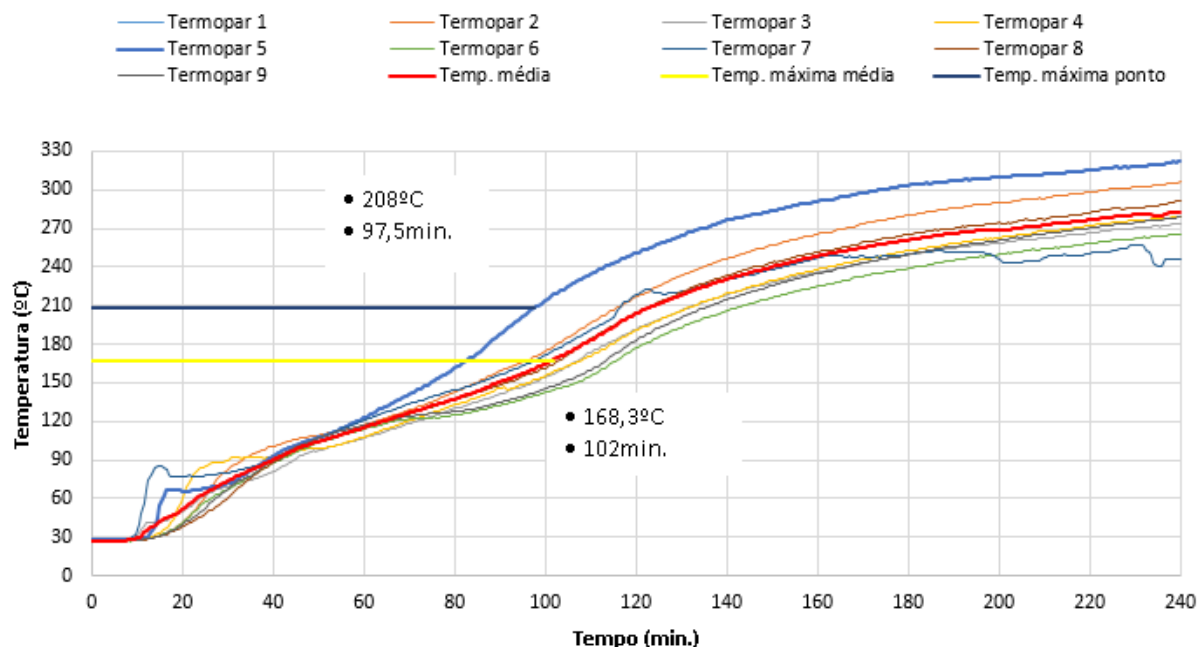


Figura 53 – Temperatura na face externa – amostra com 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 53, observa-se que aos 97,5min de ensaio o termopar 5 alcançou a temperatura de 208°C e aos 102min a média dos termopares chegou a 168,3°C, ultrapassando os limites estabelecidos pela norma, perdendo o isolamento térmico da amostra na primeira ocorrência.

Aos 237min de ensaio, foram realizados os impactos mecânicos, os quais não prejudicaram a estabilidade estrutural da amostra.

Considerando que o critério de isolamento térmico foi perdido aos 97,5min, o sistema apresentou um TRF de Corta Fogo 90min (CF 90min) ou Para Chama 240min (PC 240min).

4.2.4 Ensaio de resistência ao fogo aos 56 dias de cura

Aos 05min de ensaio a amostra já iniciou a perda de água, sendo que este fenômeno teve duração de aproximadamente 25min (Figura 54). Com 08min de ensaio foram perceptíveis estalos com grande intensidade.

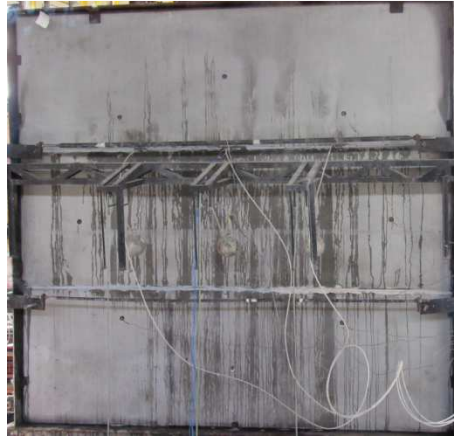


Figura 54 – Perda de água aos 10min – amostra com 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

As imagens de câmera termográfica, indicam a presença de fissuras aos 10min de ensaio, onde o deslocamento evidenciado foi de 38mm. (Figura 55)

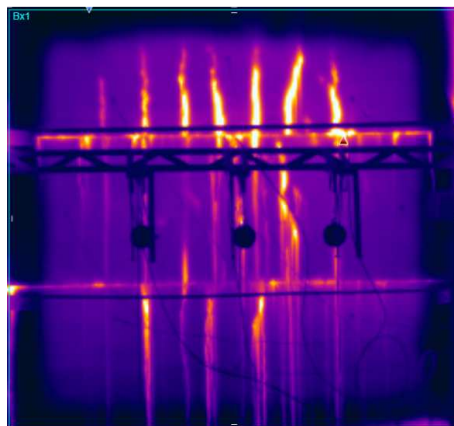


Figura 55 – Imagem da câmera termográfica 10min – amostra com 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 56 apresenta o deslocamento durante o período de ensaio.

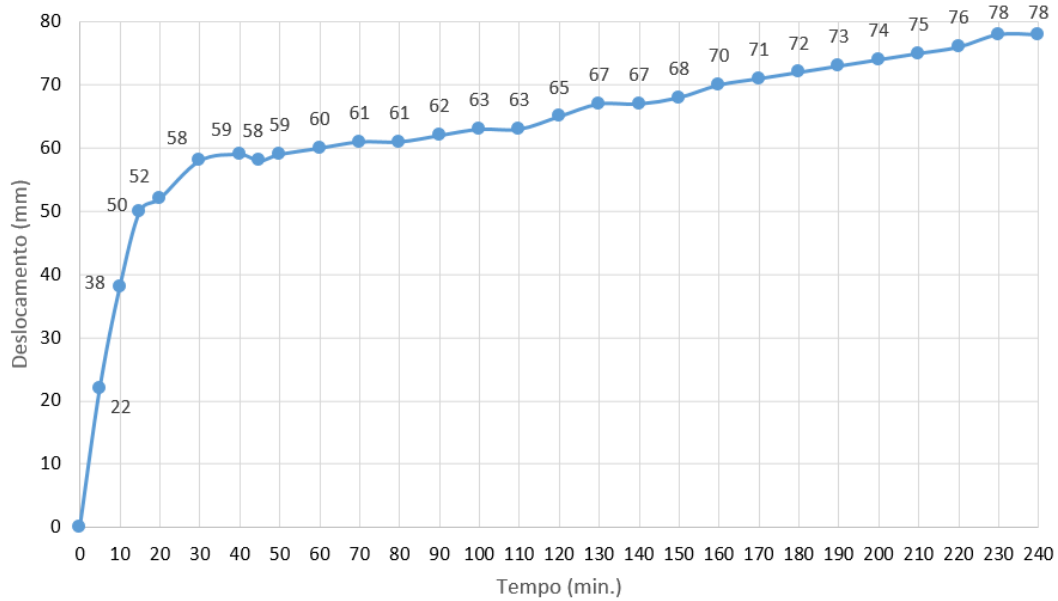


Figura 56 – Gráfico do deslocamento. – amostra com 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 56 identifica-se que o deslocamento máximo medido foi de 78mm, o que ocorreu aos 240min de ensaio.

A Figura 57 apresenta a evolução da temperatura na face externa da amostra, de acordo com a leitura realizada em 9 termopares. A temperatura ambiente no início do ensaio foi de 14,7°C e umidade relativa do ar de 62%. Os limites de temperatura estabelecido pela NBR 10636 (ABNT, 1989) estão representados como a temperatura máxima média e temperatura máxima em um ponto de leitura.

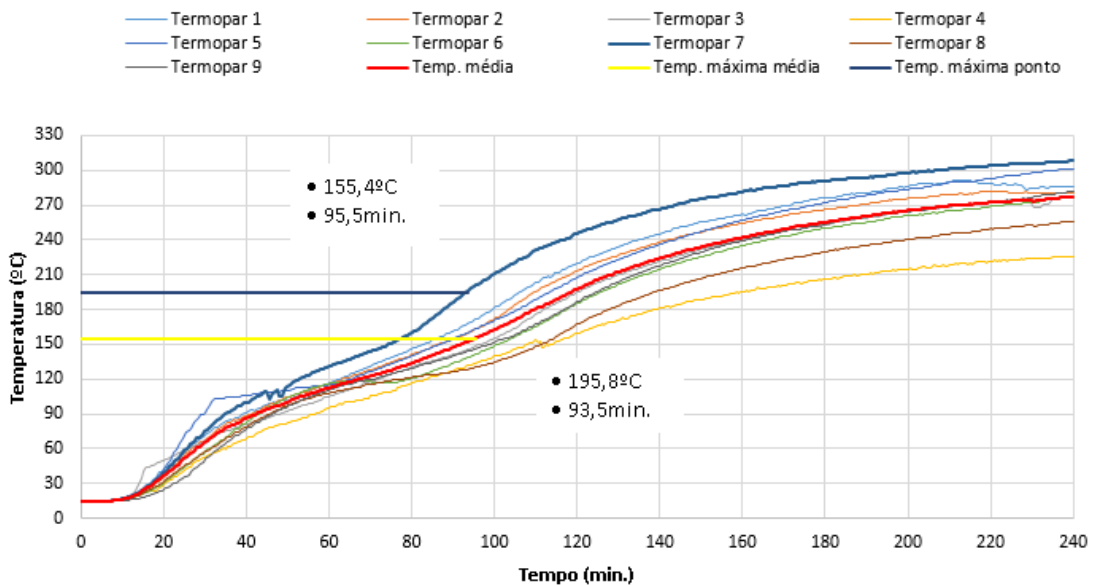


Figura 57 – Temperatura na face externa – amostra com 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 57, observa-se que aos 95,5min de ensaio o termopar 7 alcançou a temperatura de 155,4°C e aos 195,8min a média dos termopares chegou a 93,5°C, ultrapassando os limites estabelecidos pela norma, perdendo o isolamento térmico da amostra.

Aos 237min de ensaio, foram realizados os impactos mecânicos, os quais não prejudicaram a estabilidade estrutural da amostra.

Considerando que o critério de isolamento térmico foi perdido aos 95,5min, o sistema apresentou um TRF de Corta Fogo 90min (CF 90min) ou Para Chama 240min (PC 240min).

4.2.5 Ensaio de resistência ao fogo aos 84 dias de cura

A perda de água se iniciou aos 06min de ensaio. A Figura 58 apresenta uma imagem da amostra aos 15min. Neste ensaio não foram perceptíveis estalos.

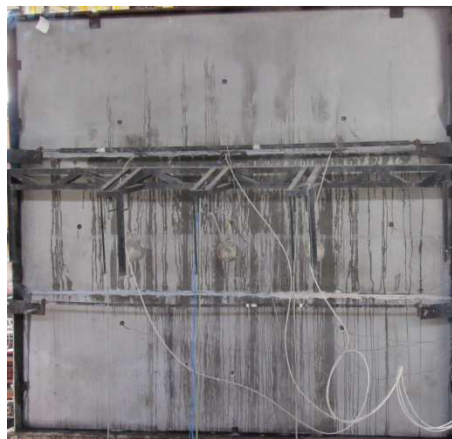


Figura 58 – Perda de água aos 15min – amostra com 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Ainda aos 15min, com auxílio da câmera termográfica, foram perceptíveis as primeiras fissuras. (Figura 59). O deslocamento medido no mesmo instante foi de 28mm.

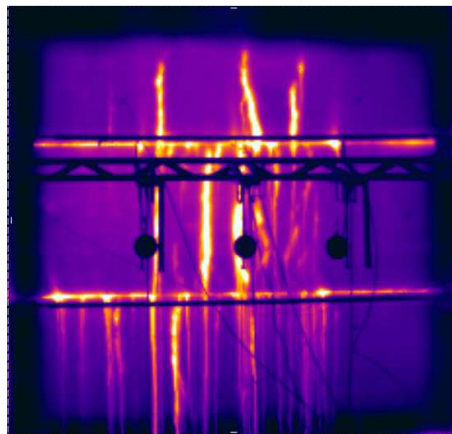


Figura 59 – Imagem da câmera termográfica 15min – amostra com 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 60 apresenta o deslocamento durante o período de ensaio.

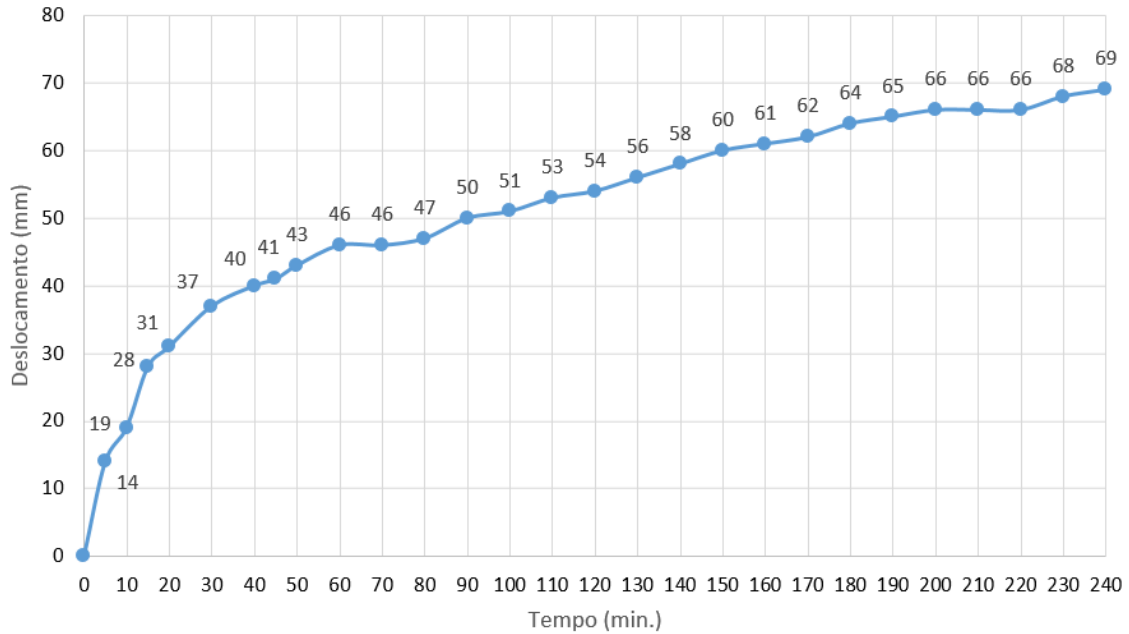


Figura 60 – Gráfico do deslocamento. – amostra com 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 60, identifica-se que o deslocamento máximo medido foi de 69mm (240min).

A Figura 61 apresenta a evolução da temperatura na face externa da amostra, de acordo com a leitura realizada em 5 termopares, o mínimo exigido pela norma. A temperatura ambiente no início do ensaio foi de 16,2°C e umidade relativa do ar de 78,6%. Os limites de temperatura estabelecido pela NBR 10636 (ABNT, 1989) estão representados como a temperatura máxima média e temperatura máxima em um ponto de leitura.

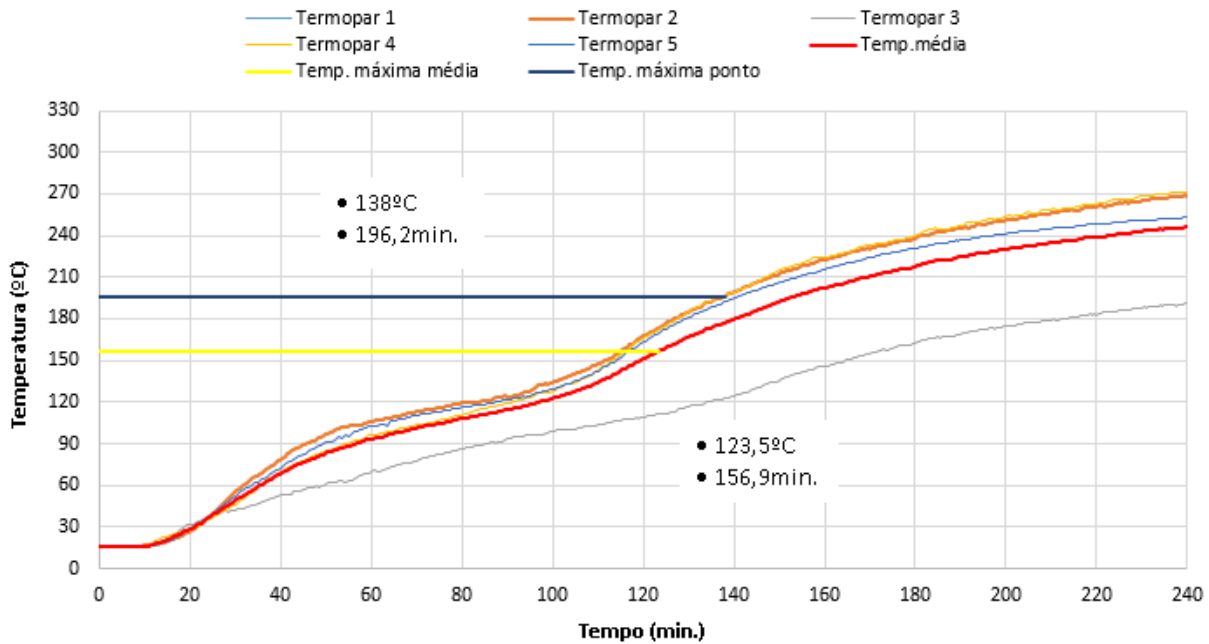


Figura 61 – Temperatura na face externa – amostra com 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 61, observa-se que aos 196,2min de ensaio o termopar 2 alcançou a temperatura de 138°C e aos 156,9min a média dos termopares chegou a 123,5°C, ultrapassando os limites estabelecidos pela norma, perdendo o isolamento térmico da amostra, na primeira ocorrência.

Aos 237min de ensaio, foram realizados os impactos mecânicos, os quais não prejudicaram a estabilidade estrutural da amostra.

Considerando que o critério de isolamento térmico foi perdido aos 156,9min, o sistema apresentou um TRF de Corta Fogo 120min (CF 120min) ou Para Chama 240min (PC 240min).

4.2.6 Comentários e comparativos – fissuração e deslocamento

A Figura 62 apresenta o comparativo do deslocamento ocorrido durante os ensaios de resistência ao fogo nas idades de cura propostas.

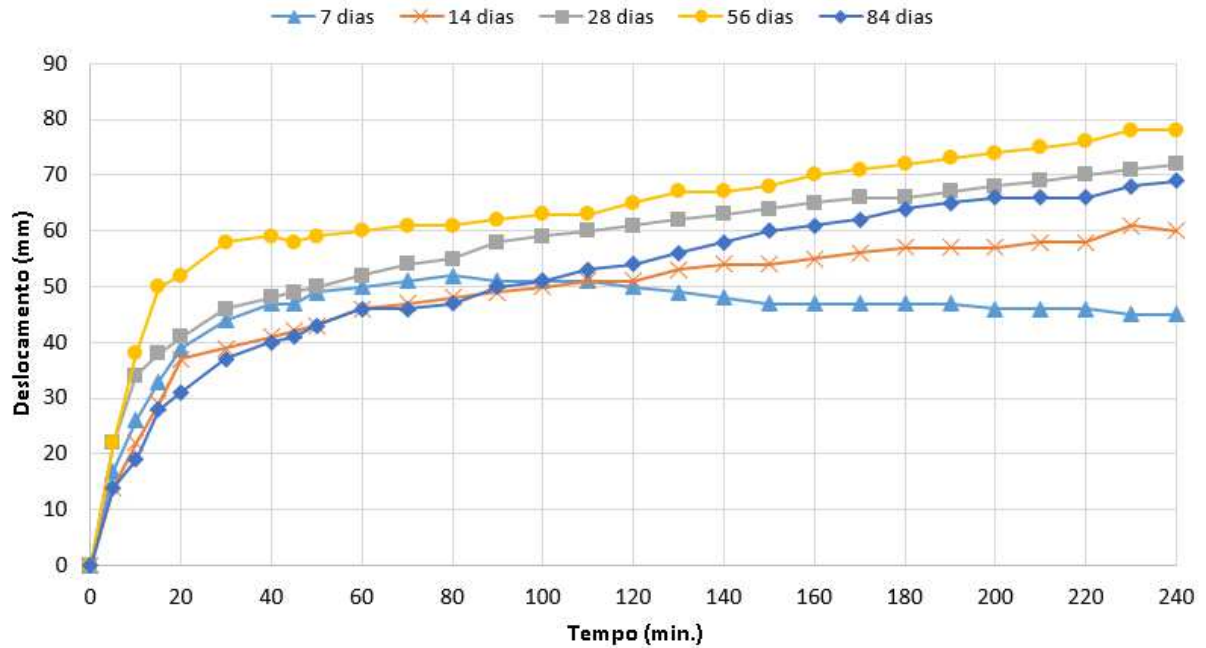


Figura 62 – Comparativo de deslocamento.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 62, entende-se que os comportamentos apresentados em todas as amostras tendem a linearidade nas idades de cura, com exceção do ensaio realizado aos 7 dias. Este comportamento, deu-se em função da perda de estanqueidade do sistema, o que ocorreu aos 72min. Após o alívio das pressões internas do forno, a placa central tendeu a retornar ao seu estado inicial. A Figura 63 mostra o sentido da deformação em todas as idades de cura.

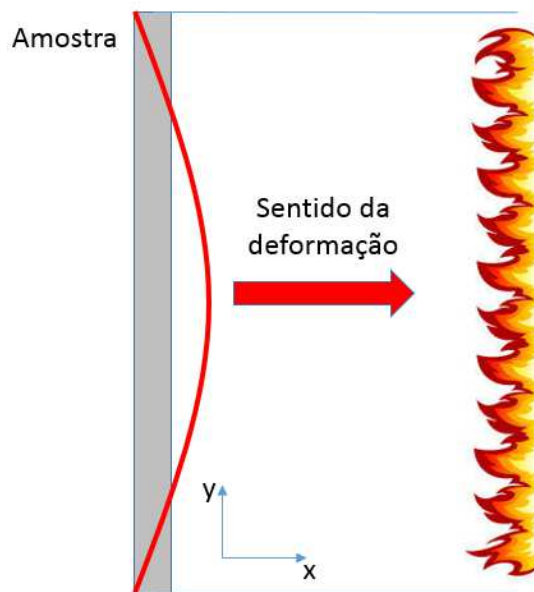


Figura 63 – Sentido da deformação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em todas as idades de cura ensaiadas, a deformação se deu no sentido de exposição ao fogo, ou seja, para a face interna do forno, apresentando uma curvatura. Este comportamento se deu em função das tensões que agiram perpendicularmente na amostra. Assim, as tensões de compressão se deram na face externa, propiciando ações de tração na face interna, o que ocasionou as fissuras.

Em virtude das deformações evidenciadas, pressupõe-se que há um deslocamento no centroide do elemento ensaiado, causando variações nos pontos de origem. Considerando os eixos cartesianos em x e y como embasamento de análise, entende-se que as forças de tensão agem em ambos os sentidos. Como as forças de compressão tensionam o eixo y, a partir de seu peso próprio a peça fica susceptível à ocorrência de fissuras horizontais. Já nas forças de tração na flexão, oriundas de tensões no eixo x, as fissuras tendem a ocorrer no sentido vertical.

Após análise visual, as amostras apresentaram apenas fissuras verticais. Como foram utilizadas juntas horizontais para compor os sistemas, estas, aliviaram as tensões no eixo y, explicando a ocorrência deste tipo de fissura.

De acordo com Schneider (1988), além das tensões atuantes, a deformação está diretamente ligada a expansão térmica dos materiais, onde são dependentes da composição química, do tipo de agregado e das reações químicas e físicas que ocorrem no concreto durante o aquecimento.

Em geral, a expansão térmica de um material depende da temperatura e da mudança fracionária de uma dimensão linear de um sólido a uma temperatura constante, aumentando ou diminuindo de volume. (HARMATHY, 1970).

4.2.7 Resistência à compressão

A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios de resistência à compressão, nas idades de cura propostas para os ensaios de resistência ao fogo.

Tabela 11 – Resistência à compressão.

Betonada	Idade cura	CP	Resistência à compressão (MPa)	Resistência potencial (MPa)	Desvio padrão (MPa)
1	7 dias	1	40,0	37,8	1,56
		2	37,8		
	14 dias	1	43,5	43,5	1,70
		2	41,1		
2	28 dias	1	59,9	59,9	0,07
		2	59,8		
	56 dias	1	70,8	70,8	0,14
		2	70,6		
3	84 dias	1	71,5	75,0	2,47
		2	75,0		

Fonte: Autor.

Com auxílio da Tabela 11, verifica-se que o desvio padrão foi relativamente baixo, o que é um indício de que as variáveis não controladas durante o procedimento de moldagem das amostras como temperatura ambiente, umidade relativa do ar, entre outros, não foram representativas.

Com relação aos fenômenos de ocorrência durante o ensaio de resistência ao fogo, a resistência à compressão não apresentou influências consideráveis. Na fissuração, como evidenciado nas imagens coletadas pela câmera termográfica (APÊNDICES de A a E), a resistência à compressão não causou alterações na ocorrência do fenômeno, ficando evidente nas imagens que a fissuração se inicia em todas as idades de cura nos primeiros minutos de ensaio.

Na perda de água, o que se notou foi que este fenômeno se inicia nos primeiros minutos, tendo curta duração nos ensaios com idades de cura maiores. Esta ocorrência se dá em função do teor de umidade presente nas placas e não da resistência à compressão. Nas primeiras idades de cura (7 e 14 dias), ainda há muita água intrínseca no interior as peças, logo a evaporação e perda de água superficial é maior.

4.2.8 Comparativo de resistência ao fogo

A Tabela 12 apresenta um comparativo quanto ao desempenho frente ao ensaio de resistência ao fogo de todas as amostras avaliadas.

Tabela 12 – Comparativo dos ensaios de resistência ao fogo.

Idade de cura	Isolamento térmico (min)	Estanqueidade (min)	Estabilidade estrutural	Deslocamento (mm.)	Classificação dos sistemas (TRF)
7 dias	105,5	72	Ok	45	CF60
14 dias	86,5	240	Ok	60	CF60 / PC240
28 dias	97,5	240	Ok	72	CF90 / PC240
56 dias	95,5	240	Ok	78	CF90 / PC240
84 dias	156,9	240	Ok	69	CF120 / PC240

Fonte: Autor.

Com auxílio da Tabela 12, identifica-se que o ensaio que apresentou melhor desempenho foi o realizado aos 84 dias de cura. Nesse ensaio, as amostras apresentavam menores teores de umidade, como comprovado na Tabela 19. Logo, a influência desse fator é direta, sendo um dos principais agentes de influência no desempenho frente ao fogo das placas ensaiadas.

4.3 CURVA TEOR DE UMIDADE E RESISTIVIDADE

Para calibração da curva que relaciona a resistividade com o teor de umidade foram testadas 3 amostras de referência.

4.3.1 Amostra de referência 1

A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos na amostra 1, de acordo com o item 3.1.3.1.

Tabela 13 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 1.

Teor de Umidade (%)	AMOSTRA 1			
	Massa saturada (g)	Massa seca (g)	Massa de água (g)	Massa de água + massa seca (g)
100	4080,0	3835,0	245,0	4080,0
90			220,5	4055,0
80			196,0	4031,0
70			171,5	4006,5
60			147,0	3982,0
50			122,5	3957,5
40			98,0	3933,0

Fonte: Autor.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 13 é possível criar uma relação direta entre o teor de umidade e a massa da amostra (massa de água + massa seca) A Figura 64 apresenta uma relação linear obtida.

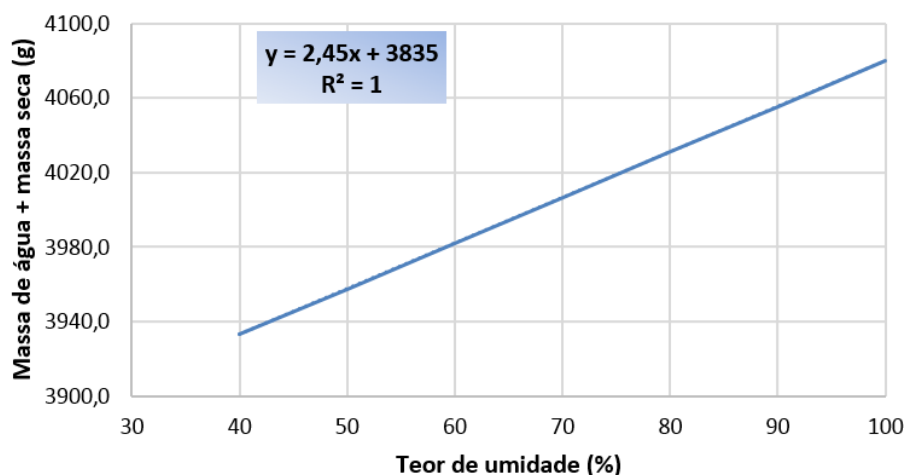


Figura 64 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 1.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir da equação gerada pelo gráfico apresentado na Figura 64, foi possível identificar o teor de umidade presente de acordo com as massas medidas. Ainda, a partir do R^2 verifica-se que estatisticamente 100% da variável dependente consegue ser explicada pelos regressores presentes no modelo. A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos nas pesagens e nas leituras da resistividade.

Tabela 14 – Resistividade elétrica medida - amostra 1.

Massa (g)	Teor de Umidade (%)	Resistividade ($\Omega.m$)
4076,1	98,41	2433,0
4074,4	97,71	2793,1
4072,3	96,86	2814,9
4068,2	95,18	2302,1
4062,8	92,98	1680,2
4045,0	85,71	1363,8
4038,8	83,18	1232,9
4028,1	78,82	1723,9
4011,1	71,88	1789,3

Fonte: Autor.

Com base nos resultados obtidos da Tabela 14, chegou-se na equação apresentada no gráfico da Figura 65.

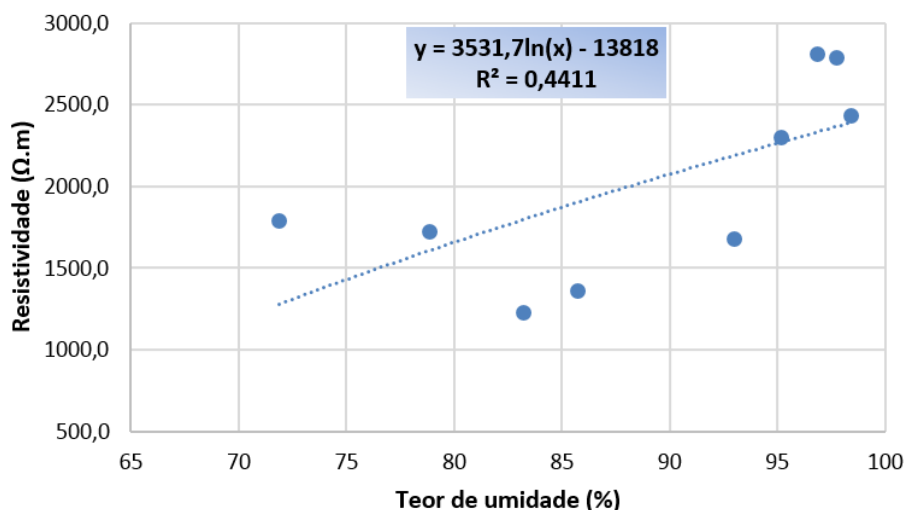


Figura 65 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 1.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 65, identifica-se uma relação proporcional entre a resistividade e o teor de umidade, onde a resistividade aumenta com maiores teores de umidade. No entanto, 44,11% da variável dependente consegue ser explicada pelos regressores presentes no modelo.

4.3.2 Amostra de referência 2

A Tabela 15, apresenta os resultados obtidos na amostra 2, de acordo com o item 3.1.3.1.

Tabela 15 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 2.

Teor de Umidade (%)	AMOSTRA 2			
	Massa saturada (g)	Massa seca (g)	Massa de água (g)	Massa de água + massa seca (g)
100	4175,0	3927,3	247,7	4175,0
90			222,9	4150,2
80			198,2	4125,5
70			173,4	4100,7
60			148,6	4075,9
50			123,9	4051,2
40			99,1	4026,4

Fonte: Autor.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 15 é possível criar uma relação direta entre o teor de umidade e a massa da amostra (massa de água + massa seca) A Figura 66 apresenta a relação linear obtida.

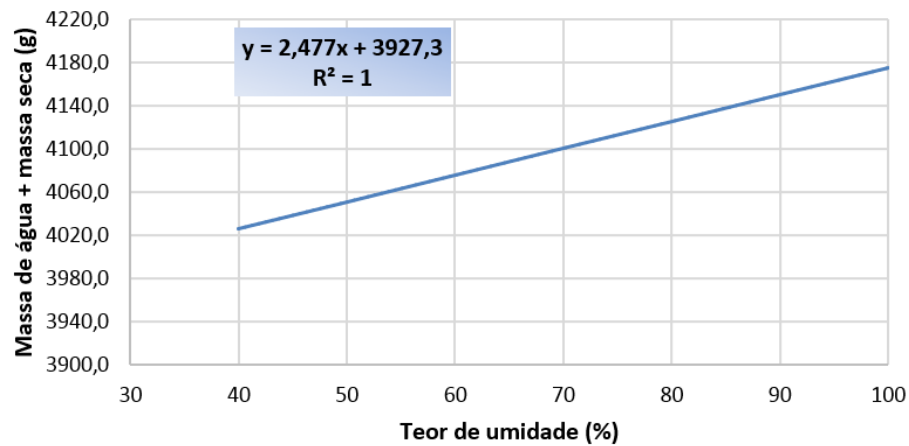


Figura 66 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 2.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir da equação gerada pelo gráfico apresentado na Figura 66, foi possível identificar o teor de umidade presente de acordo com as massas medidas. Ainda, a partir do R^2 , verifica-se que, estatisticamente, 100% da variável dependente consegue ser explicada pelos regressores presentes no modelo. A Tabela 16 apresenta os resultados obtidos nas pesagens e nas leituras da resistividade.

Tabela 16 – Resistividade elétrica medida - amostra 2.

Massa (g)	Teor de Umidade (%)	Resistividade ($\Omega.m$)
4166,4	96,53	6819,1
4165	95,96	7201,0
4162,6	94,99	6873,6
4157,5	92,94	4582,4
4152	90,71	3055,0
4132,4	82,80	2727,6
4124,9	79,77	1243,8
4111,4	74,32	1243,8
4092,4	66,65	6873,6

Fonte: Autor.

Com base nos resultados obtidos da Tabela 16, chegou-se na equação apresentada no gráfico da Figura 67.

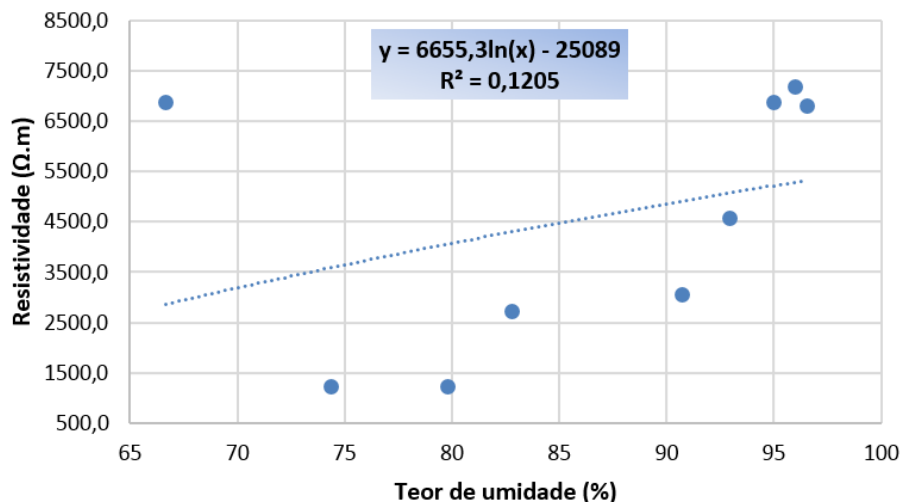


Figura 67 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 2.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 67, não se identifica uma relação proporcional entre a resistividade e o teor de umidade, apesar de a resistividade aumentar com maiores teores de umidade. No entanto, apenas 12,05% da variável dependente consegue ser explicada pelos regressores presentes no modelo.

4.3.3 Amostra de referência 3

A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos na amostra 3, de acordo com o item 3.1.3.1.

Tabela 17 – Relação entre massa de água + massa seca e teor de umidade - amostra 3.

Teor de Umidade (%)	AMOSTRA 3			
	Massa saturada (g)	Massa seca (g)	Massa de água (g)	Massa de água + massa seca (g)
100	4110,0	3863,1	246,9	4110,0
90			222,2	4085,3
80			197,5	4060,6
70			172,8	4035,9
60			148,1	4011,2
50			123,5	3986,6
40			98,8	3961,9

Fonte: Autor.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 17 é possível criar uma relação direta entre o teor de umidade e a massa da amostra (massa de água + massa seca). A Figura 68 apresenta a relação linear obtida.

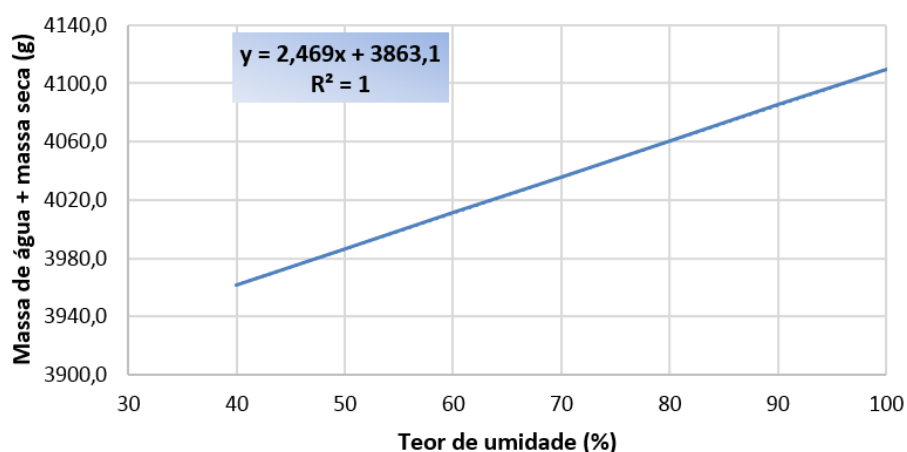


Figura 68 – Massa de água + massa seca X Teor de umidade - Amostra 3.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir da equação gerada pelo gráfico apresentado na Figura 68, foi possível identificar o teor de umidade presente de acordo com as massas medidas. Ainda, a partir do R^2 verifica-se que estatisticamente 100% da variável dependente consegue ser explicada pelos regressores presentes no modelo. A Tabela 18 apresenta os resultados obtidos nas pesagens e nas leituras da resistividade.

Tabela 18 – Resistividade elétrica medida - amostra 3.

Massa (g)	Teor de Umidade (%)	Resistividade ($\Omega.m$)
4108,6	99,43	2062,1
4105,2	98,06	3425,9
4102,5	96,96	3480,5
4098,2	95,22	2705,8
4092,4	92,87	1942,1
4076,2	86,31	1723,9
4067,5	82,79	1483,8
4055,4	77,89	2083,9
4034,8	69,54	3273,2

Fonte: Autor.

Com base nos resultados obtidos da Tabela 16, chegou-se na equação apresentada no gráfico da Figura 69.

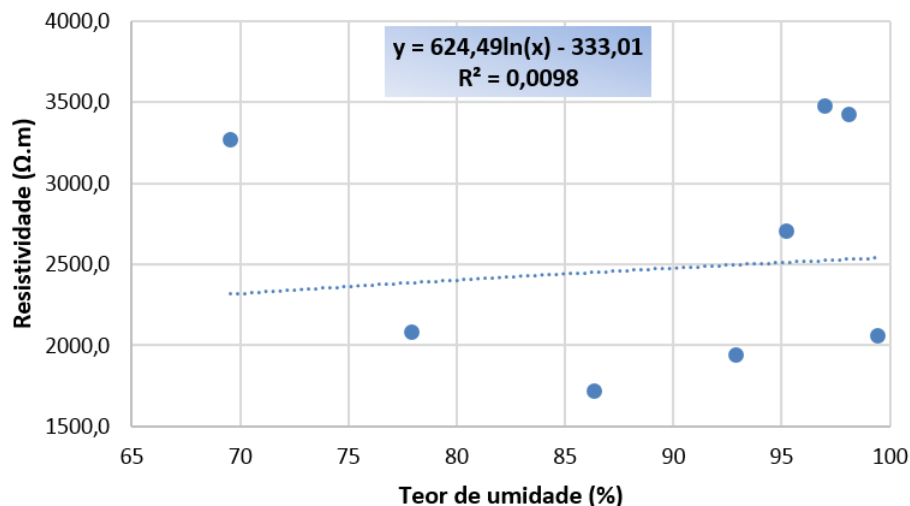


Figura 69 – Resistividade elétrica x Teor de umidade – Amostra 3.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 67, não se verificou uma relação proporcional entre a resistividade e o teor de umidade.

A partir da coleta de dados de resistividade nas 3 amostragens, verificou-se que os resultados obtidos foram controversos com as referências bibliográficas. Helene (1993), Neville (2016) e Barrow (1964), apud Abreu (1998), sinalizam que a resistividade tem uma relação inversa ao teor de umidade, ou seja, quanto maior o teor de umidade menor será a resistividade. Ainda, os resultados obtidos, não apresentaram uma porcentagem confiável quanto as variáveis dependentes do modelo estatístico nas 3 amostragens medidas.

A Tabela 19 apresenta as leituras de resistividade elétrica no início de cada ensaio de resistência ao fogo em suas respectivas idades de cura.

Tabela 19 – Resistividade elétrica nas placas de concreto.

Idade de cura	Resistividade (Ω.m)
7 dias	72,8
14 dias	93,2
28 dias	310,7
56 dias	506,2
84 dias	644,0

Fonte: Autor.

Com o auxílio da Tabela 19 observa-se que a leitura da resistividade nas placas de concreto apresentou resultados coerentes com a bibliografia. Com o aumento das idades de cura há a perda do teor de umidade em função das reações de hidratação da pasta de cimento e também da evaporação da água.

No entanto como os resultados da curva de calibração não foram satisfatórios, indo em desacordo com o referencial apresentado, os modelos propostos não foram utilizados, inviabilizando a medição do teor de umidade pela resistividade.

4.4 LEITURA DA PRESSÃO INTERNA

A Figura 70 apresenta os resultados obtidos no ensaio realizado aos 28 dias de cura, de acordo com a Tabela 20.

Tabela 20 – Pressão interna – ensaio aos 28 dias.

Tempo (min)	Pressão (Pa)		
	Transdutor 1	Transdutor 2	Transdutor 3
0	1,80	-0,09	-0,09
15	1,90	0,42	0,42
24	3,14	0,36	0,36
30	1,88	0,26	0,26
45	1,96	0,63	0,63
60	1,91	0,42	0,42
75	1,95	0,18	0,18
90	1,89	0,47	0,47
105	1,98	0,25	0,25
120	1,42	0,04	0,04
135	1,65	0,12	0,12
150	1,98	0,21	0,21
165	2,08	0,33	0,33
180	2,03	0,15	0,15
195	2,00	-0,16	-0,16
210	1,97	0,20	0,20
225	2,58	-0,17	-0,17
240	1,96	0,15	0,15

Fonte: Autor.

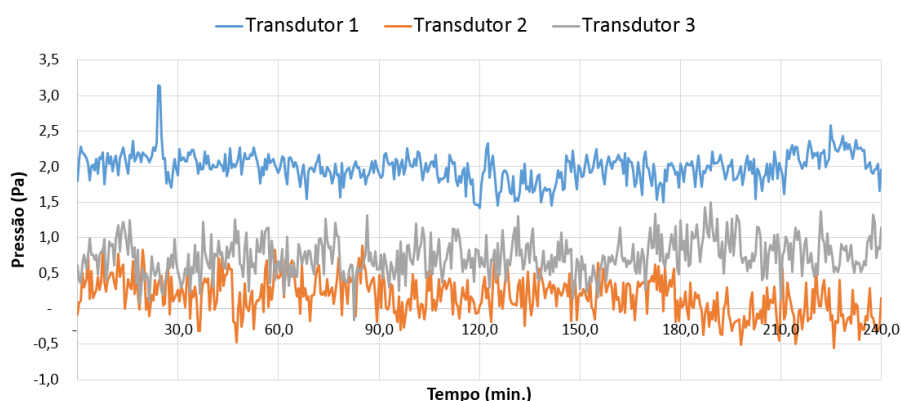


Figura 70 – Leitura da pressão interna. – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 70 percebe-se uma oscilação contínua de pressão em todo período de ensaio, sendo captada pelos 3 transdutores, o que indica que, aos 240min o vapor causou variações de pressão oriundas da água intrínseca presente na amostra.

Ainda, aos 24min, foi captado no transdutor 1, um pico de pressão de 3,1Pa, sendo a máxima leitura realizada na amostra. O posicionamento do tubo hidráulico 1 coincidiu com o deslocamento identificado na placa central. A Figura 71 mostra o posicionamento do tubo.



Figura 71 – Deslocamento e posicionamento dos tubos hidráulicos na placa central – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Há muitos fatores de influência, sendo eles individuais ou combinados, que podem explicar o fenômeno do deslocamento. Nesta amostra, através da coleta dos dados dos transdutores de pressão, fica evidente que as variações das pressões internas, apesar de que pequenas, colaboraram para o deslocamento da amostra.

4.5 ETAPA III

Nesta etapa deu-se a realização da coleta das imagens, bem como a avaliação quanto a área de deslocamento, obtida após cada ensaio de resistência ao fogo.

4.5.1 Imagens após ensaio – amostra com 7 dias de cura

As Figura 72, Figura 73 e Figura 74 mostram as faces expostas ao fogo em cada placa.



Figura 72 – Placa superior – ensaio aos 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 73 – Placa central – ensaio aos 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 74 – Placa inferior – ensaio aos 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após medição, as 3 placas apresentaram área de deslocamento de $1,64\text{m}^2$, o que representa 26,25% da área total da placa exposta ao fogo. A Figura 75 apresenta um comparativo entre a imagem real das placas e uma imagem capturada com a câmera termográfica aos 90min de ensaio.

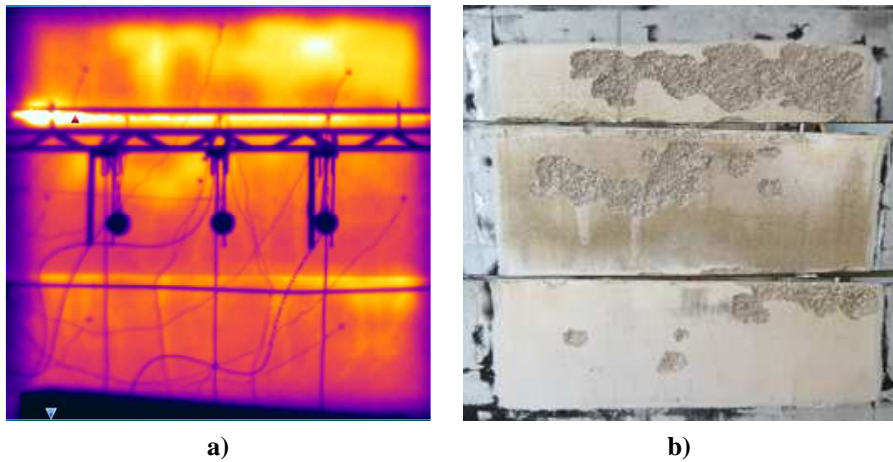


Figura 75 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 7 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 75 é possível visualizar que a partir das imagens da câmera termográfica, onde as áreas em amarelo indicam locais com temperaturas mais elevadas, o mapeamento dos deslocamentos durante o ensaio. Logo, conclui-se que as principais ocorrências do fenômeno aconteceram até os 90min no ensaio realizado aos 7 dias de cura.

4.5.2 Imagens após ensaio – amostra com 14 dias de cura

As Figura 76, Figura 77 e Figura 78 mostram as faces expostas ao fogo em cada placa.



Figura 76 – Placa superior – ensaio aos 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 77 – Placa central – ensaio aos 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 78 – Placa inferior – ensaio aos 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após medição, as 3 placas apresentaram área de deslocamento de 2,72m², o que representa 43,49% da área total da placa exposta ao fogo. Ainda, como evidenciado na Figura

77, na placa central foi possível visualizar a exposição das armaduras. A Figura 79 apresenta um comparativo entre a imagem real das placas e uma imagem capturada com a câmera termográfica aos 90min de ensaio.

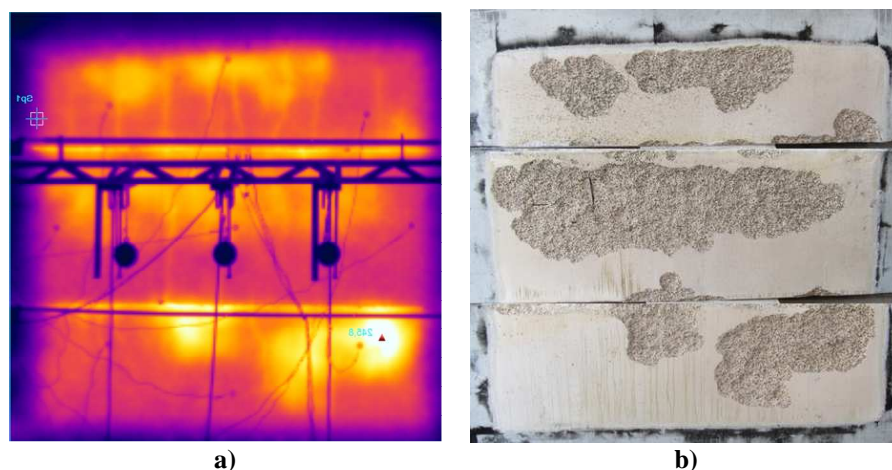


Figura 79 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 14 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 79 é possível visualizar que a partir das imagens da câmera termográfica, o mapeamento dos deslocamentos durante o ensaio. Logo, conclui-se que as principais ocorrências do fenômeno aconteceram até os 90min, no ensaio realizado aos 14 dias de cura.

4.5.3 Imagens após ensaio – amostra com 28 dias de cura

As Figura 76, Figura 77 e Figura 78 mostram as faces expostas ao fogo em cada placa.



Figura 80 – Placa superior – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 81 – Placa central – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 82 – Placa inferior – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após medição, as 3 placas apresentaram área de deslocamento de $0,54\text{m}^2$, o que representa 8,61% da área total da placa exposta ao fogo. Ainda, como evidenciado na Figura 82, na placa inferior foi possível visualizar a exposição das armaduras. A Figura 83 apresenta um comparativo entre a imagem real das placas e uma imagem capturada com a câmera termográfica aos 90min de ensaio.

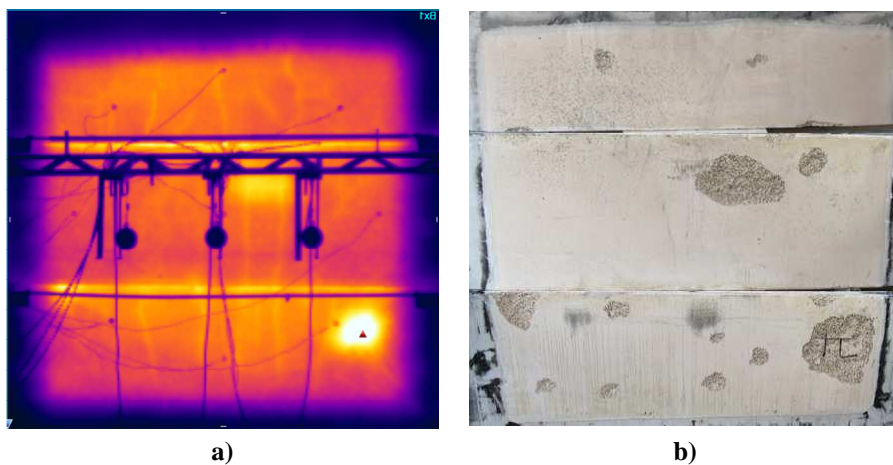


Figura 83 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 28 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 83 é possível visualizar que a partir das imagens da câmera termográfica, o mapeando dos deslocamentos durante o ensaio. Logo, conclui-se que as principais ocorrências do fenômeno aconteceram até os 90min, no ensaio realizado aos 28 dias de cura.

4.5.4 Imagens após ensaio – amostra com 56 dias de cura

As Figura 84, Figura 85 e Figura 86 mostram as faces expostas ao fogo em cada placa.



Figura 84 – Placa superior – ensaio aos 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 85 – Placa central – ensaio aos 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 86 – Placa inferior – ensaio aos 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após medição, as 3 placas apresentaram área de deslocamento de $0,38\text{m}^2$, o que representa 6,07% da área total da placa exposta ao fogo. A Figura 87 apresenta um comparativo entre a imagem real das e uma imagem capturada com a câmera termográfica aos 90min de ensaio.

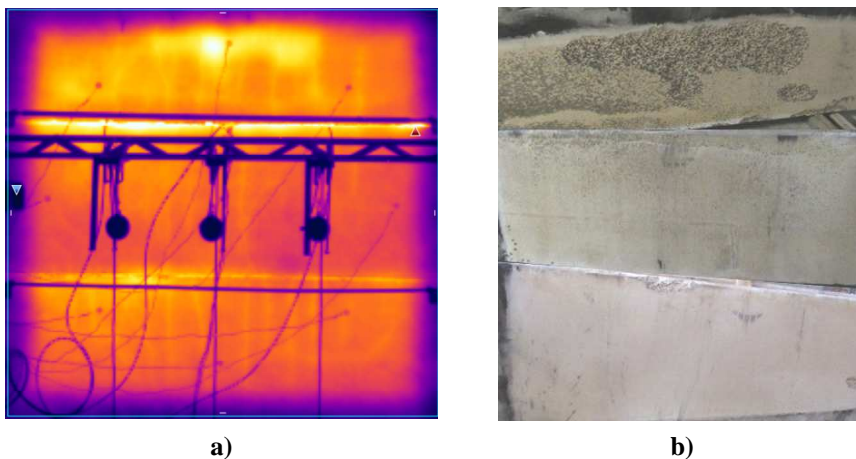


Figura 87 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 56 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 83 é possível visualizar que a partir das imagens da câmera termográfica, o mapeamento dos deslocamentos durante o ensaio. Logo, conclui-se que as principais ocorrências do fenômeno aconteceram até os 90min, no ensaio realizado aos 56 dias de cura.

4.5.5 Imagens após ensaio – amostra com 84 dias de cura

As Figura 88, Figura 89 e Figura 90 mostram a face expostas ao fogo em cada placa.



Figura 88 – Placa superior – ensaio aos 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 89 – Placa central – ensaio aos 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 90 – Placa inferior – ensaio aos 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como evidenciado nas figuras supracitadas, no ensaio com 84 dias de cura a amostra não apresentou deslocamento. Na Figura 91 o comparativo da amostra real com imagem em câmara termográfica.

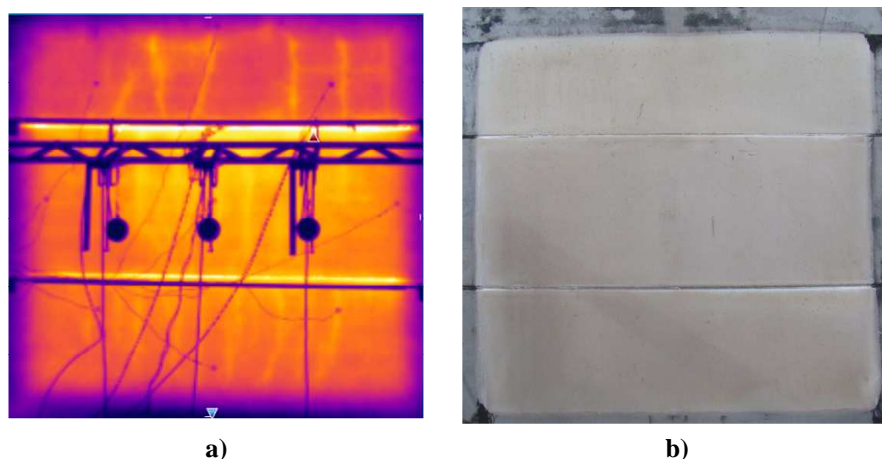


Figura 91 – Comparativo de imagens. a) Câmera termográfica (90min), b) imagem real – ensaio aos 84 dias de cura.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com auxílio da Figura 91, não se identificou o mapeamento de deslocamento.

A Tabela 21 apresenta as áreas de deslocamento obtidas em todos os ensaios, bem como sua representatividade em relação a área de exposição ao fogo das amostras.

Tabela 21 – Áreas de deslocamento.

Idades de cura	Área de deslocamento (m²)	Deslocamento/área de exposição (%)
7 dias	1,64	26,25
14 dias	2,72	43,49
28 dias	0,54	8,61
56 dias	0,38	6,07
84 dias	0,00	0,00

Fonte: Autor.

Com auxílio da Tabela 21 nota-se que o comportamento do deslocamento, nas amostras ensaiadas, tendem a diminuir a partir dos 14 dias de cura, não apresentando deslocamento aos 84 dias.

Como o fenômeno de deslocamento é devido a muitas ações combinadas ou individuais, não se pode afirmar qual a sua causa real. No entanto, a partir dos resultados obtidos, fica evidente que o teor de umidade presente nas placas foi um fator de extrema relevância na ocorrência do fenômeno. Amostras com idades de cura mais elevadas, apresentaram, em função das reações químicas ocorridas e da evaporação de água intrínseca com o aumento das idades de cura, melhores desempenhos, sendo que a partir dos 84 dias de cura, não foi evidenciado deslocamento.

5 CONCLUSÃO

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa, de acordo com o referencial teórico e os dados obtidos no programa experimental.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo geral desta pesquisa foi avaliar a influência do teor de umidade no TRF de placas maciças de concreto armado quando exposto as altas temperaturas. De acordo com os resultados obtidos no programa experimental proposto, conclui-se que a amostra que apresentou melhor desempenho quanto ao TRF, foi a ensaiada aos 84 dias de cura, atingindo a condição limite de isolamento térmico aos 156,9min de ensaio, sendo, portanto, classificada como CF120min ou 240min. Esta amostra apresenta menores teores de umidade, quando comparada à amostra com menores idades de cura. Logo, a influência do teor de umidade na resistência ao fogo, nas amostras ensaiadas, é direta, onde menores teores de umidade presentes em amostras com idades de cura mais elevadas (84 dias) apresentaram melhor desempenho frente às altas temperaturas.

Não foi possível propor uma curva padrão para leitura do teor de umidade em função da resistividade elétrica da forma como foi proposto. No entanto, as leituras de resistividade nas placas de concreto vão de encontro ao que a literatura apresenta, indicando que o aumento das idades de cura propicia a diminuição do teor de umidade presente nas amostras, logo colaborando para melhor desempenho das peças quando expostas ao fogo.

Com base nos resultados obtidos após o ensaio de resistência ao fogo, conclui-se que a probabilidade de ocorrência de deslocamentos diminuiu de acordo com o aumento das idades cura das amostras, sendo que na amostra ensaiada aos 84 dias de cura não foi evidenciado deslocamento.

Com relação a resistência à compressão, verificou-se que a amostra que apresentou maior resistência (75MPa), teve menor deslocamento, o que colaborou para um melhor desempenho frente ao fogo. Esta amostra teve 84 dias de cura.

Desta forma, fica evidente que a idade de cura é um fator determinante no desempenho frente ao fogo em amostras desta característica. Idades de cura mais elevadas, tendem a melhorar o desempenho e diminuir a ocorrência do fenômeno de deslocamento.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados obtidos, identificou-se a necessidade de pesquisas para melhor desenvolvimento dos métodos propostos. Sugere-se para trabalhos futuros:

- aprimorar o método proposto para identificar o teor de umidade em amostras robustas de concreto a partir da resistividade elétrica;
- aprimorar o método para avaliação da pressão interna em concreto submetidos a elevadas temperaturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 248: agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 5739: concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 5738: concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 7117: medição da resistividade e determinação da estratificação do solo**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 10636: paredes divisórias sem função estrutural - Determinação da resistência ao fogo - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1989.

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

_____. **NBR 15575: edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2013.

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

_____. **NBR 15823: concreto autoadensável. Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2013.

ABREU, A.G. **Efeito das adições minerais na resistividade elétrica de concretos convencionais**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ALONSO, M.C. Influence of fire in the damages of concrete in the Windsor building. **Int. Cong. on Fire Safety in tall Buildings**, p.111-127, 2006.

BAZANT, Z. P.; CHERN, J. C. Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete, **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 113, n. 10, pp. 1493–1511, 1987.

BOLINA, F. L. **Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado**. 2016. 170f. Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-graduação em Arquitetura e Urbanismos do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2016.

BRAMESHUBER, W. et al. Non-destructive determination of the water-content in the concrete cover using the multiring-electrode. In: **International Symposium (NDT-CE 2003) Non-Destructive Testing in Civil Engineering.**, 2003.

BRITEZ, C. A.; COSTA, C. N. **Ações do Fogo nas Estruturas de Concreto.** In: ISAIA, G. C. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia.** 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2011. 2v. cap. 29, p. 1029-1068.

CASTILLO, C.; DURRANI, A.J. **Effect of transient high temperature on high-strength concrete.** *ACI Materials Journal*, v. 87, no. 1, p.47-53, 1990.

CASTELLOTE, M., ANDRADE, C. ALONSO, C. Standardization, to reference of 25° C, of Electrical Resistivity for mortars and concretes in saturated or isolated conditions. **ACI Materials Journal.** v. 99, n.2, p. 119-128, 2002.

CHAN, S.Y.N.; PENG, G-F.; ANSOM, M. Fire behavior of high-performance concrete made with sílica fume at various moisture contentes. **ACI Material Journal**, v.96, nº 3, p.405-411, 1999.

CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Instrução Técnica n. 08/2011:** Resistência ao fogo dos elementos de construção. p. 12, 2011.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. - Aspéctos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas. In: **Seminário Internacional NUTAU'2002 - Sustentabilidade, Arquiteutura e Desenho Urbano.** Anais. NUTAU/FAU-USP. São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais. In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5., 2003, São Paulo. **Anais eletrônicos...** São Paulo: EPUSP, 2003. Disponível em: <http://www.lmc.ep.usp.br/grupos/gsi/wp-content/artigos1/Metodo_tabular.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2015.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** 2008. 405 f. Tese (Doutorado em Engenharia) -- Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo (USP).

DWAIKAT, M.; KODUR, V. Fire-induced spalling in reinforced concrete beams. **Proceedings of the ICE - Structures and Buildings**, v. 165, n. 7, p. 347–359, 2012.

DENOËL, J.F. Ir. **Fire Safety and Concrete Structures.** FEBELCEM, 2007.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – state-of-art report.** Lausanne: fib, 2007. 97 f. (Bulletin d'information, 38).

FERREIRA, S.G. Ação de incêndios em estruturas de concreto: conseqüências e recuperação. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ARQUITETURA E PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS, 1998, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 1998.

HARMATHY, T. Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures, **ASTM Journal of Materials**, vol. 5, no. 1, pp. 47 – 74, 1970.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo

HOPE, B.B.; IP,A,K.C.; MANNING, D.G. Corrosion and electrical impedance in concrete. **Cement and Concrete Research**, v.15, n.3, p 525-534, 1985.

HUNKELER, F. The resistivity of pore water solution-a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 381-389, 1996.

JANSSON, R. Fire spalling of concrete: theoretical and experimental studies. 2013.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. Spalling and pore pressure in HPC at high temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 10, p. 1487-1499, 2001.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. 2010. 237 f. Tese (Doutorado em Engenharia) -- Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2010.

KHOURY, G. A. Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. **Magazine of Concrete Research**, UK, v. 44, n. 161, p. 291-309, 1992.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in structural engineering and materials**, New York, v. 2, n. 4, p. 429-447, 2000.

KHOURY, G. A.; MAJORANA, C. E.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B. A. Modelling of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v. 54, n. 2, p. 77-101, Apr. 2002.

KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. M. S. Effect of high temperature creep on the fire response of restrained steel beams. **Material and Structures**, v. 43. p. 1327-1341, 2010.

KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 210 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -- Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2011.

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

MCCARTER, W. J.; FORDE, M. C.; WHITTINGTON, H. W. Resistivity characteristics of concrete. In: **Institution of Civil Engineers, Proceedings, Pt2**. 1981.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MILLARD, S.G. **Reinforced Concrete Resistivity Measurement Techniques**. Institution of Civil Engineers, Part 2: Research and Theory. Proceedings. v 91, n.2, p.71-88, 1991.

McCARTER, W.J, FORDE, M.C., WITTINGTON, H.W. Resistivity characteristic of concrete. Institute of Civil Engineers, Part 2. **Proceedings...** Edinburgh, 1981. v.71. p.107-117.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Porto Alegre: Bookman, 523p. 5ªed. 2016.

PHAN, L. T.; MCALLISTER, T. P.; GROSS, J. L.; HURLEY, M. J. **NIST Technical Note 1681**: best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings. USA: Nat. Inst. Stand. Technol., 2010.

PHAN, L. T. **NISTIR 5934**: Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-art. Maryland: Nat. Inst. Stand. Technol., 1996.

POLDER, R.B. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation. **Construction and Building Materials**, v. 15, p. 125-131, 2001.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering design of structures**. Butterworth-Heinemann, Elsevier, Oxford, UK, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 834**: fire resistance tests – Elements of building construction. Geneva, 2014.

SEITO, A I. et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto, 496p. 2008.

SERCOMBE, J.; GALLE C.; DURAND, S. F., BOUNIL P. On the importance of thermal gradients in the spalling of high-strength concrete. **14th Engineering Mechanics Conference**, Austin, USA, 2000.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher, 2012.

SHUTTLEWORTH, P. Fire performance of concrete for tunnel linings: channel tunnel rail link. London: Rail Link Engineering, 1997. (Technical Report n. 000-RUG-RLEEX-00005-AB).

SANTOS, L. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto**. 161p., 2006. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

SOUZA, A. A. A. **Procedimento para verificação em laboratório da tendência ao deslocamento do concreto em situação de incêndio**. Tese de Doutorado, p-377. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2010.

SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures - a general review. **Fire Safety Journal**, vol. 13, n. 1, pp. 55–68, 1988.

TENCHEV, Rosen T.; PURKISS, Jonh A. **Finite Element Analysis of Coupled Heat and Moisture Transfer in Concrete Subjected to Fire**. Numerical Heat Transfer, Part A: Applications, No. 7. Vol 39. Taylor & Francis Group. Chicago, 2001.

TIPLER, P. A. **Física para cientistas e engenheiros, v.1: mecânica, oscilações e ondas, termodinâmica**. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

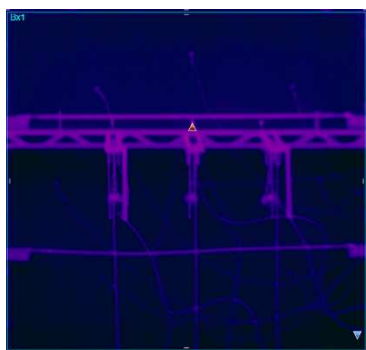
THE CONCENTRE CENTRE. **Concrete and Fire** – using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures. 13 f. Camberley: The Concrete Centre, 2004.

TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. **Concreto autoadensável**. São Paulo: PINI, ed. 2, 2015.

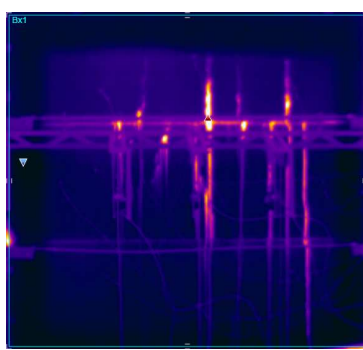
WHITING, D.A.; NAGI, M.A. **Electrical Resistivity of Concrete – A Literature Review**. R&D Serial No. 2457, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 57p, 2003.

ZAGO, C. da S.; MORENO JUNIOR, A. L.; MARIN, M. C. Considerações sobre o desempenho de estruturas de concreto pré-moldado em situação de incêndio. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 15, n. 1, p. 49-61, 2015.

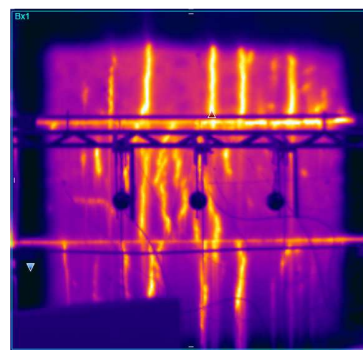
APÊNDICE A – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 7 DIAS DE CURA



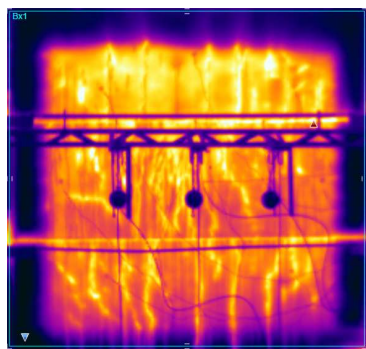
0min
Temp. média face interna: 26°C



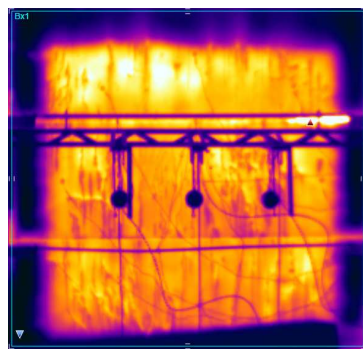
15min
Temp. média face interna: 592°C



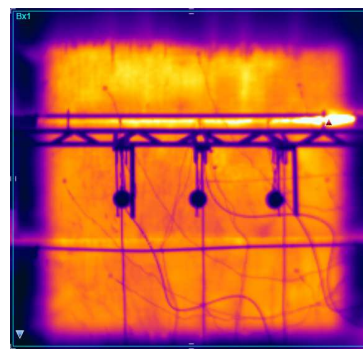
20min
Temp. média face interna: 663°C



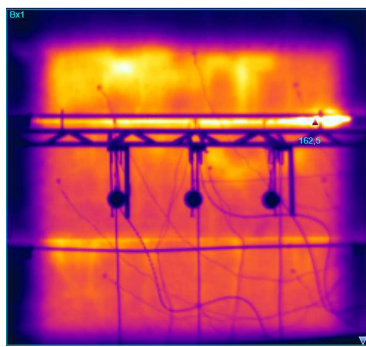
30min
Temp. média face interna: 774°C



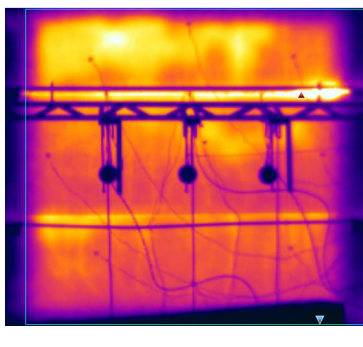
40min
Temp. média face interna: 883°C



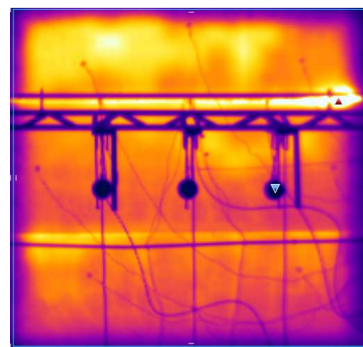
60min
Temp. média face interna: 891°C



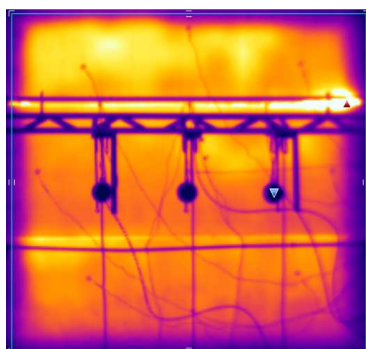
90min
Temp. média face interna: 954°C



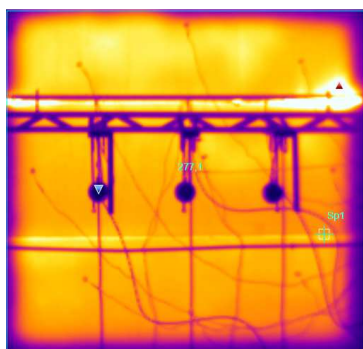
100min
Temp. média face interna: 976°C



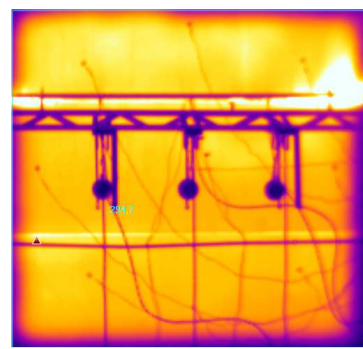
110min
Temp. média face interna: 989°C



120min
Temp. média face interna: 996°C

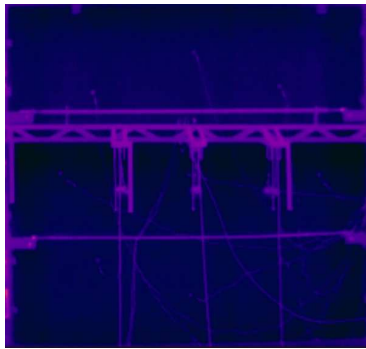


180min
Temp. média face interna: 1059°C

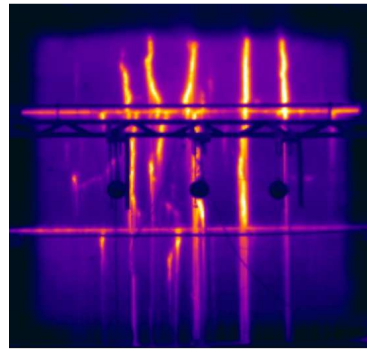


240min
Temp. média face interna: 1110°C

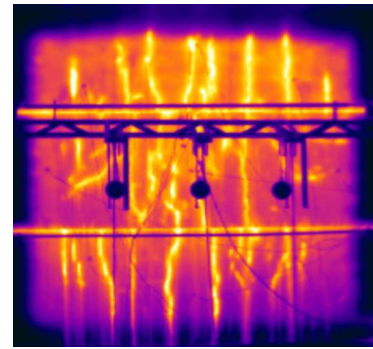
APÊNDICE B – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 14 DIAS DE CURA



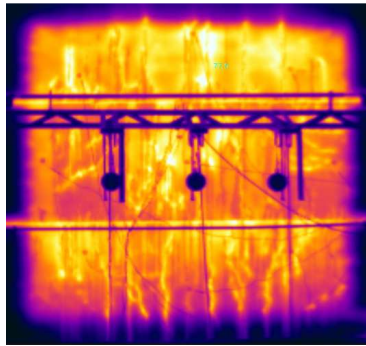
0min
Temp. média face interna: 25°C



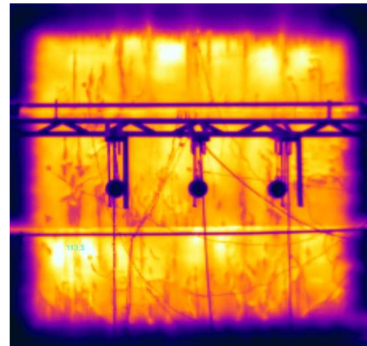
15min
Temp. média face interna: 440°C



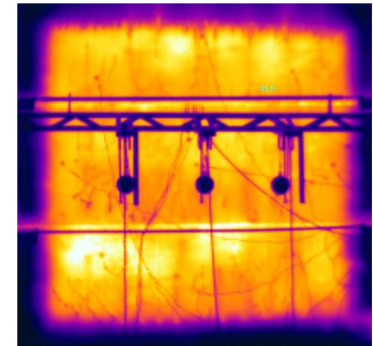
20min
Temp. média face interna: 679°C



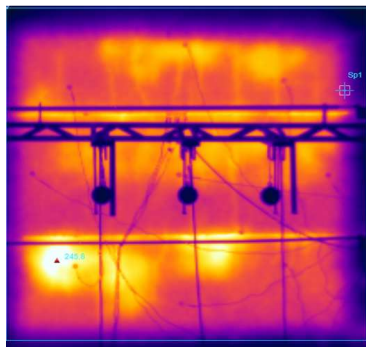
30min
Temp. média face interna: 790°C



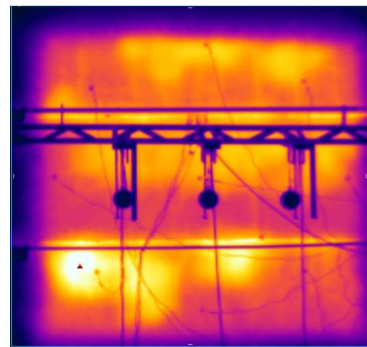
40min
Temp. média face interna: 845°C



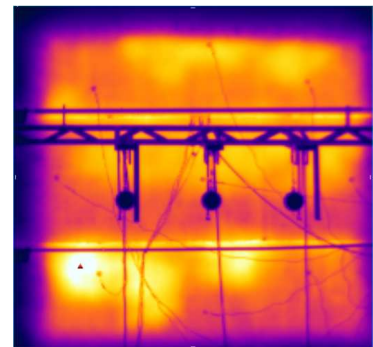
60min
Temp. média face interna: 909°C



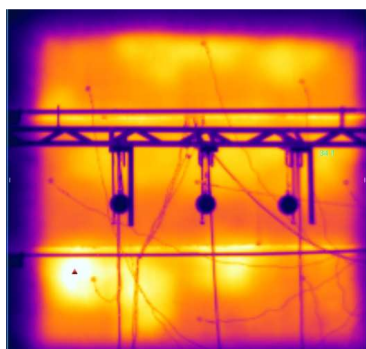
90min
Temp. média face interna: 971°C



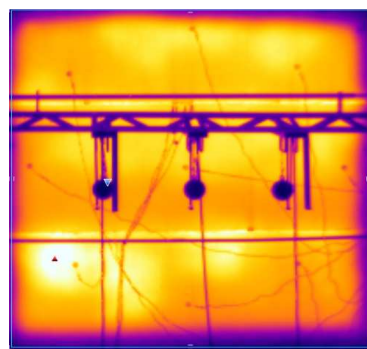
100min
Temp. média face interna: 985°C



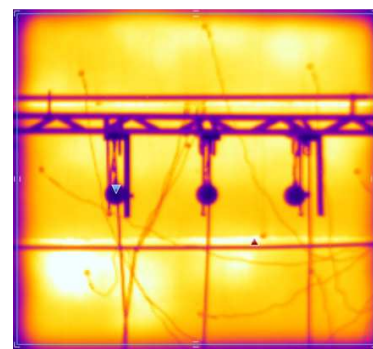
110min
Temp. média face interna: 998°C



120min
Temp. média face interna: 1007°C

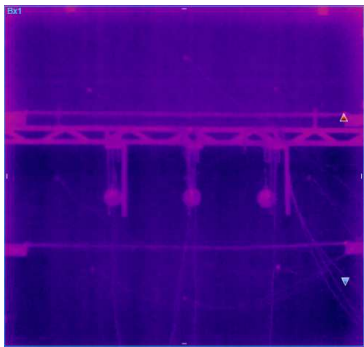


180min
Temp. média face interna: 1068°C

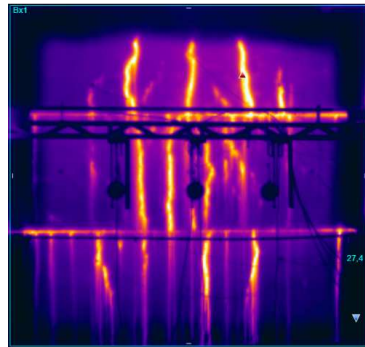


240min
Temp. média face interna: 1114°C

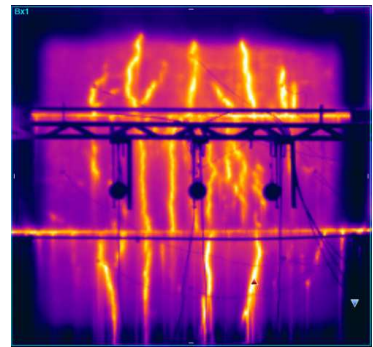
APÊNDICE C – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRÁFICA – ENSAIO AOS 28 DIAS DE CURA



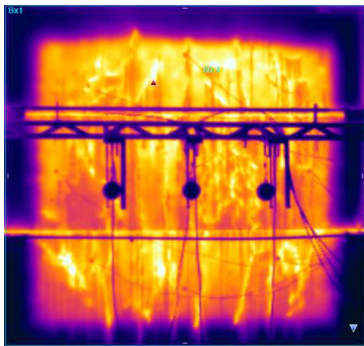
0min
Temp. média face interna: 27°C



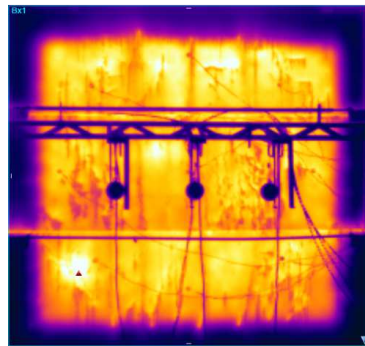
15min
Temp. média face interna: 647°C



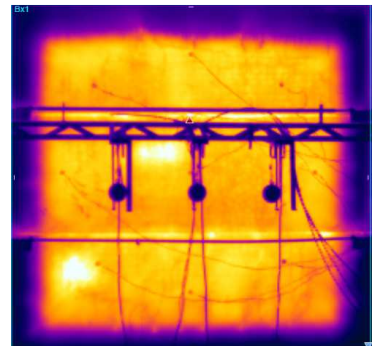
20min
Temp. média face interna: 714°C



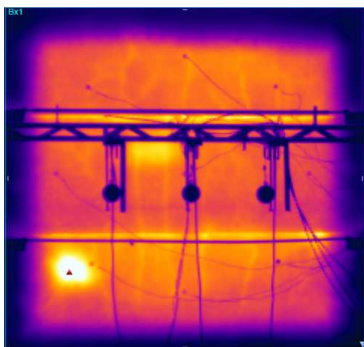
30min
Temp. média face interna: 800°C



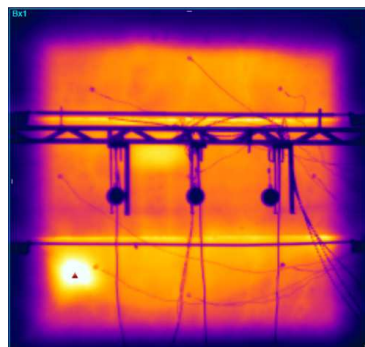
40min
Temp. média face interna: 848°C



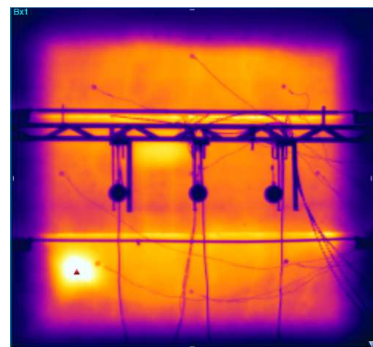
60min
Temp. média face interna: 912°C



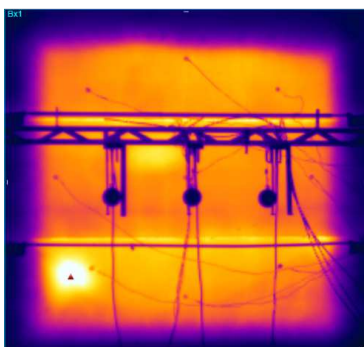
90min
Temp. média face interna: 979°C



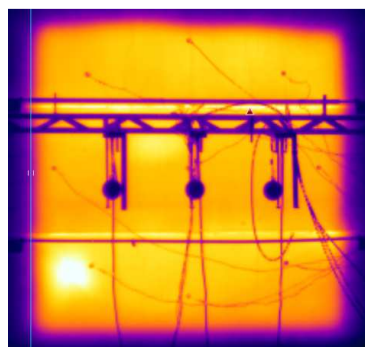
100min
Temp. média face interna: 994°C



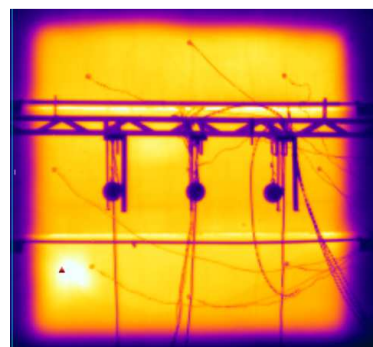
110min
Temp. média face interna: 1010°C



120min
Temp. média face interna: 1014°C

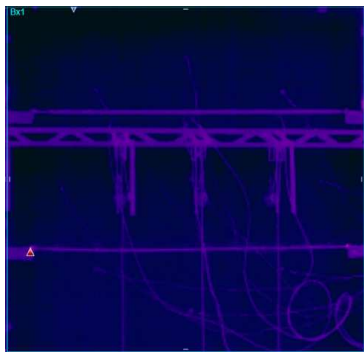


180min
Temp. média face interna: 1069°C

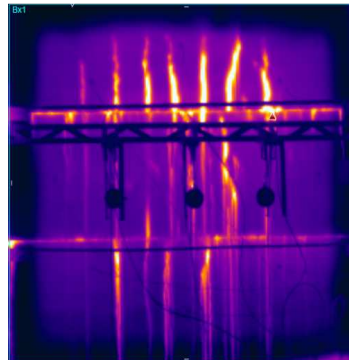


240min
Temp. média face interna: 1116°C

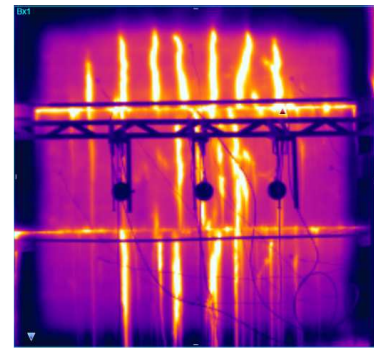
APÊNDICE D – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRAFICA – ENSAIO AOS 56 DIAS DE CURA



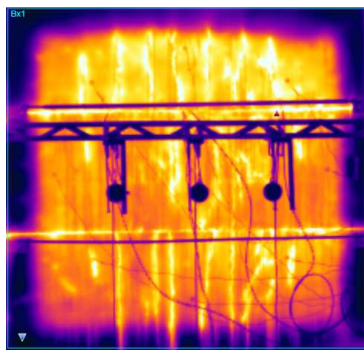
0min
Temp. média face interna: 16°C



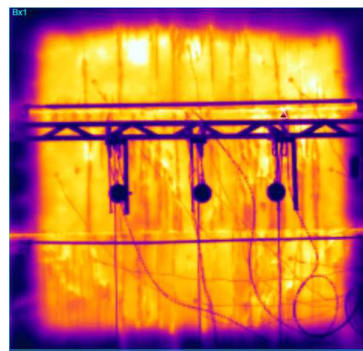
15min
Temp. média face interna: 608°C



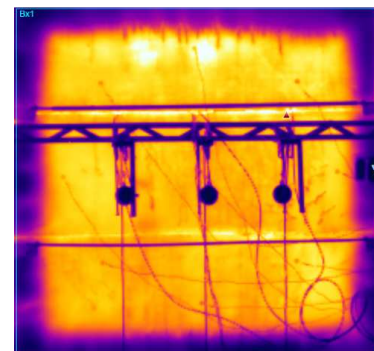
20min
Temp. média face interna: 679°C



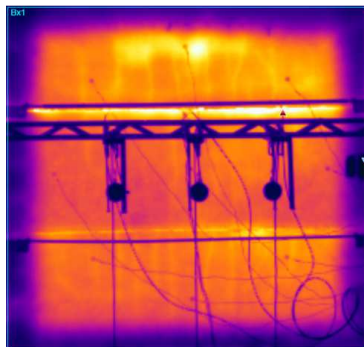
30min
Temp. média face interna: 788°C



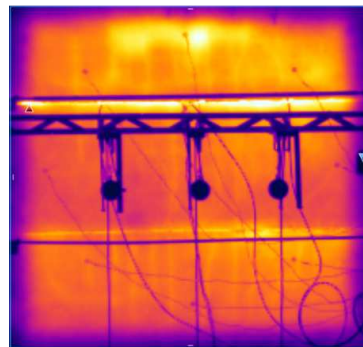
40min
Temp. média face interna: 858°C



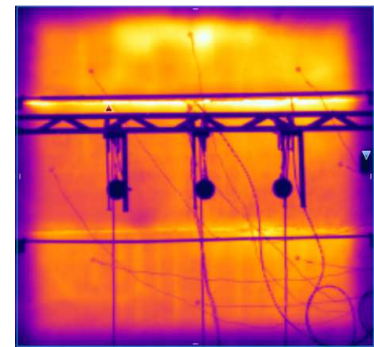
60min
Temp. média face interna: 910°C



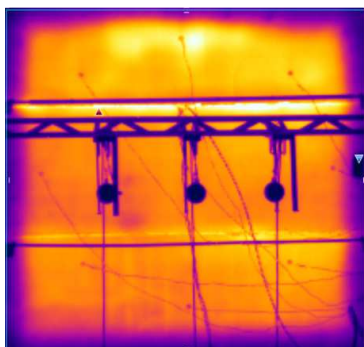
90min
Temp. média face interna: 970°C



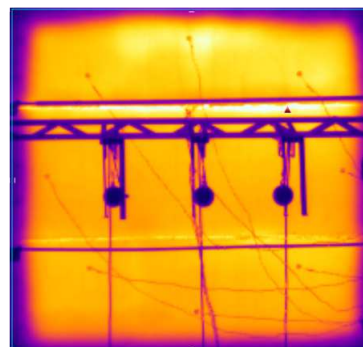
100min
Temp. média face interna: 986°C



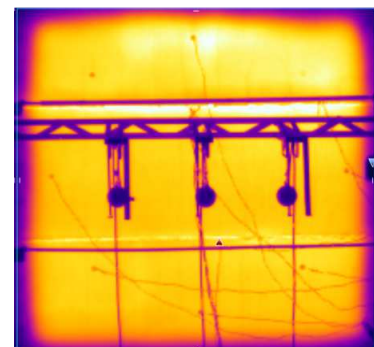
110min
Temp. média face interna: 994°C



120min
Temp. média face interna: 1001°C

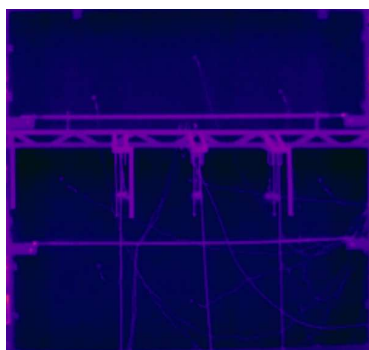


180min
Temp. média face interna: 1056°C

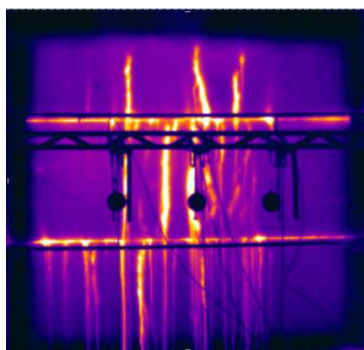


240min
Temp. média face interna: 1103°C

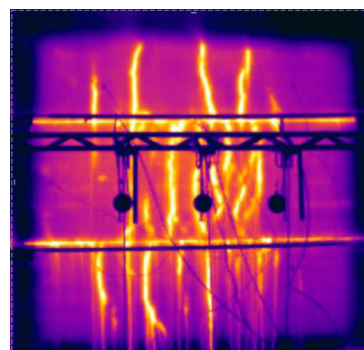
APÊNDICE E – IMAGENS DA CÂMERA TERMOGRÁFICA – ENSAIO AOS 84 DIAS DE CURA



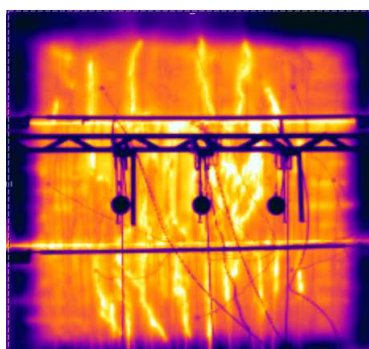
0min
Temp. média face interna: 15°C



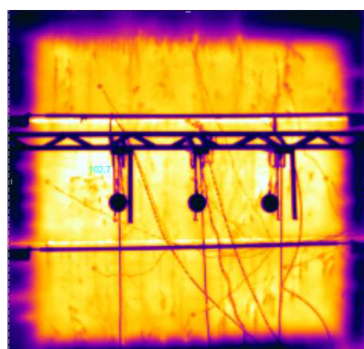
15min
Temp. média face interna: 623°C



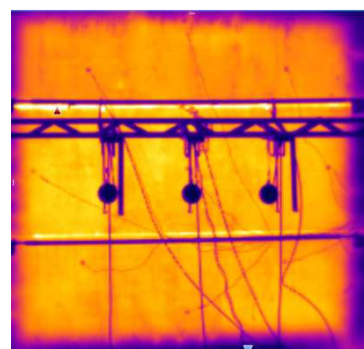
20min
Temp. média face interna: 684°C



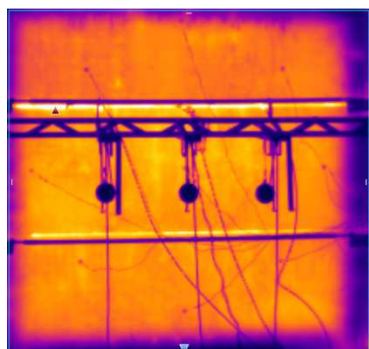
30min
Temp. média face interna: 779°C



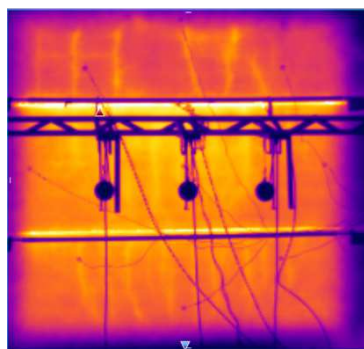
40min
Temp. média face interna: 843°C



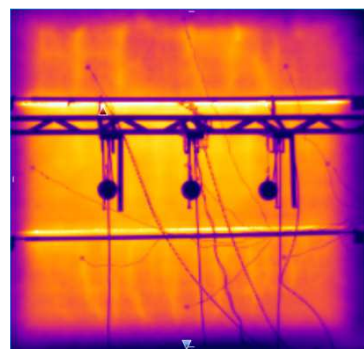
60min
Temp. média face interna: 916°C



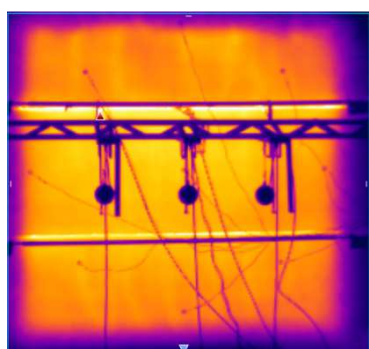
90min
Temp. média face interna: 988°C



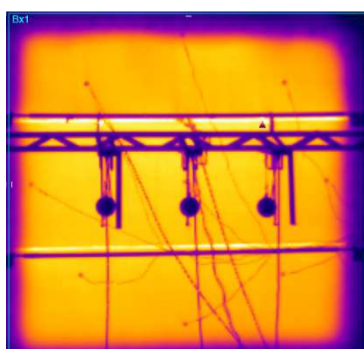
100min
Temp. média face interna: 1001°C



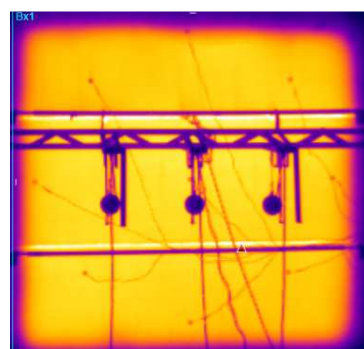
110min
Temp. média face interna: 1020°C



120min
Temp. média face interna: 1034°C



180min
Temp. média face interna: 1052°C



240min
Temp. média face interna: 1095°C

