

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIREÇÃO DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

DENISSON DOS SANTOS SOUZA

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

MONOGRAFIA

.

ARACAJU

2020

DENISSON DOS SANTOS SOUZA

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. MSc. Euler Wagner Freitas
Santos

ARACAJU

2020

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Souza, Denisson dos Santos

S729e Estudo do dimensionamento de estruturas pré-moldadas de concreto armado em situação de incêndio. / Denisson dos Santos Souza. - Aracaju, 2020.

91 f. : il.

Orientador: Euler Wagner Freitas Santos.
Monografia (Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Sergipe, 2020.

1. Estrutura. 2. Pré-moldado. 3. Concreto armado. 4. Incêndio. 5. AltoQi Eberick V10. I. Santos, Euler Wagner Freitas. II. Título.

CDU 62(81)



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
Av. Jorge Amado, 1551 – Loteamento Garcia, Bairro Jardins - CEP 49025-330 – Aracaju/SE
Fone: (79) 3711 1400 – E-mail: reitoria@ifs.edu.br

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia N° 168

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

DENISSON DOS SANTOS SOUZA

Esta monografia foi apresentada às 11h10min do dia 19 de novembro de 2020 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Esp. Gilberto Messias dos Santos
Junior

(IFS – Campus Estância)

Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição

(IFS – Campus Aracaju)

Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas Santos

(IFS – Campus Aracaju)
Orientador

Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa

(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador da COEC

Dedico este trabalho a Deus, à minha família e meus amigos.
Sem eles nada disto seria possível.

AGRADECIMENTOS

Sei que este espaço não será suficiente para expressar toda minha gratidão por todos aqueles que fizeram parte da minha trajetória dentro da graduação ou ao longo de toda a minha vida, nos momentos bons e nos momentos difíceis. Peço desculpas, de antemão, aos que não tiverem o nome aqui lembrado, mas saibam que independente disso foram importantes na minha trajetória.

Agradeço primeiramente a Deus, que de forma singular me conduziu até aqui.

Aos meus pais e irmãos por me incentivarem e me darem forças para enfrentar cada desafio desta minha caminhada.

Ao Prof. MSc. Euler Wagner, meu orientador, por acreditar em mim e me proporcionar um grande aprendizado com sua sabedoria, apoio e paciência ao me conduzir na construção deste trabalho.

Aos queridos professores da COEC por contribuírem de maneira ímpar no meu desenvolvimento pessoal e profissional ao proporcionarem nas aulas, além dos conteúdos das disciplinas, grandes conselhos e histórias de vida.

Aos meus amigos, aqueles que dividiram comigo as preocupações e as coisas boas da graduação. A Amilker e sua incrível habilidade de improviso nos nossos trabalhos e provas. A Gabriel e sua parceria até na data de nascimento. A Geversson e as boas risadas e preocupações divididas ao estudar para as provas. A Lucas por estar comigo desde o TCC 1 dividindo quase que diariamente os desafios que a jornada até a finalização da monografia nos reservou. Vocês são os principais vínculos de amizade que construí ao longo desses 5 anos e que com certeza estarão comigo para a vida toda. A Aron, Daniele, Douglas, Gustavo, Maria e Nivaldo que também são grandes amigos e que fizeram parte das resenhas do dia a dia do curso, deixando as preocupações com as disciplinas mais leves e que também vou levar para o resto da vida.

Ao CAEC, a EMPREENG Jr., a SEMFAZ e a Jotanunes Construtora. Todos foram fundamentais no meu desenvolvimento como pessoa e como profissional. Tudo isso só foi possível graças aos grandes amigos que fiz em cada um desses lugares.

“A menos que modifiquemos a nossa
maneira de pensar, não seremos
capazes de resolver os problemas
causados pela forma como nos
acostumamos a ver o mundo.”
(Albert Einstein)

RESUMO

SOUZA, Denisson dos Santos. **Estudo do Dimensionamento de Estruturas Pré-moldadas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 91f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

Apesar de pouco considerada durante a vida útil de uma edificação, a hipótese de ocorrência de incêndio tem a obrigação de ser verificada durante o projeto de estruturas de concreto armado uma vez que é necessário garantir a segurança de seus usuários. Nesse sentido, o uso de ferramentas computacionais facilitam o processo de dimensionamento e verificação dos requisitos exigidos para a condição de incêndio. Diante disso, o presente trabalho busca avaliar a influência das exigências da verificação de incêndio no dimensionamento de edificações de uso habitacional e comercial em concreto pré-moldado com o auxílio do AltoQi Eberick V10, baseando-se nas prescrições da NBR 15200:2012, da NBR 14432:2001 e NBR 9062:2017; bem como verificar a validade dos resultados fornecidos pelo programa. Assim, foram lançadas nove estruturas fundamentadas num pórtico modelo residencial, diferindo-se entre si apenas quanto a altura total e comprimento dos vãos dos ambientes. Além disso, lançou-se uma edificação comercial proveniente de estudo de caso realizado na cidade de Aracaju/SE. O estudo permitiu validar parte da programação implementada no *software* no que diz respeito a situação de incêndio. Constatou-se que para as estruturas pré-moldadas com vão menor (da ordem de 4,0 m), independente da altura analisada, a espessura da capa da laje é o aspecto mais crítico. Já para as edificações mais altas, independente do vão analisado, o parâmetro que merece mais atenção é o c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas. Além disso, percebeu-se algumas inconsistências na verificação de pilares e lajes alveolares sob a condição de exposição ao fogo.

Palavras-chave: Estrutura pré-moldada. Concreto armado. Situação de incêndio. Verificação.

ABSTRACT

SOUZA, Denisson dos Santos. ***Study of the Dimensioning of Precast Reinforced Concrete Structures in a Fire Situation***. 91f. Monography (Bachelor of Civil Engineering) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

Although little considered during the life of a building, the hypothesis of fire occurrence has the obligation to be verified during the design of reinforced concrete structures since it is necessary to guarantee the safety of its users. In this sense, the use of computational tools facilitates the process of dimensioning and verification of the requirements required for the fire condition. Therefore, the present work seeks to evaluate the influence of fire verification requirements on the dimensioning of buildings for residential and commercial use in precast concrete with the aid of the AltoQi Eberick V10, based on the requirements of NBR 15200:2012, of NBR 14432:2001 and NBR 9062:2017; as well as checking the validity of the results provided by the program. Thus, nine structures were launched based on a residential model portico, differing only in terms of the total height and length of the spaces in the environments. In addition, a commercial building was launched from a case study carried out in the city of Aracaju/SE. The study allowed to validate part of the programming implemented in the software with respect to the fire situation. It was found that for precast structures with a smaller span (in the order of 4.0 m), regardless of the height analyzed, the thickness of the slab cover is the most critical aspect. For the tallest buildings, regardless of the gap analyzed, the parameter that deserves more attention is the c_1 of the joists of the precast slabs. In addition, some inconsistencies were noticed in the verification of pillars and hollow core slabs under the condition of exposure to fire.

Keywords: Pre-molded structure. Reinforced concrete. Fire situation. Verification.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1 – Representação simplificada das transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas	18
Figura 3.2 – Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário em função da temperatura.....	20
Figura 3.3 – Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto.....	22
Figura 3.4 – Calor específico do concreto.....	24
Figura 3.5 – Densidade do concreto aquecido.....	25
Figura 3.6 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	28
Figura 3.7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	30
Figura 3.8 – Redução da resistência do aço armadura ativa em função da temperatura.	31
Figura 3.9 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura.....	32
Figura 3.10 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.	35
Figura 3.11 – Curva temperatura-tempo do incêndio-padrão.....	37
Figura 3.12 – Mecanismos de ruptura em vigas isostáticas e hiperestáticas, respectivamente..	44
Figura 3.13 – Parâmetros para a verificação de vigas no método tabular.....	45
Figura 3.14 – Parâmetros para a verificação de lajes no método tabular.	45
Figura 3.15 – Exemplo de laje alveolar confinada.	49
Figura 3.16 – Parâmetros envolvidos no cálculo do TRF de pilares	51
Figura 4.1 – Planta baixa esquemática do pórtico modelo pré-moldado de menor porte.	60
Figura 4.2 – Vista tridimensional do pórtico modelo pré-moldado de menor porte.	61
Figura 4.3 – Lajota cerâmica utilizada nas laje pré-moldadas das edificações de pequeno porte.	63
Figura 4.4 – Planta baixa esquemática da estrutura pré-moldada de maior porte.....	66
Figura 4.5 – Vista tridimensional do pórtico modelo pré-moldado de maior porte..	66
Figura 4.6 – Representação genérica da seção transversal da laje alveolar LP disponível no <i>software</i>	68
Figura 4.7 – Janela de configuração dos parâmetros de verificação dos elementos estruturais das edificações de menor porte em situação de incêndio (AltoQi Eberick V10, 2018).	70
Figura 4.8 – Janela de configuração dos parâmetros de verificação dos elementos estruturais da edificação de maior porte em situação de incêndio (AltoQi Eberick V10, 2018).....	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores das relações $k_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal entre 2000 e 2800 kg/m ³ preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, respectivamente	19
Tabela 3.2 – Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada	21
Tabela 3.3 – Valor de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva.....	29
Tabela 3.4 – Valores da relação $k_{Es,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$ para aços CA-50 e CA-60	30
Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros para o diagrama tensão-deformação para fios e cordoalhas e para barras da armadura ativa	32
Tabela 3.6 – Valores da relação $k_{p,\theta}=f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para os aços CA-50 e CA-60 em função da temperatura	35
Tabela 3.7 – Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos).....	39
Tabela 3.8 – Classificação das edificações pertencentes aos grupos A e C quanto à sua ocupação	39
Tabela 3.9 – Cargas de incêndio específicas dos Grupos A e C.....	40
Tabela 3.10 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	45
Tabela 3.11 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.....	45
Tabela 3.12 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas	46
Tabela 3.13 – Dimensões mínimas para lajes contínuas	46
Tabela 3.14 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	46
Tabela 3.15 – Características para lajes biapoiadas	47
Tabela 3.16 – Características para lajes contínuas e confinadas	48
Tabela 3.17 – Relação de redução de cortante	49
Tabela 3.18 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	53
Tabela 3.19 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	53
Tabela 3.20 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	54
Tabela 4.1 – Quantidade de pilares, de vigas, de lajes pré-moldadas e área construída das edificações analisadas	61
Tabela 4.2 – TRRFs das edificações de pequeno porte analisadas segundo a ABNT NBR 14432:2001	62
Tabela 4.3 – Diâmetro das armaduras longitudinais, transversais e dos consolos utilizados no pórtico pré-moldado de pequeno porte	64
Tabela 4.4 – Dimensões iniciais das vigas, pilares e capa das lajes e seu padrão de incrementos	65
Tabela 4.5 – Quantidade de pilares, de vigas, de lajes alveolares e área construída da edificação de maior porte.....	67
Tabela 4.6 – Diâmetro das armaduras longitudinais, transversais e dos consolos utilizados no pórtico pré-moldado de maior porte	68
Tabela 4.7– Dimensões das vigas, pilares e lajes alveolares da estrutura pré-moldada de maior porte.....	69
Tabela 5.1 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 4,0 m)...	72
Tabela 5.2 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 4,5 m)...	72

Tabela 5.3 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 5,0 m)...	73
Tabela 5.4 – Valor do c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas com seus respectivos vãos para as estruturas de 5 pavimentos.....	74
Tabela 5.5 – Espessura de capa das lajes pré-moldadas: temperatura ambiente <i>versus</i> situação de incêndio (Vão = 4,0 m)	74
Tabela 5.6 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 3 da edificação com 8,4 m de altura (Vão = 4,0 m)	78
Tabela 5.7 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente da edificação de maior porte.....	78
Tabela 5.8 – Espessura das lajes alveolares LP15 e LP20: temperatura ambiente <i>versus</i> situação de incêndio.....	79
Tabela 5.9 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 1 da edificação de maior porte.....	80
Tabela 5.10 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 2 da edificação de maior porte.....	80
Tabela 5.11 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 3 da edificação de maior porte.....	80
Tabela 5.12 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 4 da edificação de maior porte.....	81
Tabela 5.13 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 5 da edificação de maior porte.....	81

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	17
2.1	OBJETIVOS GERAIS	17
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
3.1	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	18
3.1.1	O Concreto	18
3.1.1.1	Resistência à compressão.....	20
3.1.1.2	Alongamento	23
3.1.1.3	Calor específico	24
3.1.1.4	Condutividade térmica.....	25
3.1.1.5	Densidade	26
3.1.1.6	Lascamento	27
3.1.2	O Aço.....	28
3.1.2.1	Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas.....	28
3.1.2.2	Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura ativa a altas temperaturas	31
3.1.2.3	Valores das resistências de cálculo.....	34
3.1.2.4	Diagrama tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas	34
3.2	A CURVA DE INCÊNDIO-PADRÃO	37
3.3	CLASSIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO FOGO.....	39
3.3.1	Tempo Requerido De Resistência Ao Fogo - TRRF.....	39
3.3.2	Tempo de Resistência Ao Fogo - TRF.....	42
3.4	VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	43
3.4.1	Método Tabular.....	44
3.4.2	Método Analítico Para Pilares.....	51
3.4.3	Método Simplificado De Cálculo	52
3.5	ASPECTOS DE DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014.....	53
3.6	LEGISLAÇÃO E NORMATIZAÇÃO TÉCNICA BRASILEIRAS	56
3.6.1	Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros - ITs	56
3.6.2	ABNT NBR 15200:2012.....	57
3.6.3	ABNT NBR 14432:2001.....	58
3.6.4	ABNT NBR 9062:2017.....	58
3.6.5	Código De Defesa Do Consumidor - CDC.....	59
3.6.6	Quadro Comparativo Das Exigências Normativas	59

4	METODOLOGIA	61
4.1	ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE MENOR PORTE	61
4.2	ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA DE MAIOR PORTE.....	66
4.3	O ALTOQI EBERICK V10	70
5	RESULTADOS.....	73
5.1	ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE MENOR PORTE	73
5.2	ANÁLISE DA ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA DE MAIOR PORTE.....	79
6	CONCLUSÕES	86
	REFERÊNCIAS.....	89

1 INTRODUÇÃO

A hipótese de acontecimento de incêndios costuma ser pouco considerada durante a fase de projeto de edificações em virtude da sua baixa probabilidade de ocorrência. Apesar disso, existem exigências legais e normativas que devem ser levadas em consideração, tais como as Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros (ITs) de cada estado, a ABNT NBR 15200:2012 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio), a ABNT NBR 14432:2001 (Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento); a ABNT NBR 9062:2017 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) que enfatiza sobre o dimensionamento para a situação de incêndio; além do Código de Defesa do Consumidor (CDC) que exige obediência às normas da ABNT.

Em função de haver diversas formas de se ocasionar um incêndio, sejam elas acidentais ou não, é imprescindível que sejam tomadas atitudes que visem preservar a segurança dos edifícios e, fundamentalmente, dos seus ocupantes. Sem os cuidados e precauções corretas a ocorrência do incêndio em edificações pode trazer consequências fatais aos seus usuários. A preocupação com essa temática evoluiu ao longo da história à medida que grandes incêndios aconteceram e marcaram negativamente suas respectivas épocas.

Desde os tempos antigos, como em Roma (64 d.C.) e Londres (1666), as consequências desastrosas causadas por grandes incêndios puderam ser sentidas, uma vez que houve facilidade na propagação do fogo em virtude de, na época, as duas cidades possuírem ruas estreitas e residências de madeira. Entretanto, somente após o grande incêndio urbano de Chicago (1871) com suas edificações também em estruturas de madeira, que na ocasião resultou em mais de 300 mortes, houve, de fato, em termos globais o início da construção de medidas e ferramentas com o intuito de promover a segurança quando da existência de eventuais sinistros com fogo. A medida em questão foi o lançamento do primeiro Handbook (1896) nos Estados Unidos, porém este teve como único objetivo fornecer diretrizes quanto a segurança contra incêndio das propriedades visando facilitar o trabalho dos inspetores das companhias de seguro, sem haver menção quanto à proteção das vidas humanas (SILVA, 2016, p. 11-12).

O lançamento do Handbook, na época, foi uma importante providência em termos do que se tinha disponível para segurança contra incêndio, todavia não impediu outros acontecimentos, como os de quatro grandes incêndios que se tornaram o divisor de águas da segurança contra incêndio, por resultarem em centenas de mortes: o do Teatro Iroquois, em Chicago (1903); o do Opera Rhoads, na Pensilvânia (1908); o da Lake View Elementary School, em Ohio (1908); e da Triangle Shirtwaist Company, em Nova York (1911). O último destes grandes incêndios foi o responsável por reformular as medidas de segurança dos manuais anteriores, dando origem a quinta edição do Manual de proteção contra incêndios (Fire Protection Handbook) da National Fire Protection Association (NFPA). Edição esta que ficou notadamente preocupada também com o aspecto humano da segurança contra incêndio em edificações (SILVA, 2016, p. 12-13).

No Brasil, a preocupação com o tema só se deu após a ocorrência de dois incêndios emblemáticos na década de 1970: o do edifício Andraus (1972) e do edifício Joelma (1974), ambos com estruturas de concreto armado e situados em São Paulo, ocasionando, juntos, mais de 800 vítimas, entre mortos e feridos. A reformulação das medidas de segurança proporcionadas por esses incêndios possibilitou a concepção de leis e normas técnicas específicas (ZAGO; MORENO JUNIOR; MARIN, 2015, p. 50).

Outro caso mais recente de incêndio em edificações de concreto armado, o do edifício Wilton Paes de Almeida (2018) em São Paulo, chamou atenção pela rapidez com que sua estrutura entrou em colapso. Após cerca de apenas 80 minutos de incêndio o prédio desabou, o que levanta a possibilidade de possíveis fragilidades ocorridas durante sua fase de projeto (HELENE *et al.*, 2019, p. 30). Por isso, como bem destaca Silva (2018, p. 19) “o Brasil precisa de mais pesquisadores na área de concreto em incêndio, que se voltem para as necessidades de projeto”.

Apesar das estruturas de concreto, de um modo geral, necessitarem de atenção quanto ao seu dimensionamento na fase de projeto, é importante destacar que as estruturas de concreto pré-moldado merecem uma atenção especial. A formação de um único nó plástico numa peça pré-moldada, devido à baixa capacidade de redistribuição de esforços de suas ligações quando submetidos à elevadas temperaturas, é capaz de causar a ruína de toda a edificação bem como as deformações geradas pela dilatação térmica, por suscitarem excentricidades de carregamentos e deslocamento de apoios, podem ocasionar a degradação total do

sistema estrutural pré-moldado. Prova disso foi o incêndio do edifício da tecelagem Zêlo (1995) em São Paulo, onde sua ampla estrutura de concreto pré-moldado entrou em colapso culminando no seu desabamento (BERTO & OLIVEIRA, 2018, p. 26-27).

Assim, “em virtude da escassez de trabalhos específicos que envolvam o concreto pré-moldado, destaca-se a importância da realização de estudos sobre o tema” (ZAGO; MORENO JUNIOR; MARIN, 2015, p. 50). Nessa perspectiva, o presente trabalho visa estudar a impacto da verificação de incêndio no dimensionamento estrutural de edificações de uso habitacional e comercial pré-moldadas de concreto com o auxílio do *software* AltoQi Eberick V10 disponibilizado pela Coordenação de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju, ferramenta computacional largamente utilizada no país por profissionais para fins de elaboração de projetos estruturais.

Para atingir os objetivos deste estudo, foram analisadas diferentes estruturas pré-moldadas residenciais de concreto (menor porte) baseadas em um pórtico modelo. Além disso, realizou-se também a análise para o modelo estrutural pré-moldado de um galpão comercial (maior porte) do estudo de caso de Alves (2017).

2 OBJETIVOS

Os objetivos gerais e específicos deste estudo estão apresentados a seguir.

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Contribuir com o estudo da influência das exigências normativas na verificação de incêndio no dimensionamento de edificações habitacionais e comerciais em concreto pré-moldado;

Contribuir com a avaliação de ferramentas computacionais voltadas ao dimensionamento de elementos estruturais para a condição de incêndio, especialmente para estruturas pré-moldadas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Verificar o grau de alterações necessárias nas dimensões dos elementos estruturais, causado por conta das exigências da situação de incêndio, nas edificações pré-moldadas aqui estudadas, desconsiderando cobrimentos provenientes de revestimento;

Avaliar a validade dos resultados fornecidos pelo *software* AltoQi Eberick V10 no dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado pré-moldado para a condição de incêndio com base no que prescrevem a NBR 15200:2012, a NBR 14432:2001 e a NBR 9062:2017;

Identificar e apontar uma estimativa do nível de ajustes necessários mediante verificação de incêndio, tanto para elementos estruturais de edificações residenciais quanto para comerciais.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para compreender melhor a necessidade de estudos acerca das estruturas constituídas por concreto armado quando expostas ao fogo é necessário o conhecimento de conceitos que são fundamentais sob esta ótica. Entender o comportamento dos materiais quando submetidos a temperaturas elevadas auxilia na compreensão da importância da utilização de normas, instruções técnicas e demais tipos de documentos regulamentadores que visam garantir a segurança durante a ocorrência do sinistro com fogo numa edificação. A fim de embasar o estudo proposto por este trabalho, neste capítulo estão apresentados conceitos e recomendações técnicas fundamentais para a análise e desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto, sobretudo pré-moldadas, tendo em vista o atendimento aos requisitos de segurança quando sujeitas a altas temperaturas.

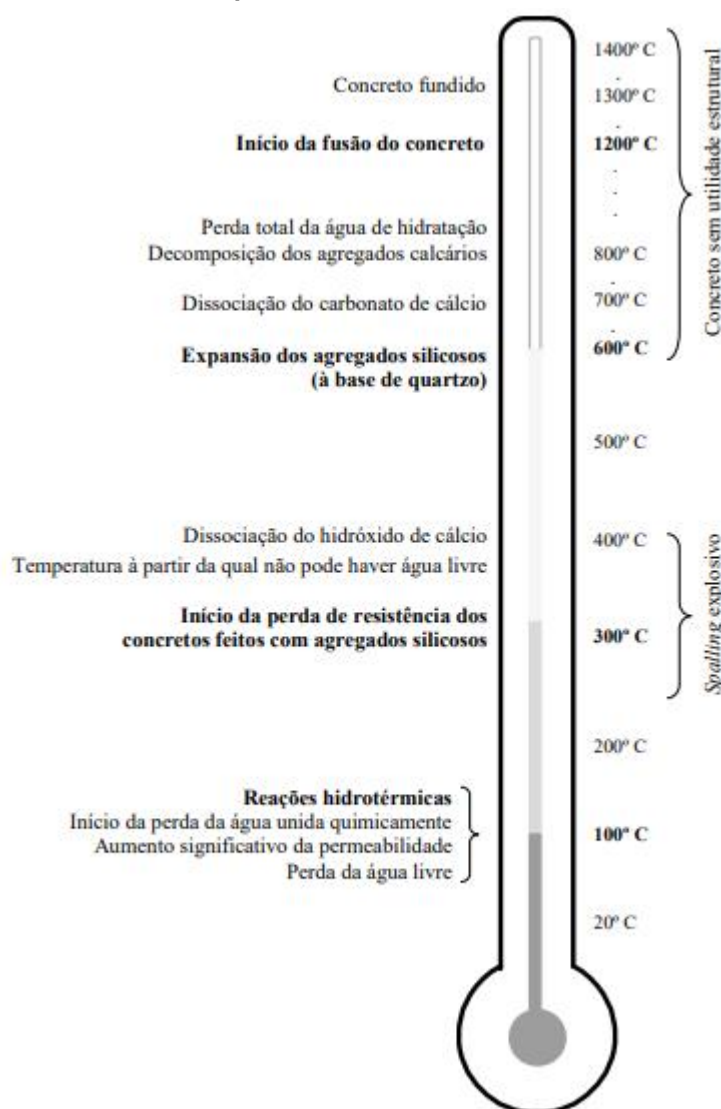
3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nesta seção tem-se uma abordagem a respeito das propriedades do concreto e aço estruturais, relevantes para análises dentro da condição de exposição a temperaturas elevadas em virtude da situação de incêndio.

3.1.1 O Concreto

O concreto, quando submetido a altas temperaturas, sofre alterações físico-químicas em suas propriedades, podendo elas ser reversíveis ou não a depender da magnitude das temperaturas atingidas. E, as consequências trazidas por esse aquecimento podem ocasionar, posteriormente, a perda de capacidade resistente da estrutura (KLEIN JÚNIOR, 2011). Simplificadamente, as transformações físico-químicas anteriormente mencionadas do concreto encontram-se ilustradas esquematicamente na figura 3.1.

Figura 3.1 – Representação simplificada das transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas



Fonte: KHOURY (2000b *apud* KLEIN JÚNIOR, 2011)

Segundo Fletcher *et al.* (2007 *apud* KLEIN JÚNIOR, 2011) as alterações físicas e químicas que ocorrem no concreto durante o seu aquecimento o levam a sofrer uma redução de resistência à compressão. Sendo que, para concretos com agregados calcários, a temperatura crítica é de 660°C para a diminuição da sua resistência à compressão, enquanto para concretos com agregados silicosos a temperatura de 430°C já é suficiente para a ocorrência de perdas de resistência à compressão.

As prescrições a serem observadas quanto às propriedades do concreto em situação de incêndio são abordadas pela ABNT NBR 15200:2012, tanto mecânicas quanto térmicas. No presente trabalho essas propriedades são apresentadas da seção 3.1.1.1 a 3.1.1.5. Na seção 3.1.1.6 foi abordado o fenômeno de lascamento do concreto, consequência do seu aumento progressivo de temperatura.

3.1.1.1 Resistência à compressão

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012 a redução da resistência à compressão do concreto quando sujeito à altas temperaturas é obtida a partir da equação 3.1.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} * f_{ck} \quad (\text{eq. 3.1})$$

Onde:

- $f_{c,\theta}$ – é a resistência à compressão do concreto à temperatura θ [MPa];
- $k_{c,\theta}$ – é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ [adimensional];
- f_{ck} – é a resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente [MPa].

O fator de redução $k_{c,\theta}$ depende do tipo de agregado utilizado no concreto. Como já mencionado anteriormente, os concretos que possuem em sua composição agregados silicosos têm um pior comportamento em exposição ao fogo se comparado ao calcário, por exemplo. A tabela 3.1 fornece os valores de $k_{c,\theta}$ para concretos preparados com agregados silicosos e calcários, conforme ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 parte 1-2 (2004), respectivamente. Caso haja a necessidade de utilizar valores de temperatura intermediários, pode-se fazer interpolação linear.

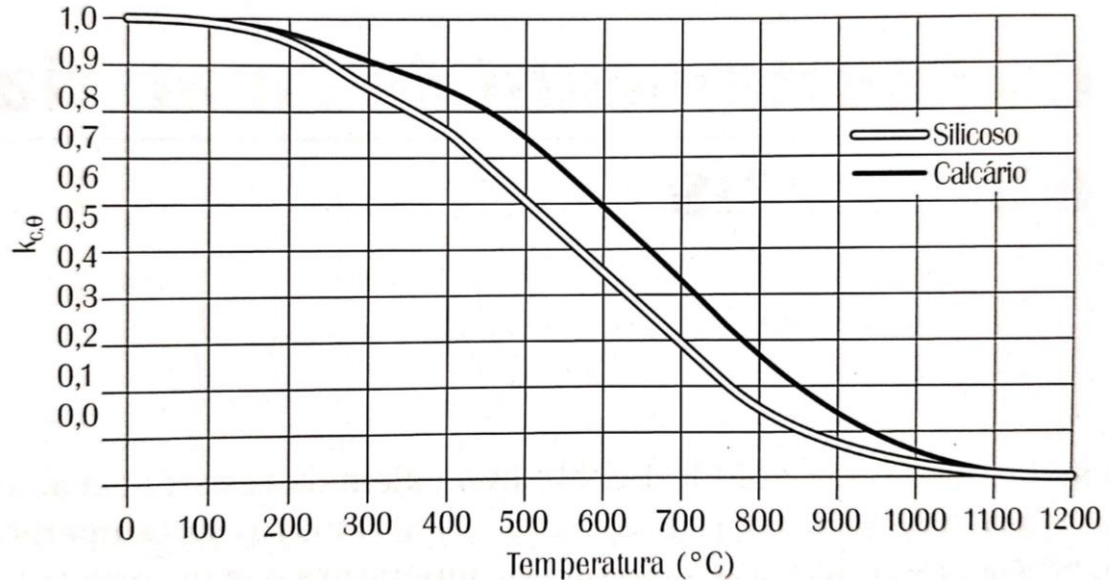
Tabela 3.1 – Valores das relações $k_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal entre 2000 e 2800 kg/m³ preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, respectivamente

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	
	Agregado silicosos	Agregados calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fontes: ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 parte 1-2 (2004)

Na figura 3.2, estão representados graficamente os fatores de redução da resistência em função da temperatura.

Figura 3.2 – Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário em função da temperatura



Fonte: SILVA (2016, p. 42)

Conhecendo-se o valor de resistência à compressão do concreto à temperatura θ é possível obter a resistência de cálculo do concreto na condição de incêndio através da equação 3.2 fornecida pela ABNT NBR 15200:2012.

$$f_{cd,\theta} = f_{ck,\theta} / \gamma_m \quad (\text{eq. 3.2})$$

Na qual:

- $f_{cd,\theta}$ – é a resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura θ [MPa];
- $f_{ck,\theta}$ – é a resistência à compressão do concreto na temperatura θ [MPa];
- γ_m – é o fator de redução da resistência do concreto, admitido como sendo igual a 1 [adimensional].

O coeficiente de ponderação γ_m tem seu valor adotado como sendo unitário em face da consideração de que é improvável que as temperaturas atingidas num incêndio ocorram durante longos períodos de tempo sobre a estrutura e, portanto, não fazendo-se necessário minorar a sua resistência. Porém, Souza e Silva (2015, p. 122) consideram que “apesar de o incêndio ser uma ação excepcional e de curta duração, o mesmo pode ocorrer após longo período de vida da edificação, quando boa parte da fluência do concreto já ocorreu”.

Segundo a ABNT NBR 15200:2012 o diagrama de tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas é construído a partir da equação 3.3.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} * 3 * (\epsilon_{c,\theta} / \epsilon_{c1,\theta}) / (2 + (\epsilon_{c,\theta} / \epsilon_{c1,\theta})^3) \quad (\text{eq. 3.3})$$

Sendo:

- $\sigma_{c,\theta}$ – é o valor da tensão de compressão no concreto à temperatura θ [MPa];
- $f_{c,\theta}$ – é a resistência à compressão do concreto à temperatura θ [MPa];
- $\epsilon_{c,\theta}$ – é a deformação linear específica do concreto para a temperatura θ [adimensional];
- $\epsilon_{c1,\theta}$ – é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura θ [adimensional].

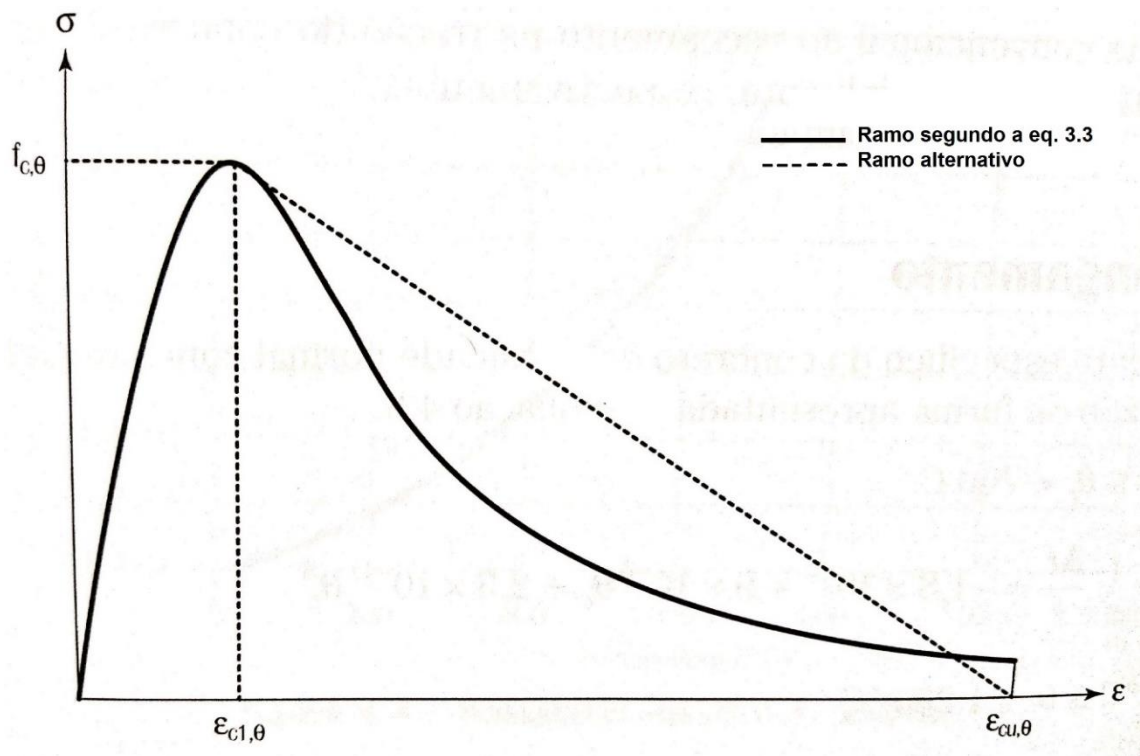
A equação 3.3 pode ser usada para modelar tanto o ramo ascendente quanto o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas, contudo, para fins de simplificação do diagrama tensão-deformação, permite-se que para o ramo descendente seja adotada uma linha reta alternativa que ligue as tensões correspondentes às deformações $\epsilon_{c1,\theta}$ e $\epsilon_{cu,\theta}$ (deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ) de acordo com os valores contidos na tabela 3.2. Cabe salientar que os valores de $\epsilon_{c1,\theta}$ apresentados na tabela 3.2 são fornecidos pela ABNT NBR 15200:2012 e baseiam-se em uma versão desatualizada do Eurocode 2, fazendo-se necessário a sua atualização. A figura 3.3 traz a representação do diagrama tensão-deformação do concreto com as duas possibilidades de ramo descendente (SILVA, 2016, p. 44).

Tabela 3.2 – Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada

θ (°C)	$\epsilon_{c1,\theta}$ (%)	$\epsilon_{cu,\theta}$ (%)
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Figura 3.3 – Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: Adaptada de SILVA (2016, p. 45)

3.1.1.2 Alongamento

O alongamento específico do concreto de densidade normal com agregados silicosos é obtido, segundo a ABNT NBR 15200:2012, através das equação 3.4 e 3.5, dependendo do intervalo de temperatura analisado.

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.4)}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3} \text{ para } 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.5)}$$

Em que:

- l – é o comprimento da peça de concreto a 20°C [m];
- Δl – é o alongamento do elemento de concreto provocado pela temperatura [m];
- θ_c – é a temperatura do concreto [$^\circ\text{C}$].

A ABNT NBR 15200:2012 não faz menção ao alongamento específico para concretos com agregados calcários. Segundo Costa (2008), para concretos com agregados calcários, o alongamento específico deve ser calculado através das equações 3.6 e 3.7.

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta_c + 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.6)}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \times 10^{-3} \text{ para } 805^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.7)}$$

De maneira simplificada, a ABNT NBR 15200:2012 permite que o alongamento específico do concreto seja calculado por meio da equação 3.8.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3} (\theta_c - 20) \text{ (eq. 3.8)}$$

Quando submetido a altas temperaturas, acima de 300°C , o concreto pode se deformar mais que o aço (COSTA, 2008).

3.1.1.3 Calor específico

Segundo as prescrições da ABNT NBR 15200:2012, o calor específico $c_p(\theta)$ do concreto seco (umidade = 0%) produzido com agregados silicosos ou calcários é determinado utilizando as equações 3.9 a 3.12.

$$c_p(\theta) = 900 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.9)}$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.10)}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.11)}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \text{ (eq. 3.12)}$$

Onde:

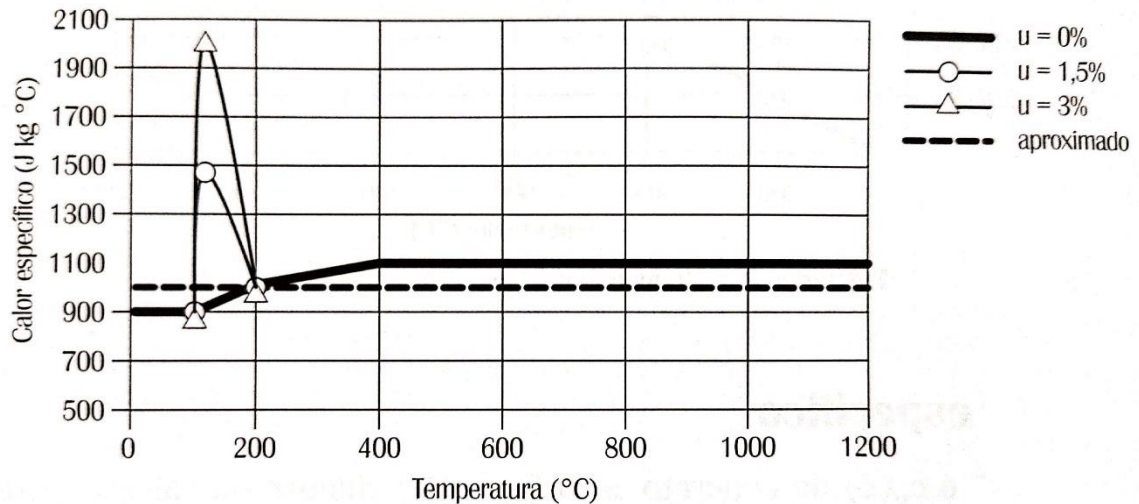
- $c_p(\theta)$ – é o calor específico do concreto à temperatura θ [J/kg $^\circ\text{C}$].

O concreto se mostra bem mais suscetível a influência no seu calor específico em termos de umidade, principalmente em temperaturas inferiores a 200°C , do que pelo tipo de agregado utilizado em sua composição. Com base na ABNT NBR 15200:2012, quando a umidade não for considerada de maneira explícita, a função do calor específico para concretos, seja com agregados calcários ou silicosos, pode ser modelada por um valor constante de pico ($c_{p,\text{top}}$) situado entre 100°C e 115°C com decréscimo linear entre 115°C e 200°C (BERNHART, 2004 *apud* ALBUQUERQUE, 2012, p. 51).

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, para os valores de umidade em peso de $u = 0\%$, $u = 1,5\%$ e $u = 3,0\%$, os calores específicos de pico ($c_{p,\text{top}}$) correspondem, respectivamente, a 900, 1470 e 2020 J/kg $^\circ\text{C}$. Para análises térmicas simplificadas, pode-se considerar que o calor específico de pico ($c_{p,\text{top}}$) do concreto é constante e igual a 1000 J/kg $^\circ\text{C}$, independe da temperatura estudada. A variação do calor

específico do concreto em função da temperatura, incluindo a aproximação feita por simplificação, está ilustrada na figura 3.4.

Figura 3.4 – Calor específico do concreto



Fonte: SILVA (2016, p. 45)

Os valores de pico da figura 3.4 referem-se à quantidade de energia térmica fundamental para que a água livre da pasta de cimento se evapore (ALBUQUERQUE, 2012, p. 51).

3.1.1.4 Condutividade térmica

A condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário, segundo a ABNT 15200:2012, para temperaturas de $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$ pode ser determinado a partir da equação 3.13.

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{eq. 3.13})$$

Na qual:

- λ – é a condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário a temperatura θ_c [W/m °C].

“A condutividade térmica do concreto reduz com o aumento de temperatura. Ela está diretamente relacionada ao tipo de agregados, que constituem cerca de 70% do concreto endurecido, mas também é influenciada pela porosidade da pasta de cimento.” (CALLISTER Júnior, 2002 *apud* COSTA, 2008, p. 151-152).

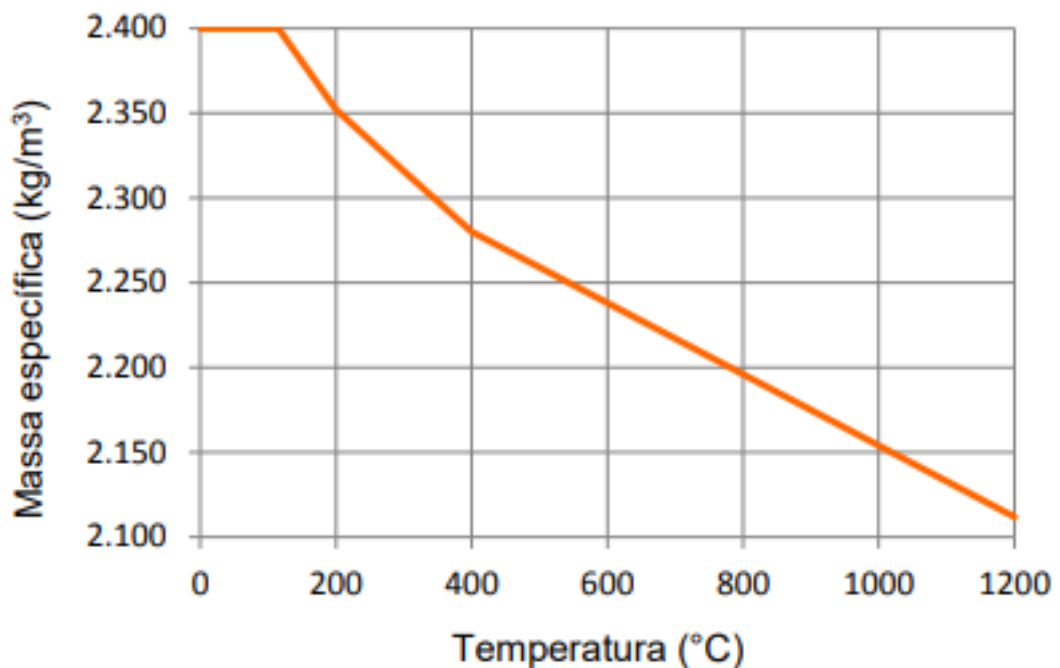
De acordo com Costa (2008), no Brasil não existe nenhum tipo de regulamentação que defina os valores de condutividade que o concreto deve apresentar quando exposto a altas temperaturas.

A ABNT NBR 15200:2012 permite ainda que seja adotado de maneira simplista que o valor da condutividade térmica do concreto seja constante e equivalente a 1,3 W/m °C.

3.1.1.5 Densidade

A densidade (massa específica) do concreto é influenciada pelos agregados que o compõem e pelo seu teor de umidade, quando o intervalo de temperatura analisado for de $20\text{ °C} \leq \theta \leq 150\text{ °C}$. Quando submetido a temperatura mais altas, a massa específica do concreto sofre redução em virtude da perda de umidade e da expansão térmica do material (SOUZA & SILVA, 2015, p. 24). Esse decréscimo que ocorre na densidade do concreto em face a situação de incêndio pode ser visto na figura 3.5

Figura 3.5 – Densidade do concreto aquecido



Fonte: ALBUQUERQUE (2012, p. 53)

A ABNT NBR 15200:2012 prescreve que a variação da densidade do concreto em função da temperatura pode ser determinada de acordo com as equação 3.14 a 3.17.

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \text{ para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.14})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times \left(1 - 0,02 \frac{(\theta - 115)}{85}\right) \text{ para } 115\text{ °C} \leq \theta \leq 200\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.15})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times \left(0,98 - 0,03 \frac{(\theta - 200)}{200}\right) \text{ para } 200\text{ °C} \leq \theta \leq 400\text{ °C} \quad (\text{eq. 3.16})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02 \frac{(\theta - 400)}{800}) \text{ para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 3.17})$$

Em que:

- $\rho(\theta)$ – é a densidade do concreto à temperatura θ [kg/m³];
- $\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$ – é a densidade do concreto à temperatura ambiente e tem seu valor igual a 2400 kg/m³.

3.1.1.6 Lascamento

O lascamento (*spalling*) do concreto é, em linhas gerais, um fenômeno ocorrido em consequência da sua exposição a temperaturas elevadas e consiste na separação entre as camadas superficiais e internas do concreto.

Segundo Debicki *et al.* (2012 *apud* FANTON, 2019, p. 32), quando o concreto é exposto a temperaturas elevadas passa por dois processos inseparáveis: o processo termomecânico (quando o gradiente de deformação térmica gera tensões); o processo termo-hidráulico (que induz a evaporação de água presente nos poros do concreto).

Dentro do processo termomecânico, à medida que os concretos sofrem o aquecimento são gerados gradientes de temperatura que propiciam o surgimento de tensões de compressão junto à superfície aquecida, em virtude das restrições impostas pela dilatação térmica, e tensões de tração no interior do concreto por ter temperaturas menores, culminando no deslocamento (NINCE, 2006, p. 24).

No que diz respeito ao processo termo-hidráulico, a elevação da temperatura no concreto promove um aumento de pressão em seus poros devido a evaporação da água livre e de hidratação. E, os efeitos desse aumento da pressão interna nos vasos capilares confinados pelo concreto são intensificados pelas tensões provenientes dos gradientes de deformações térmicas (LANDI, 1986 *apud* ZAGO, 2016, p. 46).

De acordo com Britez e Costa (2011, p. 1050), o fenômeno de lascamento do concreto, em função do seu nível de severidade, pode levar a uma rápida perda seção transversal do elemento, tornando-o suscetível a promover um mecanismo de colapso estrutural.

Normalmente, a palavra *spalling* encontrada na literatura se refere ao *spalling* explosivo, visto que esse é considerado como a forma mais perigosa e severa quanto à ocorrência do fenômeno. No Brasil, os termos lascamento explosivo e deslocamento explosivo também são amplamente utilizados em trabalhos e relatórios técnicos [...] (KIRCHHOF, 2010, p.25-26).

Dentre as possíveis consequências que o *spalling* pode causar, Costa (2008, p. 202) afirma que “a exposição da armadura e da região interna do concreto à ação direta do calor acelera a redução das resistências dos materiais nas regiões afetadas e, por conseguinte, a redução da resistência do elemento.”

O risco de lascamento do concreto está diretamente ligado à sua permeabilidade e velocidade com que a temperatura sobre ele aumenta. Assim, quanto menor for a permeabilidade e mais rápida for essa elevação de temperatura maior será a possibilidade de ocorrer o *spalling* explosivo no concreto (NEVILLE, 2016, p. 403).

3.1.2 O Aço

Para a análise do aço de estruturas de concreto armado, pré-moldadas ou não, em situação de incêndio destaca-se, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, como propriedades mais importantes a resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidades de armadura passiva e ativa a altas temperaturas, bem como sua relação tensão-deformação. Tais propriedades e os valores de cálculo das resistências são abordadas a seguir da seção 3.1.2.1 a 3.1.2.4.

3.1.2.1 Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva diminui conforme ele sofre uma elevação de temperatura. A ABNT NBR 15200:2012 indica que essa resistência pode ser obtida através da equação 3.18.

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} * f_{yk} \quad (\text{eq. 3.18})$$

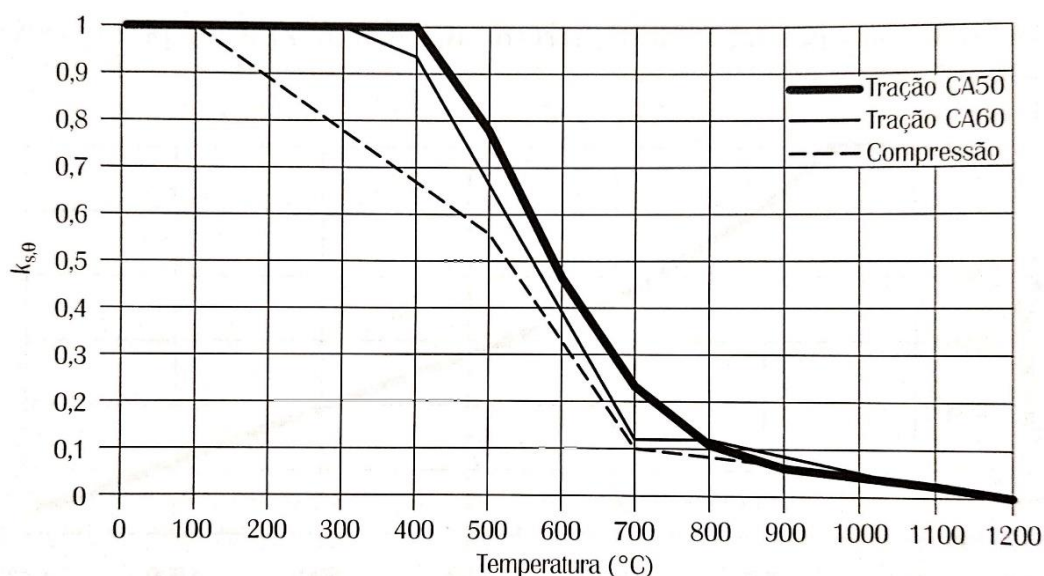
Onde:

- $f_{yk,\theta}$ – é a resistência característica da armadura passiva à temperatura θ [MPa];
- $k_{s,\theta}$ – é o fator de redução da resistência do aço passivo à temperatura θ [adimensional];
- f_{yk} – é a resistência característica do aço passivo à temperatura ambiente [MPa].

Para a determinação dos coeficientes $k_{s,\theta}$ devem ser levados em conta dois fatores intervenientes, sendo eles o aço utilizado (CA-50 ou CA-60) e a deformação

específica dessa armadura quando submetida a uma dada temperatura θ . Considera-se que o patamar de escoamento do aço em situação de incêndio é alcançado quando a deformação $\varepsilon_{y,\theta}$ é de 2%, por esse motivo em deformações iguais ou superiores a esse valor é factível usar os redutores de resistência convencionais ao escoamento (curvas cheias). Em contrapartida, para as ocasiões em que houver a necessidade de compatibilizar as deformações entre concreto e aço, comum em casos de armaduras sob compressão, o $\varepsilon_{y,\theta}$ dificilmente atingiria 2% e, desse modo, o redutor de resistência $k_{s,\theta}$ tem valores mais significativos (curva tracejada). A figura 3.6 ilustra graficamente os fatores de redução de resistência $k_{s,\theta}$ em função da temperatura, na qual percebe-se que os aços submetidos à esforços de compressão, os quais devem manter deformações compatíveis com as do concreto, sofrem as consequências do aquecimento notadamente mais cedo (a partir de 100 °C) se comparado aos submetidos à tração (após 300 °C).

Figura 3.6 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: SILVA (2016, p. 50)

A tabela 3.3 fornece valores dos fatores de redução de resistência obtidos através da figura 3.6. Para valores de temperatura intermediários aos constantes na tabela 3.3, permite-se efetuar a interpolação linear.

Tabela 3.3 – Valor de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta}$		
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60
	CA-50	CA-60	
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00

Tabela 3.3 – Valor de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva (continuação)

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta}$		
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60
	CA-50	CA-60	
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,84	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 15200:2012

Assim como a resistência ao escoamento, o módulo de elasticidade do aço é uma propriedade bastante afetada quando exposta a temperaturas elevadas. Segundo a ABNT NBR 15200:2012, sob as condições expressas anteriormente, o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce e pode ser obtido pela equação 3.19.

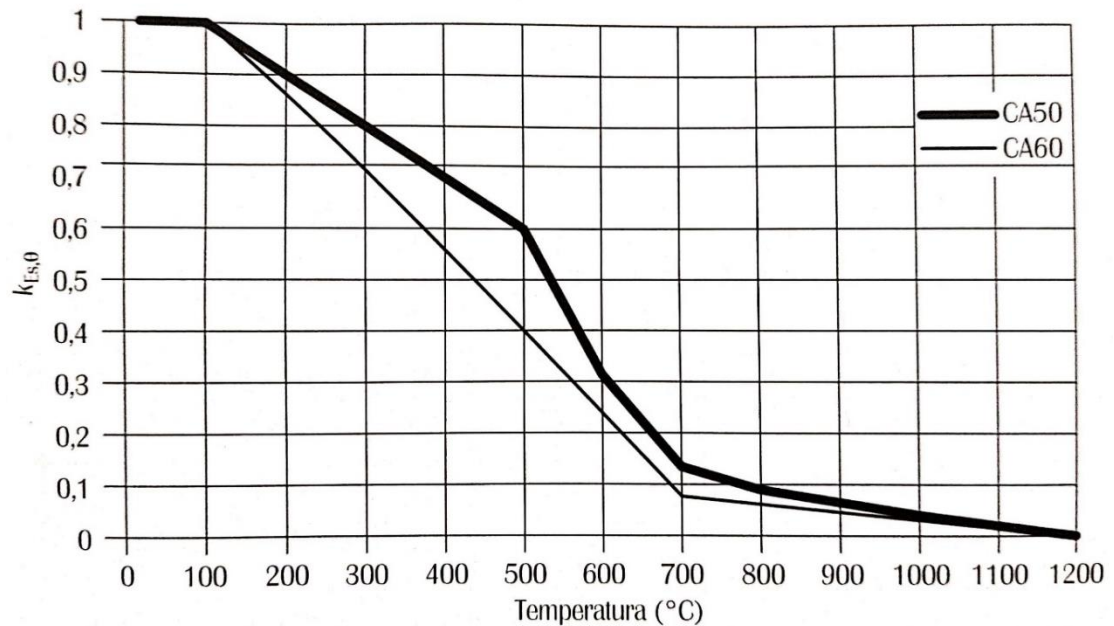
$$E_{s,\theta} = k_{Es,\theta} * E_s \quad (\text{eq. 3.19})$$

Em que:

- $E_{s,\theta}$ – é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura elevada θ [MPa];
- $k_{Es,\theta}$ – é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em função da temperatura θ [adimensional];
- E_s – é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em situação normal [MPa].

Os fatores de redução $k_{Es,\theta}$ em função da temperatura estão apresentados, graficamente, na figura 3.7. E, na tabela 3.4, os valores dos coeficientes $k_{Es,\theta}$ são fornecidos tendo como base as curvas expressas pela figura 3.7.

Figura 3.7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: SILVA (2016, p. 51)

Tabela 3.4 – Valores da relação $k_{Es,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$ para aços CA-50 e CA-60

Temperatura do aço (°C)	$k_{Es,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,90	0,87
300	0,80	0,72
400	0,70	0,56
500	0,60	0,40
600	0,31	0,24
700	0,13	0,08
800	0,09	0,06
900	0,07	0,05
1000	0,04	0,03
1100	0,02	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 15200:2012

3.1.2.2 Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade de armadura ativa a altas temperaturas

Da mesma forma que para o aço de armadura passiva, a resistência ao escoamento do aço de armadura ativa diminui com o aumento da temperatura.

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, o valor dessa resistência pode ser obtido pela equação 3.20.

$$f_{pyk,\theta} = k_{p,\theta} * f_{pyk} \quad (\text{eq. 3.20})$$

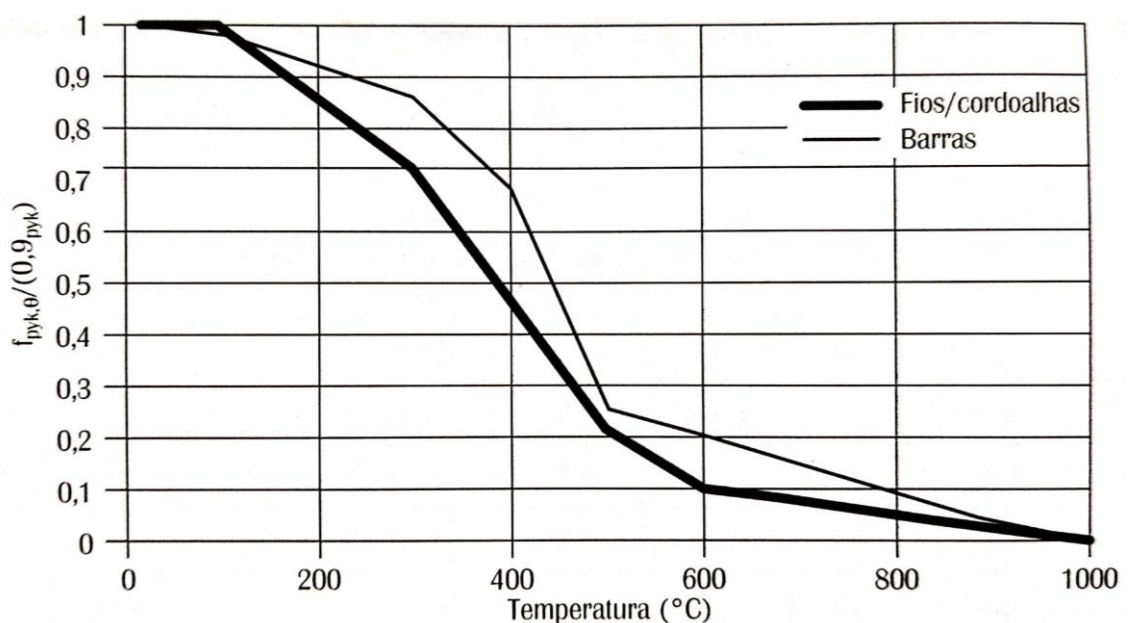
Na qual:

- $f_{pyk,\theta}$ – é a resistência característica do aço de armadura ativa à temperatura θ [MPa];
- $k_{p,\theta}$ – é o fator de redução da resistência do aço de armadura ativa à temperatura θ [adimensional];
- f_{pyk} – é a resistência característica do aço de armadura ativa à temperatura ambiente [MPa];

A ABNT NBR 15200:2012 aborda conhecimentos relativos ao aço de armadura ativa formada por fios e cordoalhas. Porém, recomenda que para a aços de armadura ativa de barras seja consultado o Eurocode 2, Parte 1-2. Silva (2016, p. 53-55) reúne essas informações fornecidas pelas referidas normas brasileira e europeia, e estas são exibidas nas figuras 3.8 e 3.9 e na tabela 3.5.

A figura 3.8 mostra as curvas de redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura para fios/cordoalhas e barras levando-se em conta a relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura ativa submetido a diferentes temperaturas e 90% da resistência característica ao escoamento em situação normal.

Figura 3.8 – Redução da resistência do aço armadura ativa em função da temperatura



O módulo de elasticidade do aço de armadura ativa também diminui com o aumento da temperatura e, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, esse valor é obtido através da equação 3.21.

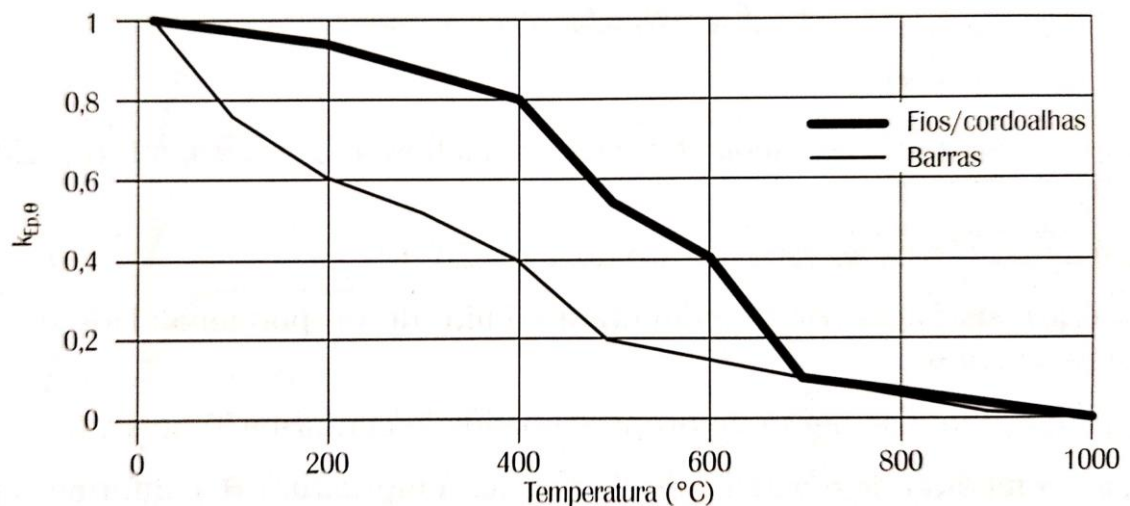
$$E_{p,\theta} = k_{Ep,\theta} * E_p \quad (\text{eq. 3.21})$$

Onde:

- $E_{p,\theta}$ – é o módulo de elasticidade do aço da armadura ativa à temperatura elevada θ [MPa];
- $k_{Ep,\theta}$ – é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura ativa em função da temperatura θ [adimensional];
- E_p – é o módulo de elasticidade do aço da armadura ativa em situação normal [MPa].

A representação gráfica dos fatores de redução $k_{Ep,\theta}$ em função da temperatura são mostradas na figura 3.9. Em conformidade com as curvas das figura 3.8 e 3.9, na tabela 3.5 são fornecidos os valores dos coeficientes de redução $k_{p,\theta}$ e $k_{Ep,\theta}$ em função da temperatura. A interpolação linear é permitida para valores intermediários de temperatura.

Figura 3.9 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura



Fonte: SILVA (2016, p. 55)

Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros para o diagrama tensão-deformação para fios e cordoalhas e para barras da armadura ativa

Temperatura do aço (°C)	$f_{pyk,\theta}/(0,9 f_{pyk})$		$f_{pp,\theta}/(0,9 f_{pp})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\epsilon_{pt,\theta}$	$\epsilon_{pu,\theta}$
	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras		
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100

Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros para o diagrama tensão-deformação para fios e cordoalhas e para barras da armadura ativa (continuação)

Temperatura do aço (°C)	$f_{pyk,\theta}/(0,9 f_{pyk})$		$f_{pp,\theta}/(0,9 f_{pp})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pu,\theta}$
	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras		
200	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

Fonte: Adaptada de Silva (2016, p .54)

3.1.2.3 Valores das resistências de cálculo

A resistência de cálculo do aço das armaduras passiva e ativa é determinado, segundo a ABNT NBR 15200:2012, respectivamente, por meio das equações 3.22 e 3.23.

$$f_{yd,\theta} = f_{yk,\theta} / \gamma_m \quad (\text{eq. 3.22})$$

$$f_{pyd,\theta} = f_{pyk,\theta} / \gamma_m \quad (\text{eq. 3.23})$$

Sendo:

- $f_{yd,\theta}$ – é a resistência de cálculo do aço passivo à temperatura θ [MPa];
- $f_{yk,\theta}$ – é a resistência característica da armadura passiva à temperatura θ [MPa];
- $f_{pyd,\theta}$ – é a resistência de cálculo do aço ativo à temperatura θ [MPa];
- $f_{pyk,\theta}$ – é a resistência característica da armadura ativa à temperatura θ [MPa];
- γ_m – é o fator de redução da resistência do aço, admitido como sendo igual a 1 [adimensional].

3.1.2.4 Diagrama tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas

A ABNT NBR 15200:2012 apresenta em seu anexo D as equações para efetuar a construção do diagrama tensão-deformação dos aços de armadura passiva a

temperaturas elevadas, aqui denominadas como equações 3.23 a 3.31. Mais adiante tem-se as considerações necessárias à construção do diagrama tensão-deformação dos aços de armadura ativa para a mesa situação.

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} * E_{s,\theta}, \text{ se } 0 < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{pk,\theta} \quad (\text{eq. 3.23})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{pk,\theta} - c + (b/a) * (a^2 - (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2)^{0,5}, \text{ se } \varepsilon_{pk,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{yk,\theta} \quad (\text{eq. 3.24})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}, \text{ se } \varepsilon_{yk,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \quad (\text{eq. 3.25})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} * (1 - d), \text{ se } \varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 3.26})$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0, \text{ se } \varepsilon_{s,\theta} > \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 3.27})$$

$$a^2 = (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) * (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta} + c/E_{s,\theta}) \quad (\text{eq. 3.28})$$

$$b^2 = c^2 + c * E_{s,\theta} * (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) \quad (\text{eq. 3.29})$$

$$c^{-1} = ((\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) * E_{s,\theta} - 2 * (f_{yk,\theta} - f_{pk,\theta})) / (f_{yk,\theta} - f_{pk,\theta})^2 \quad (\text{eq. 3.30})$$

$$d = (\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \quad (\text{eq. 3.31})$$

Sendo:

- $\sigma_{s,\theta}$ – é a tensão do aço passivo à temperatura θ [MPa];
- $\varepsilon_{s,\theta}$ – é a deformação unitária do aço da armadura passiva à temperatura θ [adimensional];
- $E_{s,\theta}$ – é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura θ [MPa];
- $f_{pk,\theta}$ – é a tensão no aço passivo correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ [MPa];
- $\varepsilon_{yk,\theta}$ – é a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço passivo à temperatura θ [adimensional];
- $\varepsilon_{pk,\theta}$ – é a deformação correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ [adimensional];
- $f_{yk,\theta}$ – é a tensão de escoamento do aço da armadura passiva à temperatura θ [MPa];
- $\varepsilon_{t,\theta}$ – é uma deformação específica que depende da classe de resistência do aço, valendo 5% para o aço CA-60 e 10% para o aço CA-50 [adimensional];
- $\varepsilon_{u,\theta}$ – é a deformação última do aço passivo à temperatura θ , assumindo o valor de 10 e 20% para os aços CA-60 e CA-50, respectivamente [adimensional].

A tabela 3.6 apresenta a relação $f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para os aços CA-50 e CA-60 em função da temperatura. A partir dela é possível obter o valor de $f_{pk,\theta}$.

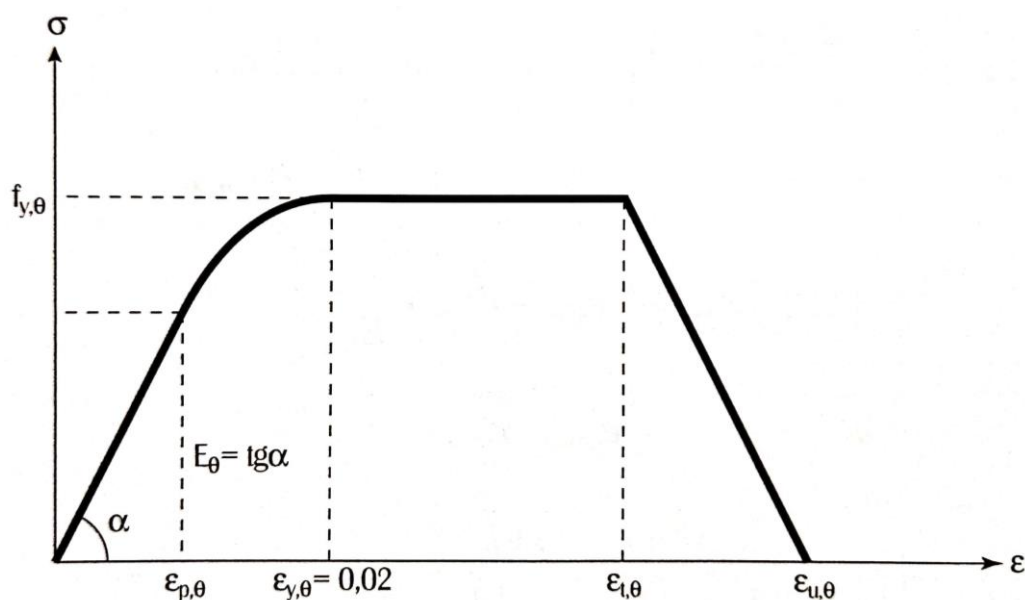
Tabela 3.6 – Valores da relação $k_{p,\theta}=f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para os aços CA-50 e CA-60 em função da temperatura

Temperatura do aço (°C)	$k_{p,\theta}$	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	0,96
200	0,81	0,92
300	0,61	0,81
400	0,42	0,63
500	0,36	0,44
600	0,18	0,26
700	0,07	0,08
800	0,05	0,06
900	0,04	0,05
1000	0,02	0,03
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Na figura 3.10 apresenta-se o aspecto dos diagramas tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.

Figura 3.10 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas



Fonte: SILVA (2016, p. 56)

Segundo Silva (2016, p.57), os diagramas tensão-deformação para os aços da armadura ativa a temperaturas elevadas podem ser obtidos utilizando as mesmas equações usadas para o aço de armadura passiva (equações 3.23 a 3.31),

necessitando apenas alterar: $\epsilon_{pk,\theta}$ por $\epsilon_{pp,\theta}$; $\epsilon_{s,\theta}$ por $\epsilon_{sp,\theta}$; $\epsilon_{y,\theta}$ por $\epsilon_{py,\theta}$; $\epsilon_{t,\theta}$ por $\epsilon_{pt,\theta}$; $\epsilon_{u,\theta}$ por $\epsilon_{pu,\theta}$; $E_{s,\theta}$ por $E_{p,\theta}$; $f_{pk,\theta}$ por $f_{pp,\theta}$; $f_{yk,\theta}$ por $f_{pyk,\theta}$. Os valores de $f_{pyk,\theta}$, $f_{pp,\theta}$, $E_{p,\theta}$, $\epsilon_{pt,\theta}$ e $\epsilon_{pu,\theta}$ são obtidos a partir da tabela 3.5.

Onde:

- $f_{py,\theta}$ – é a resistência ao do aço a uma temperatura θ [MPa];
- $f_{pyk,\theta}$ – é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C [MPa];
- $f_{pp,\theta}$ – é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura θ [MPa];
- $E_{p,\theta}$ – é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ [MPa];
- E_p – é o módulo de elasticidade do aço a 20 °C [MPa];
- $\epsilon_{pt,\theta}$ – é a deformação específica no final do patamar de escoamento do aço [adimensional];
- $\epsilon_{pu,\theta}$ – é a deformação linear específica última do aço [adimensional];

3.2 A CURVA DE INCÊNDIO-PADRÃO

Para facilitar a determinação da ação térmica foram construídos modelos matemáticos de incêndio que representam a variação da temperatura do compartimento no decorrer do tempo em que o sinistro ocorre. Por meio dessa concepção, originaram-se as “curvas temperatura-tempo” ou “curvas de incêndio” que ilustram a relação tempo *versus* temperatura, e estas podem ser padronizadas, conhecidas como curva incêndio-padrão, ou parametrizadas em função das características oriundas do cenário do incêndio, as chamadas curvas naturais (COSTA & SILVA, 2006 *apud* ANDREAZZA, 2017, p. 17).

A grande dificuldade de identificar os fatores que podem influenciar na evolução de um incêndio tornam a consideração do incêndio natural não usual. Nessa perspectiva, o modelo de curva de incêndio-padrão mais comumente utilizado para análise da resistência ao fogo de estruturas de edificações é o da ISO 834, que é adotada pela International Organization for Standardization (ISO) desde 1975 e tem como base os combustíveis materiais celulósicos. Embora a curva ISO 834 seja adotada nas normas brasileiras, é possível que sejam empregadas outras curvas padrões de incêndio, desde que aplicáveis e aceitáveis pela comunidade técnica e científica, como por exemplo a curva ASTM E119 dos Estados Unidos, curva de incêndio externa (para elementos construtivos externos ao compartimento do incêndio

e que estão sujeitos ao ação do fogo) e a curva incêndio em hidrocarbonetos (derivados do petróleo), denominada curva “H”. A ABNT NBR 14432:2001, inspirada na ISO 834, estabelece que a elevação padronizada de temperatura em função do tempo é dada pela equação 3.32 (KLEIN JÚNIOR, 2011; ZAGO, 2016).

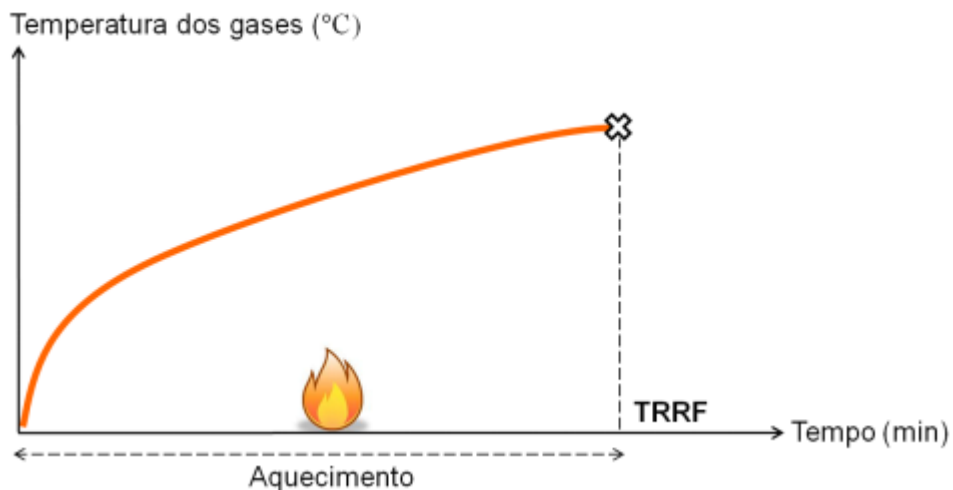
$$\theta_g = 345 * \log(8t + 1) + \theta_{g,0} \quad (\text{eq. 3.32})$$

Sendo:

- θ_g – é a temperatura dos gases no ambiente em chamas [°C];
- t – tempo [min];
- $\theta_{g,0}$ – temperatura dos gases no ambiente para $t=0$, comumente tomada igual a 20°C.

A figura 3.11 representa a curva de incêndio-padrão baseada na ISO 834.

Figura 3.11 – Curva temperatura-tempo do incêndio-padrão



Fonte: ALBUQUERQUE (2012, p. 30)

Por esta razão, Silva (2016, p. 38) adverte que a curva de incêndio-padrão “não representa um incêndio real. Quaisquer conclusões que tenham por base essa curva devem ser analisadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo.” Porém, a curva de incêndio-padrão serve como um modelo prático e aceitável para fins de projeto.

Diante da premissa anterior e pela consequente imprecisão em se saber qual a temperatura máxima atingida pelos componentes estruturais em situação de incêndio, convencionou-se o uso de um tempo fictício, em favor da segurança, ao qual seria necessário para que a estrutura atingisse a temperatura máxima, denominado como “Tempo Requerido de Resistência ao Fogo” (TRRF).

3.3 CLASSIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Durante o dimensionamento de estruturas de concreto, sejam pré-moldadas ou moldadas no local, é fundamental ter os conceitos de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) e Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) bem claros, pois eles têm um peso significativo na estimativa do comportamento dos elementos estruturais de uma edificação quando nestes forem impostas condições de altas temperaturas. O TRRF e TRF são abordados, respectivamente, nas seções 3.3.1 e 3.3.2 deste trabalho.

3.3.1 Tempo Requerido De Resistência Ao Fogo - TRRF

No projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, utiliza-se um modelo fictício, conhecido como modelo do incêndio-padrão (figura 3.11). E, “a fim de se determinar o esforço resistente de um elemento estrutural é necessário conhecer as resistências dos materiais na temperatura atingida durante o incêndio.” (SILVA, 2016, p. 69). Assim, para alcançar o objetivo da premissa anterior, surge o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é definido pela ABNT NBR 14432:2001 como sendo o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. E, de acordo com a norma supracitada, o valor do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo está associado a fatores referentes a edificação, são eles: o tipo de ocupação/uso e suas divisões e a altura da edificação/profundidade do subsolo.

Deve-se ter claro que o TRRF não se trata de um tempo de desocupação, ou tempo de duração do incêndio ou, ainda, o tempo-resposta das ações do Corpo de Bombeiros ou brigada de incêndio, mas sim de um valor que leva em consideração o risco de incêndio e suas potenciais consequências catastróficas tendo em vista o desempenho estrutural avaliado em ensaios experimentais de elementos isolados (COSTA, 2008, p. 96). Ressalta-se que o TRRF se trata de um parâmetro estritamente de projeto utilizado durante o dimensionamento.

A tabela 3.7 exhibe os TRRFs de acordo com os grupos e divisões relativos ao tipo de ocupação e, também, faixas de altura da edificação/profundidade do subsolo. Por outro lado, a tabela 3.8 mostra a classificação das edificações pertencentes aos

grupos A e C, quanto a sua ocupação, apresentadas na tabela 3.7, descrevendo e exemplificando-as. Por último, a tabela 3.9 fornece os valores das cargas de incêndio específicas, em megajoule por metro quadrado de área de piso, referentes às ocupações exibidas na tabela 3.8.

Tabela 3.7 – Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)

Grupo	Divisão	Profundidade do subsolo - h (m)		Altura da edificação - h (m)		
		Classe S2 h > 10	Classe S1 h ≤ 10	Classe P1 h ≤ 6	Classe P2 6 < h ≤ 12	Classe P3 12 < h ≤ 23
A	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60
B	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60
C	C-1 a C-2	90	60	60 (30)	60 (30)	60
D	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60
E	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60
F	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60
G	G-1 a G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60
	G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30
H	H-1 a H-5	90	60	30	60	60
I	I-1	90	60 (30)	30	30	60
	I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)
J	J-1	90	60 (30)	30	30	30
	J-2	120	90	60	60	90 (60)

Obs.: os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo nos quais a área bruta de cada pavimento não ultrapasse 500m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo possua área não superior a 750m².

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 14432:2001

Tabela 3.8 – Classificação das edificações pertencentes aos grupos A e C quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplo
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos

Tabela 3.8 – Classificação das edificações pertencentes aos grupos A e C quanto à sua ocupação (continuação)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplo
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 14432:2001

Tabela 3.9 – Cargas de incêndio específicas dos Grupos A e C

Ocupação/uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (MJ/m²)
Residencial	Alojamentos estudantis	A-1	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
	Pensionatos	A-2	300
Comercial varejista	Açougues	C-1/C-2	40
	Antiguidades	C-1/C-2	700
	Aparelhos domésticos	C-1/C-2	500
	Artigos de bijouteria, metal ou vidro	C-1/C-2	300
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-1/C-2	800
	Automóveis	C-1/C-2	200
	Bebidas destiladas	C-1/C-2	700
	Brinquedos	C-1/C-2	500
	Cabeleireiro	C-1/C-2	300
	Calçados	C-1/C-2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C-1/C-2	1000
	Ferragens	C-1/C-2	300
	Floricultura	C-1/C-2	80
	Galeria de quadros	C-1/C-2	200
	Livrarias	C-1/C-2	1000
	Lojas de departamento ou centro de compras	C-2	600
	Máquinas de costura ou de escritório	C-1/C-2	300
	Materiais fotográficos	C-1/C-2	300
	Móveis	C-1/C-2	500
	Papelarias	C-1/C-2	700
	Perfumarias	C-1/C-2	400
	Produtos têxteis	C-1/C-2	600
	Relojoarias	C-1/C-2	300

Tabela 3.9 – Cargas de incêndio específicas dos Grupos A e C (continuação)

Ocupação/uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (MJ/m ²)
Comercial varejista	Supermercados	C-2	400
	Tapetes	C-1/C-2	800
	Tintas	C-1/C-2	1000
	Verduras	C-1/C-2	200
	Vinhos	C-1/C-2	200
	Vulcanização	C-1/C-2	1000

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 14432:2001

É importante destacar que, conforme o item 9.2 da NBR 14432:2001, no caso de a edificação apresentar ocupação mista os TRRFs precisam atender à ocupação que leva às exigências mais rigorosas, caso não haja compartimentação que separe-as, contudo, se essa compartimentação for garantida, considera-se os TRRFs de forma independente a cada uma das ocupações.

Em relação as tabelas 3.8 e 3.9, salienta-se que os demais grupos de ocupação/uso e cargas de incêndio específicas constantes na ABNT NBR 14432:2001 foram suprimidos, pois considerou-se para a análise dos pórticos modelo do presente estudo que as edificações pertencem as divisões A-2 (habitações multifamiliares) e C-2 (comércio de grande e médio portes).

3.3.2 Tempo de Resistência Ao Fogo - TRF

Segundo a norma ABNT NBR 15200:2012, o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) é o tempo durante o qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio-padrão — definido na ABNT NBR 5628 — não sofre colapso estrutural. Isto é, o TRF consiste no tempo máximo de cálculo que uma estrutura ou elemento estrutural consegue preservar sua função em termos de resistência e estabilidade (ZAGO, 2016, p. 73).

A ABNT NBR 14432:2001 define que a resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

“Em resumo, O TRRF é o tempo que o elemento deve resistir ao incêndio-padrão e TRF é o tempo que ele efetivamente resiste. Dessa forma, tem-se que, para que haja segurança estrutural, a inequação $TRF \geq TRRF$ deve ser obedecida.” (BRITTO, 2018, p. 31).

3.4 VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com a ABNT NBR 8681:2004, o incêndio é uma ação excepcional e possui baixa probabilidade de ocorrência e curto tempo de duração, todavia essa ação necessita ser levada em consideração durante a fase de projeto em virtude do sinistro poder desencadear efeitos catastróficos. Assim, a norma supramencionada, determina que, para um carregamento excepcional, deve-se considerar unicamente a verificação de segurança segundo o Estado Limite Último (ELU). Baseado nisso, a ABNT NBR 15200:2012 determina que essa verificação deve ser feita por meio da equação 3.33.

$$F_{d,fi} = \gamma_{gi} * F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} * F_{Qj,k} \quad (\text{eq. 3.33})$$

Na qual:

- $F_{d,fi}$ – é o valor de cálculo da ação [kN ou kN.m];
- γ_{gi} – é o coeficiente de ponderação das ações permanentes [adimensional];
- $F_{Gi,k}$ – é o valor de característico das ações permanentes [kN ou kN.m];
- $F_{Q,exc}$ – é o valor da ação transitória excepcional [kN ou kN.m];
- ψ_{2j} – é o fator de combinação das ações variáveis [adimensional];
- $F_{Qj,k}$ – é o valor de característico das ação variáveis [kN ou kN.m].

A ABNT NBR 15200:2012, pontua que o termo $F_{Q,exc}$ representa os esforços oriundos das deformações impostas pelos efeitos de dilatação provenientes da condição de incêndio e, segundo a referida norma, esses esforços são comumente desprezados. Desse modo, percebe-se que a ação do incêndio implica apenas na redução da resistência dos materiais e, conseqüentemente, na capacidade dos elementos estruturais. Diante disso, a verificação da estrutura em situação de incêndio deve obedecer a condição apresentada na equação 3.34.

$$S_{d,fi} = (\gamma_{gi} * F_{Gi,k} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} * F_{Qj,k}) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk,\theta}] \quad (\text{eq. 3.34})$$

Onde:

- $S_{d,fi}$ – é o valor da solicitação de cálculo em situação de incêndio [kN ou kN.m];
- $R_{d,fi}$ – é o valor da resistência de cálculo em situação de incêndio [kN ou kN.m].

Observa-se que, de acordo com a ABNT NBR 8681:2004, o valor do fator ψ_{2j} pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,70. A ABNT NBR 15200:2012, para fins de simplificação da determinação das solicitações de cálculo, permite que:

[...] na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, as solicitações de cálculo de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, ou seja, pode-se fazer: $S_{d,fi} = 0,70 S_d$.

Para efetuar a verificação da segurança estrutural ao fogo existem diversos métodos que podem ser usados durante o dimensionamento. A seguir, da seção 3.4.1 a 3.4.3, são abordados métodos de dimensionamento de elementos estruturais de concreto para a situação de incêndio fornecidos pela ABNT NBR 15200:2012 e a ABNT NBR 9062:2017, destacando-se aqueles que fazem parte do processo de verificação adotado pelo *software* AltoQi Eberick V10, ferramenta computacional utilizada neste estudo.

3.4.1 Método Tabular

O método tabular fundamenta-se na aplicação de tabelas com dimensões mínimas a serem respeitadas no dimensionamento de vigas, lajes, pilares e tirantes para o atendimento das condições de segurança contra o incêndio, tendo em vista a consideração de que os elementos estruturais sejam acometidos pelo modelo teórico de incêndio-padrão apresentado na seção 3.2 e ilustrado pela figura 3.11 deste estudo. O referido método se aplica tanto a estruturas de concreto moldadas no local quanto as estruturas de concreto pré-moldado. Dentro deste método proposto pela ABNT NBR 15200:2012, o presente trabalho foca em sua aplicação para vigas e lajes, uma vez que o *software* emprega o método tabular da referida norma para esses elementos.

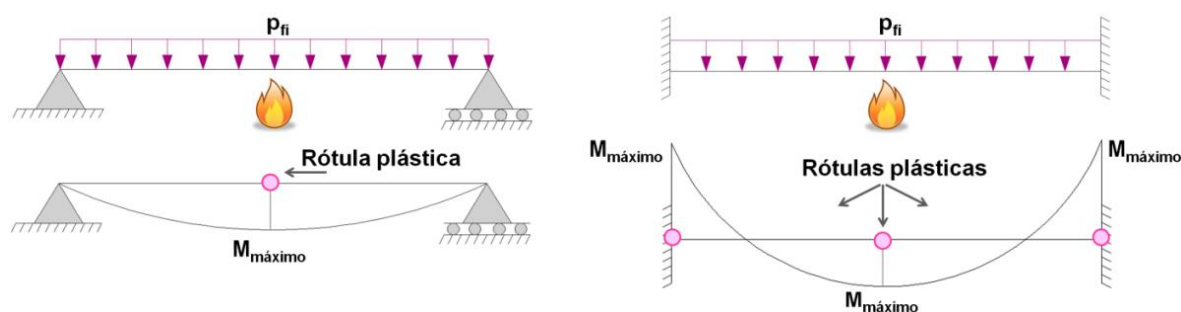
Segundo a ABNT NBR 15200:2012, ensaios mostram que as peças de concreto submetidas a temperaturas elevadas rompem normalmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento, razão pela qual o método tabular considera apenas a armadura longitudinal para a verificação em situação de incêndio. Frisa-se que esse método não leva em consideração eventuais efeitos de *spalling* (lascamentos) ou restrições a deformações térmicas (SILVA, 2016, p. 77).

Quando aquecido, o aço e o concreto têm, respectivamente, sua resistência à tração e à compressão reduzida, resultando em momentos fletores resistentes

menores durante a exposição ao fogo. Desse modo, o colapso estrutural se configura assim que o momento resistente em situação de incêndio equipara-se ao momento solicitante, dando origem a uma rótula plástica no local de momento máximo das peças (FONTES, 2005 *apud* ALBUQUERQUE, 2012, p. 93).

No caso particular das vigas pré-moldados (normalmente isostáticas) há uma maior sensibilidade a ação térmica, em virtude de ser necessário apenas a formação de uma única rótula plástica para causar a sua ruptura. Em contrapartida, nas vigas hiperestáticas tem-se uma reserva de capacidade resistente proporcionada pela redistribuição de momentos fletores solicitantes em meio a situação de incêndio, o que implica numa maior chance de não haver colapso estrutural até que se origine pelo menos três rótulas plásticas (ALBUQUERQUE, 2012, p. 93). A figura 3.14, representa os mecanismos de ruptura de vigas suprarreferidos.

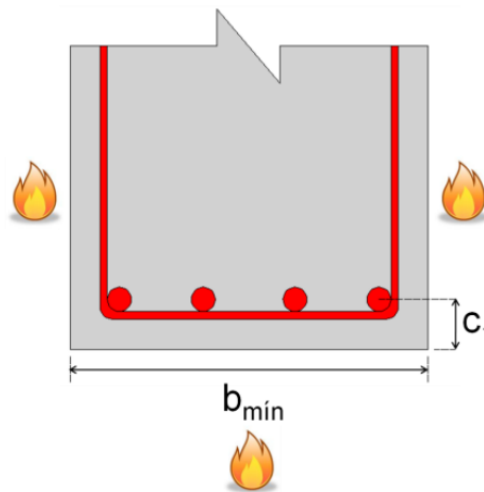
Figura 3.12 – Mecanismos de ruptura em vigas isostáticas e hiperestáticas, respectivamente.



Fonte: ALBUQUERQUE (2012, p. 94)

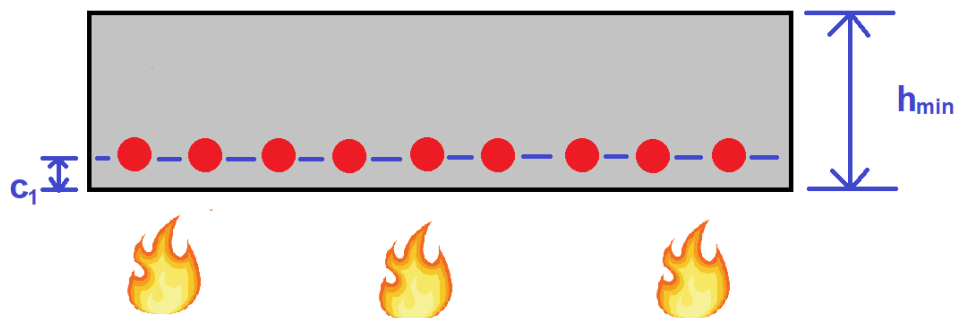
O método tabular fornecido pela ABNT NBR 15200:2012 trata dos seguintes parâmetros para a verificação da segurança em situação de incêndio: distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal e a face do elemento de concreto exposta ao fogo (c_1); dimensões mínimas de largura para vigas de seção retangular ($b_{\min}$); espessura mínima das lajes ou da capa de concreto ($h_{\min}$). O cobrimento c_1 e as dimensões $b_{\min}$ e $h_{\min}$ são ilustrados nas figuras 3.13 e 3.14. Todos esses parâmetros e suas combinações estão condicionados a um TRRF correspondente, conforme é mostrado da tabela 3.10 a 3.14. Permite-se que, para valores intermediários de dimensões, seja efetuada a interpolação linear.

Figura 3.13 – Parâmetros para a verificação de vigas no método tabular



Fonte: ALBUQUERQUE (2012, p. 91)

Figura 3.14 – Parâmetros para a verificação de lajes no método tabular



Fonte: O autor (2020)

Tabela 3.10 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF (min)	b_{min}/c_1 (cm/cm)			
	1	2	3	4
30	8/2,5	12/2	16/1,5	19/1,5
60	12/4	16/3,5	19/3	30/2,5
90	14/6	19/4,5	30/4	40/3,5
120	19/6,8	24/6	30/5,5	50/5
180	24/8	30/7	40/6,5	60/6

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 15200:2012

Tabela 3.11 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF (min)	b_{min}/c_1 (cm/cm)			
	1	2	3	4
30	8/1,5	16/1,2	-	-
60	12/2,5	19/1,2	-	-
90	14/3,7	25/2,5	-	-
120	19/4,5	30/3,5	45/3,5	50/3
180	24/6	40/5	55/5	60/4

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 15200:2012

Tabela 3.12 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h_{min} (cm)	c_1 (cm)		
		Laje armada em duas direções*		
		$l_y/l_x^{**} \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$	Laje armada em uma direção $l_y/l_x > 2$
30	6	1	1	1
60	8	1	1,5	2
90	10	1,5	2	3
120	12	2	2,5	4
180	15	3	4	5,5

* Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

** l_y/l_x corresponde à razão entre o maior e o menor vão da laje.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Tabela 3.13 – Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF (min)	h_{min} (cm)	c_1 (cm)
30	6	1
60	8	1
90	10	1,5
120	12	2
180	15	3

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Tabela 3.14 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

TRRF (min)	Nervuras	
	b_{min}/c_1 (cm/cm)	
	1	2
30	8/2,5	10/2,0
60	10/4,5	12/4
90	13/6	15/5
120	16/6,5	22/5
180	22/8	-

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Os valores de c_1 presentes nas tabelas 3.10 a 3.14 se referem apenas para elementos estruturais com armadura passiva. No caso de vigas e lajes protendidas verificadas e dimensionadas a partir do método tabular, a ABNT NBR 15200:2012 preceitua que os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas. Além disso, cabe salientar que, de acordo com o item 8.2 da supracitada norma, é possível considerar no cálculo do c_1 o uso de revestimentos, desde que sejam respeitados os graus de

eficiência por ela prescritos de 67% para revestimentos de argamassas de cal e areia, de 100% para revestimentos de argamassas de cimento e areia e de valor determinável experimentalmente para revestimentos à base de gesso, vermiculita ou fibras.

A ABNT 15200:2012 aborda outras tabelas que não foram abordadas aqui. São elas: as tabelas para o dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórtico; lajes lisas ou cogumelo; lajes nervuradas simplesmente apoiadas; lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.

Apesar de não ser abordado na ABNT NBR 15200:2012 e nem ser utilizado pelo *software* AltoQi Eberick V10, o método tabular de dimensionamento para lajes alveolares em situação de incêndio está contido na ABNT NBR 9062:2017. E, para a aplicação desse método, existem algumas condições que devem ser levadas em consideração segundo a ABNT NBR 9062:2017:

- a) na ausência de dados experimentais que comprovem a resistência da laje alveolar, o seu dimensionamento é condicionado aos valores fornecidos pela tabela 3.15 (para lajes alveolares biapoiadas) e 3.16 (para lajes alveolares contínuas e confinadas);
- b) a espessura da laje, indicada nas tabelas 3.15 e 3.16, pode ser considerada como a soma da espessura da laje e da capa de concreto;
- c) as espessuras das lajes alveolares constantes nas tabelas 3.15 e 3.16 se referem ao índice de vazio que deve ser maior ou igual a 0,5. Tal índice é calculado pela espessura média da laje sem capa, dividida pela altura da laje sem capa.

Tabela 3.15 – Características para lajes biapoiadas

TRRF (min)	Espessura mínima total laje (com ou sem capa)/ distância c_1 mínima (cm/cm)			
	$M_{Sd,incêndio}/M_{Rd}$ (%)			
	30-39	40-49	50-59	> 60
30	-	-	-	Todas as lajes/3
60	-	-	-	15/3
90	-	20/3,5	20/4	20/4
		26,5/3,5	26,5/4	
		32/3,5	32/4	
		40/3,5	40/4	
120	-	20/4	-	20/5
		26,4/4		

Tabela 3.15 – Características para lajes biapoiadas (continuação)

TRRF (min)	Espessura mínima total laje (com ou sem capa)/ distância c_1 mínima (cm/cm)					
	$M_{Sd,incêndio}/M_{Rd}$ (%)					
	30-39	40-49	50-59		> 60	
120	-	32/4 40/4	-		20/5	
180	20/5 26,5/5 32/5 40/5	20/6	26,5/6	32/6	40/6	-

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Tabela 3.16 – Características para lajes contínuas e confinadas*

TRRF (min)	Espessura mínima total laje (com ou sem capa)/ distância c_1 mínima (cm/cm)			
	$M_{Sd,incêndio}/M_{Rd}$ (%)			
	30-39	40-49	50-59	> 60
30	-	-	-	Todas as lajes/2,5
60	-	-	-	15/2,5
90	-	-	20/2,5 26,5/2,5 32/2,5 40/2,5	20/3
120	-	20/2,5 26,5/2,5 32/2,5 40/2,5	-	25/3,5
180	20/3 26,5/3 32/3 40/3	26,5/3,5	32/4 40/4	30/4,5

* Entende-se como lajes alveolares confinadas as lajes que têm restrições aos deslocamentos horizontais provenientes das variações volumétricas decorrentes do aumento da temperatura causados pelo incêndio, conforme figura 3.15.

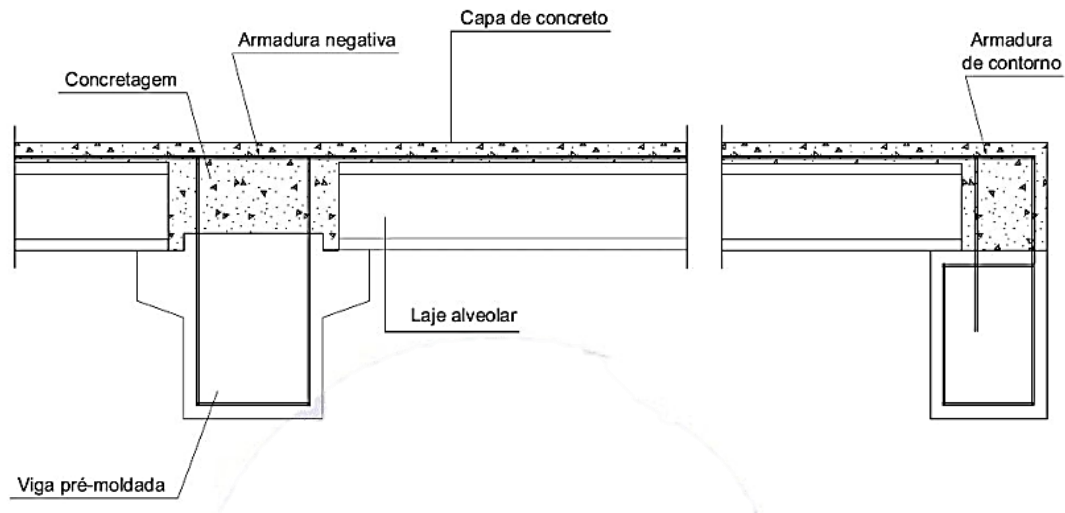
Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Salienta-se que, nas tabelas 3.15 e 3.16, o $M_{Sd,incêndio}$ e M_{Rd} correspondem, respectivamente, ao momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio e ao momento fletor resistente de cálculo. Além disso, assim como na ABNT NBR

15200:2012, o valor do c_1 é a distância mínima da face exposta ao fogo do elemento estrutural ao eixo da armadura.

Para elementos estruturais delgados, onde a espessura de cobrimento corresponde ao mínimo estabelecido em 9.2.1.1.2, principalmente telhas de concreto, deve-se considerar, na falta de dados experimentais, 30 min para o máximo TRRF de projeto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017, p. 21).

Figura 3.15 – Exemplo de laje alveolar confinada



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Para a análise relacionada a capacidade à força cortante da laje alveolar, de acordo com a ABNT NBR 9062:2017, devem-se seguir as reduções, conforme a tabela 3.17, independentemente da laje ser confinada ou não. De antemão, informa-se que o $V_{Sd,inc\grave{e}ndio}$ e V_{Rd} representam, nesta ordem, a força cortante solicitante de cálculo em situação de incêndio e força cortante resistente de cálculo.

Tabela 3.17 – Relação de redução de cortante

TRRF (min)	Espessura da laje (com ou sem capa) (cm)		
	$V_{Sd,inc\grave{e}ndio}/V_{Rd}$ (%)		
	≤ 210	220 - 350	> 350
30	10	10	10
60	8	7,5	7
90	7,5	7	6,5
120	7	6	5,5
180	5	4,5	4,5

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

3.4.2 Método Analítico Para Pilares

O método analítico, diferentemente do tabular, consiste no emprego de uma expressão matemática para a determinação do tempo de resistência ao fogo (TRF) do pilar, o qual deve ter seu valor superior ou igual ao TRRF exigido para o caso analisado. Este é o método de verificação utilizado pelo *software* para pilares em situação de incêndio. O TRF (em minutos) é expresso pela equação 3.35.

$$TRF = 120 \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_L + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (\text{eq. 3.35})$$

Em que:

- $R_{\mu} = 83 * (1 - \mu_{fi})$; μ_{fi} é a razão entre a força axial de cálculo do atuante no pilar em situação de incêndio ($N_{sd,fi}$) e a força resistente de cálculo (N_{Rd});
- $R_a = 1,6 * (c_1 - 30)$, c_1 em milímetros;
- $R_L = 9,6 * (5 - l_{ef,fi})$, $l_{ef,fi}$ é o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio conforme definido pela NBR 15200:2012, em metros;
- $R_b = 0,09 * b'$, para $190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$;
- $R_n = 0$, para pilares com armadura composta por 4 barras longitudinais;
- $R_n = 12$, para pilares com armadura composta por mais de 4 barras longitudinais;
- $b' = 2 * A_c / (b + h)$, se $h \leq 1,5b$;
- $b' = 1,2 * b$, se $h > 1,5b$;
- A_c é a área da seção transversal do pilar [mm^2];
- b é a menor dimensão da seção transversal do pilar [mm];
- h é a maior dimensão da seção transversal do pilar [mm].

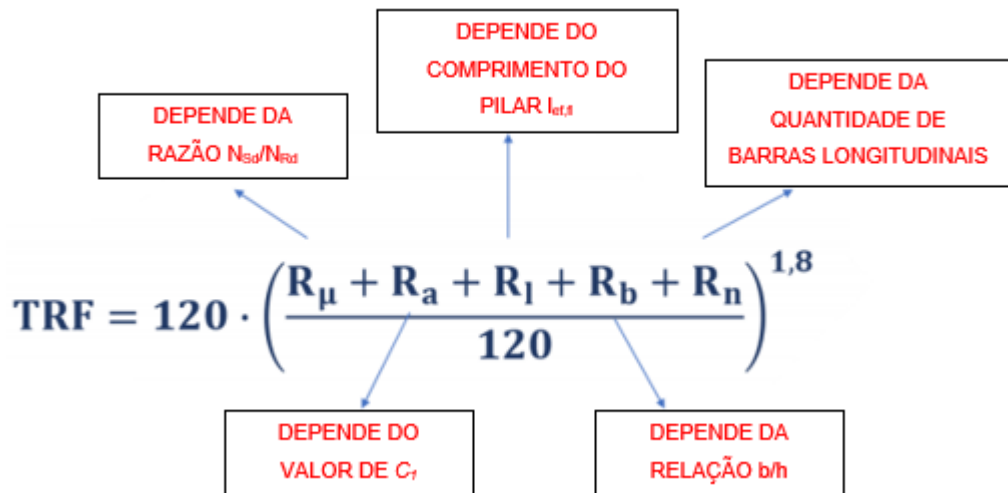
Para a aplicação do método analítico, os seguintes critérios devem ser respeitados:

- $A_s/A_c \leq 0,04$, sendo A_s a área total das armaduras;
- $25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$;
- $b' \geq 190 \text{ mm}$;
- $e \leq 0,15b$, onde “e” é a excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio;
- $l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m}$.

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, o valor da excentricidade “e” pode ser admitido com sendo igual ao da excentricidade de primeira ordem da força normal à temperatura ambiente, desprezando-se os efeitos da ação do vento.

A seguir, a figura 3.16 resume todas as variáveis envolvidas na equação 3.35 para o cálculo do TRF.

Figura 3.16 – Parâmetros envolvidos no cálculo do TRF de pilares



Fonte: O autor (2020)

3.4.3 Método Simplificado De Cálculo

Além dos métodos já mencionados neste trabalho, a ABNT NBR 15200:2012 dispõe, também, do método simplificado para a análise de elementos estruturais de concreto em situação de incêndio. Apesar disso, em seu texto, a ABNT NBR 15200:2012 não se aprofunda nos procedimentos de emprego desse método. Para a aplicação método simplificado existem algumas hipóteses que devem ser seguidas, são elas:

- a) as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser calculadas de acordo com os procedimentos anteriormente apresentados na seção 3.4 deste trabalho;
- b) os esforços resistentes de cálculo em situação de incêndio ($R_{d,fi}$) referentes a cada elemento podem ser calculados baseando-se na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, levando em consideração a exposição ao fogo conforme o TRRF. A ABNT NBR 15200:2012 indica que essa distribuição de temperatura deve ser obtida

na literatura técnica ou calculada por meio de ferramentas computacionais específicas;

- c) os esforços resistentes podem ser calculados tomando-se os critérios preconizados pela ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto — Procedimento) para temperatura ambiente, utilizando para o concreto e para o aço o valor das resistências referentes a situação de incêndio. Em relação ao concreto, esse valor é obtido a partir do cálculo da redução de resistência em função do aquecimento e, posteriormente, efetuando-se a distribuição dessa perda de maneira uniforme na parte comprimida da seção de concreto. No caso do aço, calcula-se a redução de resistência no mesmo cenário e distribui-se uniformemente a perda na armadura total. A ABNT NBR 15200:2012 permite, ainda, que alternativamente sejam utilizados métodos que consideram a seção de concreto reduzida para a análise em situação de incêndio.

3.5 ASPECTOS DE DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118:2014

Para que as estruturas em concreto possam vir a ter a durabilidade necessária para a qual foram projetadas é fundamental que sejam observados e atendidos os critérios de durabilidade estabelecidos pela norma ABNT NBR 6118:2014, uma vez esses critérios sendo atendidos, consequentemente melhora-se a resistência ao fogo dos elementos de concreto das edificações em situação de incêndio.

Para compreender os critérios de durabilidades que são apresentados nesta seção é necessário conhecer primeiro as classes de agressividade ambiental (CAA) preconizadas pela ABNT NBR 6118:2014, que visam adequar o dimensionamento da estrutura às características do ambiente em que será executada a sua construção. De acordo com ABNT NBR 6118:2014, a agressividade do meio ambiente está ligada às ações físicas e químicas atuantes sobre as estruturas de concreto. Essa agressividade ambiental deve ser classificada, nos projetos de estruturas de concreto, de acordo com a tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

*** Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A partir da classificação de agressividade ambiental, para garantir a qualidade do concreto de cobertura, devem ser atendidas as condições de durabilidade no que se refere as características do concreto, além da espessura e qualidade do concreto do cobertura da armadura. A fim de verificar o desempenho da durabilidade da estrutura sob as condições de agressividade previstas em projeto, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que sejam feitos ensaios que comprovem esse desempenho, entretanto, permite que, na ausência desses ensaios, sejam adotados os requisitos mínimos apresentados na tabela 3.19, em virtude de existir uma boa correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade.

Tabela 3.19 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

* O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655:2015.

** CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

*** CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Por fim, o último critério de durabilidade de estruturas de concreto abordado neste trabalho diz respeito ao atendimento do cobrimento mínimo da armadura (valor limite considerado aceitável e que deve ser mantido por toda extensão do elemento de concreto armado considerado). E, segundo a ABNT NBR 6118:2014, o cobrimento mínimo (c_{min}) é garantido quando o projeto e a execução consideram o cobrimento nominal (c_{nom}), que nada mais é do que o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Desse modo, é necessário que as dimensões das armaduras e os espaçadores respeitem os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 3.20, para $\Delta c = 10$ mm.

Tabela 3.20 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV***
		Cobrimento nominal (cm)			
Concreto armado	Laje**	2	2,5	3,5	4,5
	Viga/pilar	2,5	3	4	5
	Elementos estruturais em contato com o solo****	3		4	5
Concreto protendido*	Laje	2,5	3	4	5
	Viga/pilar	3	3,5	4,5	5,5

* Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os valores para concreto armado.

** Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas por um cobrimento superior ou igual ao maior valor entre:

- diâmetro da barra utilizada no elemento em sua armadura longitudinal;
- diâmetro do feixe de barras;
- metade do diâmetro da bainha;
- 1,5 cm.

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

**** No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobertura nominal maior ou igual a 4,5 cm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.6 LEGISLAÇÃO E NORMATIZAÇÃO TÉCNICA BRASILEIRAS

No Brasil, as exigências inerentes a segurança contra incêndio em edificações são fundamentadas em decretos estaduais, Instruções Técnicas (ITs) do Corpo de Bombeiros estaduais e por meio de normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A seguir, da seção 3.5.1 a 3.5.5 deste trabalho, tem-se uma breve explanação sobre a finalidade das normas relativas à segurança estrutural das edificações em situação de incêndio, bem como, no caso do Código de Defesa do Consumidor, a exigência legal para cumprimento das exigências técnicas.

3.6.1 Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros - ITs

As Instruções Técnicas (ITs) dos Corpos de Bombeiros Estaduais, determinam os requisitos para execução e implantação das medidas de segurança contra incêndio em edificações. O Corpo de Bombeiros de diversos estados do Brasil usam como base as normas ABNT NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações”, ABNT NBR 14323:2013 – “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio” e ABNT NBR 15200:2012 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” para elaborar as suas Instruções Técnicas (ITs).

As primeiras Instruções Técnicas surgiram a partir da década de 1990, tendo como pioneiro na elaboração o Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, e trouxeram em seu escopo exigências de avaliação da resistência e segurança das estruturas quando expostas ao fogo. Na época, ainda não existiam normas da ABNT sobre o tema, o que mais tarde acabou resultando na criação da ABNT NBR 15200:2004.

As atuais Instruções Técnicas utilizadas por alguns estados brasileiros têm muita semelhança com a ABNT NBR 14432:2001. Assim como a norma supramencionada,

as ITs prescrevem tabelas para utilização, em projeto de edificações, de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRFs). E, além disso, faz alusões aos métodos de dimensionamentos para elementos estruturais presentes nas demais normas ABNT de segurança contra incêndio. Todas as recomendações presentes nas Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros Estaduais visam evitar o colapso estrutural e, principalmente, garantir a saída segura das pessoas e a entrada do Corpo de Bombeiros nas edificações em tempo suficiente.

3.6.2 ABNT NBR 15200:2012

A ABNT NBR 15200:2012, que teve sua primeira versão lançada em 2004, é a principal norma técnica para o dimensionamento de estruturas de concreto. A norma em questão foi elaborada a partir do Eurocode 2 – “*Design of concrete structures – Part 1-2 General rules – Structural*” e ajustada à realidade brasileira. Em seu escopo, a ABNT NBR 15200:2012 estabelece os critérios que devem ser atendidos em situação de incêndio de acordo com os tempos requeridos de resistência ao fogo preconizados pela ABNT NBR 14432:2001, e que devem ser aplicados em estruturas projetadas de acordo com as normas ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e ABNT NBR 9062:2017 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado).

A ABNT NBR 15200:2012 aborda o comportamento das propriedades do aço e do concreto sob a exposição de temperaturas elevadas e fornece métodos de verificação da segurança estrutural do concreto armado em situação de incêndio. O primeiro deles, o método tabular, pode ser utilizado para vigas, lajes, pilares e tirantes. O segundo deles, o método analítico, é direcionado exclusivamente para pilares. Além desses, a norma ainda dispõe curta sugestão de aplicação de métodos simplificados, avançados e experimental.

Os objetivos gerais elencados pela ABNT NBR 15200:2012, para a verificação de estruturas em incêndio, são: limitar o risco à vida humana; limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade; limitar o risco da propriedade exposta ao fogo.

3.6.3 ABNT NBR 14432:2001

A ABNT NBR 14432:2001, publicada pela primeira vez no ano 2000, apresenta em seu escopo as exigências necessárias para que elementos estruturais (concreto, aço, madeira etc.) e de compartimentação, que fazem parte das edificações, em situação de incêndio evitem o colapso estrutural. Essas exigências traduzem-se na facilitação, em tempo hábil, da fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, segurança das operações de combate ao incêndio e minimização de danos a edificações vizinhas e à infraestrutura pública.

A contribuição da ABNT NBR 14432:2001 para a concepção de projetos de segurança contra incêndio em edificações se dá por meio de definições e uso de tabelas, onde constam os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRFs); classificação das edificações quanto à sua ocupação e cargas de incêndio específicas.

Vale destacar também a existência de uma norma que fornece métodos de ensaio para a obtenção da resistência ao fogo de cada elemento estrutural, a ABNT NBR 5628:2001. Além disso, uma importante norma no cenário da construção civil, a ABNT NBR 15575:2013 — que trata do desempenho de edificações habitacionais — prescreve que a segurança estrutural contra o fogo deve ser atingida através do cumprimento dos requisitos estabelecidos nas normas ABNT NBR 14432, ABNT NBR 14323, ABNT NBR 15200 e, quando necessário, na Eurocode correspondente.

3.6.4 ABNT NBR 9062:2017

Originalmente publicada em 1985, a ABNT NBR 9062 teve a sua primeira revisão mais de 30 anos após seu lançamento, em 2006, e sua mais recente atualização se deu em 2017. A revisão realizada em 2006 visou adequar a referida norma a ABNT NBR 6118. Em sua última atualização, ABNT NBR 9062:2017, passou por uma ampla modificação, o que a fez ser pioneira sob o aspecto da construção industrializada no Brasil. E, apesar de ser uma norma para projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado predominantemente em situação normal, traz consigo recomendações quanto ao dimensionamento de elementos pré-moldados em situação de incêndio, que visam complementar as considerações elencadas na ABNT NBR 15200:2012.

Embora as estruturas de concreto pré-moldado, sejam naturalmente robustas, necessitam ser projetadas com a devida atenção quanto a influência do incêndio em seu desempenho. Por isso, em seu item 5.3.1.5.1, a ABNT NBR 9062:2017 diz que:

A estrutura como um todo, incluindo o projeto dos seus elementos, das ligações e as especificações de cobrimentos, deve ser projetada atendendo aos requisitos das ABNT NBR 14432 e ABNT NBR 15200, quanto ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, bem como da ABNT 8681, quanto às combinações de ações a serem consideradas.

Diante dessa perspectiva, a ABNT NBR 9062:2017 especifica considerações aplicáveis no dimensionamento de pilares pré-moldados, junto ao método analítico proposto pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo método tabular geral para dimensionamento de pilares retangulares ou circulares previsto, no Anexo E, também da ABNT NBR 15200:2012. A ABNT NBR 9062:2017 prescreve, ainda, o método de dimensionamento em situação de incêndio para lajes alveolares, apresentado na seção 3.4.1 deste trabalho, e para painéis de parede maciço de concreto.

3.6.5 Código De Defesa Do Consumidor - CDC

Apesar de não ser uma legislação diretamente relacionada a segurança contra incêndio, o Código de Defesa do Consumidor (CDC) deve ser considerado quando não houver exigência estadual explícita e é válido, também, para garantir aos usuários que suas edificações sejam minimamente segura sob a ótica das normas ABNT.

Nessa perspectiva, de acordo com a Lei nº. 8.078 (CDC), de 11 de setembro de 1990, art. 39, Seção IV – Das Práticas Abusivas, é vedado ao fornecedor de produtos ou serviços, dentre outras práticas abusivas (BRASIL, 1990):

[...] colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Conmetro).

3.6.6 Quadro Comparativo Das Exigências Normativas

A seguir, de maneira resumida, são abordados no quadro 3.1 aspectos relativos a finalidade, lacunas e convergências existentes nas normas ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14432:2001 e ABNT 9062:2017 a respeito da verificação de incêndio em elementos estruturais.

Quadro 3.1 – Abordagem das normas ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14432:2001 e ABNT 9062:2017 quanto a situação de incêndio

Parâmetros	Norma ABNT		
	NBR 15200:2012	NBR 14432:2001	NBR 9062:2017
Finalidade	Fornecer diretrizes para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio	Definir exigências de resistência ao fogo para os elementos construtivos de edificações	Prover procedimentos técnicos para o projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado
Elementos verificados em situação de incêndio	Vigas, pilares, lajes (exceto laje alveolar) e tirantes	Elementos estruturais em geral	Lajes alveolares e painéis maciço de concreto pré-moldado
Lacunas	Não apresenta dimensionamento de lajes alveolares e painéis maciços de concreto pré-moldado e não é muito clara sobre os métodos avançados de cálculo	Não apresenta critérios de dimensionamento específicos para elementos estruturais externos ao ambiente em chamas	Não aborda outros tipos de lajes pré-moldadas
Convergências	Os métodos de dimensionamento também se aplicam, de um modo geral, aos elementos pré-moldados constantes na ABNT NBR 9062:2017	Necessária para o dimensionamento de elementos estruturais englobados pela ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 9062:2017	Para o dimensionamento de pilares e vigas, especifica que deve-se atender aos requisitos da ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 15200:2012

Fonte: O autor (2020)

Ressalta-se que a ABNT NBR 6118:2014 não foi incluída no comparativo por apresentar apenas uma breve menção a respeito da necessidade de seguir as recomendações da ABNT NBR 15200:2012 para o dimensionamento das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, sem que apresentasse, de fato, algum método de verificação.

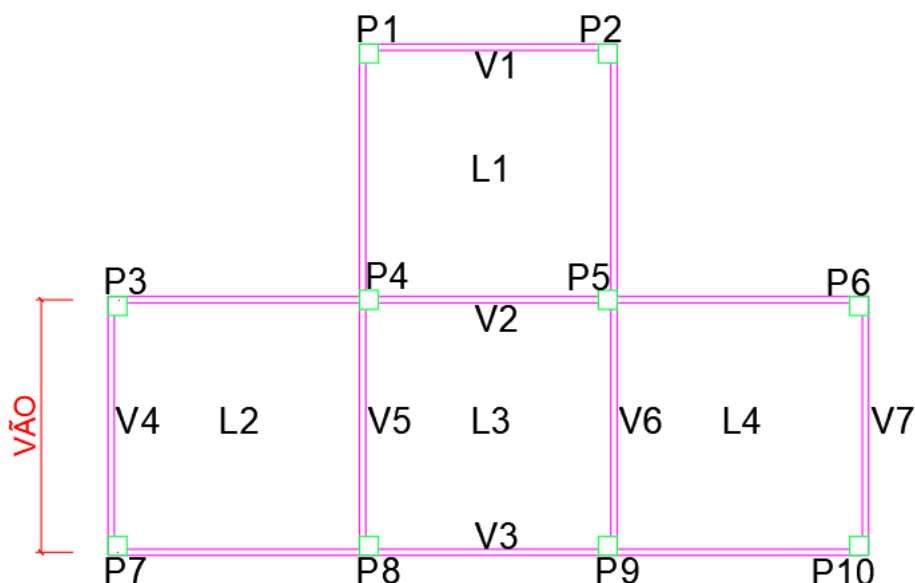
4 METODOLOGIA

Nesta seção são abordadas as características dos modelos estruturais pré-moldados de menor (residencial) e maior porte (comercial) adotados, bem como a descrição do procedimento empregado para o lançamento estrutural no *software* AltoQi Eberick V10.

4.1 ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE MENOR PORTE

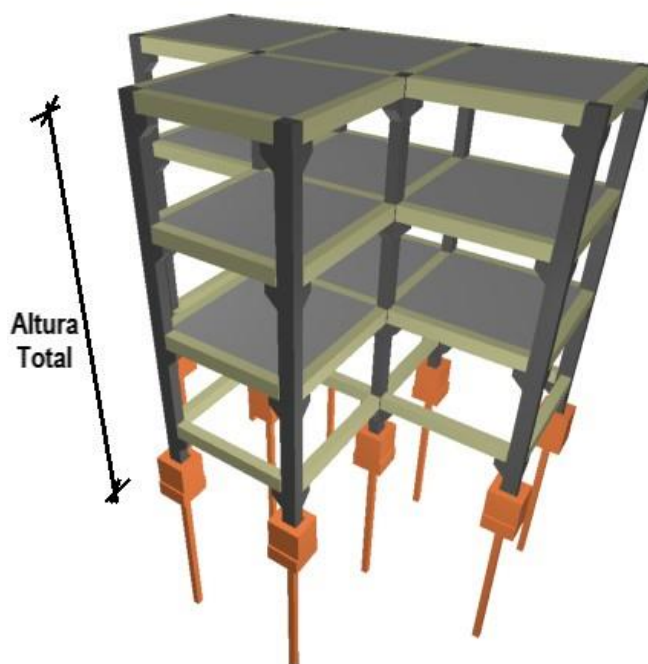
Os modelos estruturais pré-moldados de menor porte, em termos de área construída, foram definidos baseando-se no trabalho de Menezes *et al.* (2016). O modelo de pórtico espacial a partir do qual foram originadas todas as estruturas pré-moldadas de pequeno porte aqui analisadas é composto, em cada pavimento, por dez pilares (P1 a P10), treze vigas biapoiadas (V1 a V13) e quatro lajes pré-moldadas (L1 a L4). As lajes pré-moldadas L2, L3 e L4 foram engastadas entre si a fim de proporcionar uma maior rigidez estrutural e consequente diminuição de espessura de laje necessária para vencer os vãos de 4,0 m, 4,5 m e 5,0 m estudados. A figura 4.1 representa esquematicamente o modelo de planta baixa do pórtico pré-moldado com a disposição dos pilares, vigas e lajes por pavimento utilizados para as análises deste estudo. A figura 4.2, por sua vez, mostra uma vista tridimensional do modelo de pórtico pré-moldado de menor porte utilizado neste estudo.

Figura 4.1 – Planta baixa esquemática do pórtico modelo pré-moldado de menor porte



Fonte: O autor (2020)

Figura 4.2 – Vista tridimensional do pórtico modelo pré-moldado de menor porte



Fonte: O autor (2020)

Com o modelo predeterminado foram analisadas estruturas com três alturas totais diferentes, sendo elas empregadas em cada um dos três vãos estudados: 5,6 m (2 pavimentos); 8,4 m (3 pavimentos) e 14 m (5 pavimentos). Esse conjunto de combinações resultou num total de nove estruturas pré-moldadas que, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, pertencem às classes P1, P2 e P3 (seção 3.3.1 deste trabalho), respectivamente. Salienta-se que a altura total se refere a distância entre o ponto que representa o nível de acesso ao prédio e o ponto mais alto do piso do último pavimento que pode ser habitado. Porém, para fins de segurança, o programa considera a extensão vertical total da estrutura para a determinação dos TRRFs. A tabela 4.1 fornece as relações entre altura totais, vãos, áreas construídas e quantidade vigas, pilares e lajes pré-moldadas presentes em cada uma das estruturas pré-moldadas de menor porte analisadas.

Tabela 4.1 – Quantidade de pilares, de vigas, de lajes pré-moldadas e área construída das edificações analisadas

Vão (m)	Altura Total (m)	Quantidade de pilares	Quantidade de vigas	Quantidade de lajes	Área construída (m²)
4,0	5,6	10	39	8	134,05
4,5					168,80
5,0					207,55
4,0	8,4	10	52	12	201,07
4,5					253,19
5,0					311,32

Tabela 4.1 – Quantidade de pilares, de vigas, de lajes pré-moldadas e área construída das edificações analisadas (continuação)

Vão (m)	Altura Total (m)	Quantidade de pilares	Quantidade de vigas	Quantidade de lajes	Área construída (m²)
4,0	14,0	10	78	20	335,11
4,5					421,99
5,0					518,86

Fonte: O autor (2020)

Diante da classificação feita a partir da norma ABNT NBR 14432:2001 quanto as edificações estudadas foi possível definir os TRRFs para cada uma delas, conforme mostra a tabela 4.2.

Tabela 4.2 – TRRFs das edificações de pequeno porte analisadas segundo a ABNT NBR 14432:2001

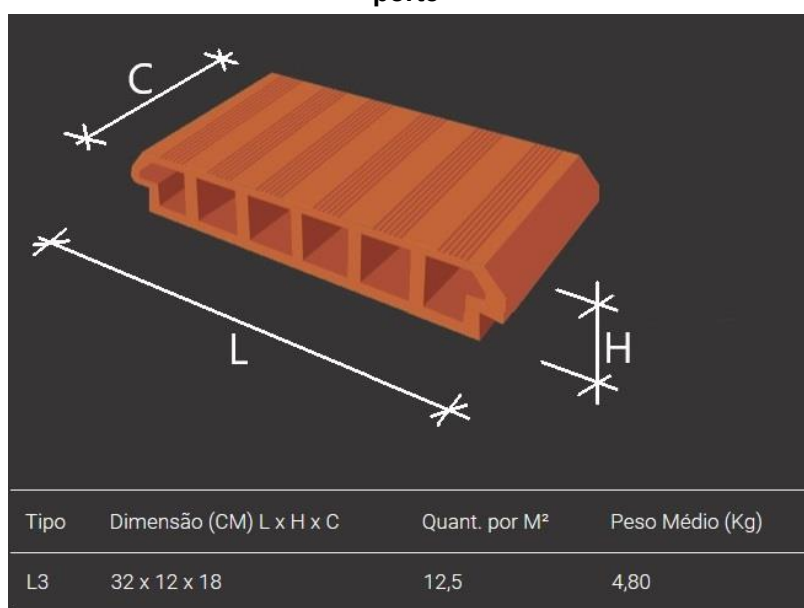
Vão (m)	Altura Total (m)	Classe	TRRF (min)
4,0	5,6	P1	30
4,5			
5,0			
4,0	8,4	P2	30
4,5			
5,0			
4,0	14,0	P3	60
4,5			
5,0			

Fonte: O autor (2020)

Definido os modelos estruturais pré-moldados de menor porte, considerou-se que as edificações pertenciam a divisão A-2, que é definida pela ABNT NBR 14432:2001 como sendo referente a habitações multifamiliares. No tocante aos carregamentos das estruturas, tendo em vista a ABNT NBR 6120:2019, adotou-se para as lajes pré-moldadas a carga de 2 kN/m² (maior carga possível de uma edificação residencial multifamiliar comum) e uma carga de revestimento com valor igual a 1,105 kN/m² (correspondente as camadas de contrapiso, assentamento e de material granítico, onde seus pesos específicos e espessuras são, respectivamente, iguais a 21 kN/m³ e 3,0 cm, 19 kN/m³ e 1,0 cm, e 28,5 kN/m³ e 1,0 cm). No que diz respeito as vigas, considerou-se que sobre elas havia um carregamento distribuído igual a 4,76 kN/m proporcionado pelo peso próprio das paredes, nas quais admitiu-se que em sua composição foram utilizados blocos cerâmicos vazados de 11,5 cm e espessura de revestimento de 2 cm por face com peso de 1,7 kN/m², resultando em uma parede com espessura de 15,5 cm e com altura adotada igual a 2,8 m.

Com o intuito de proporcionar seções transversais para os elementos estruturais com dimensões mais compatíveis com as que são geralmente praticadas por projetistas na cidade de Aracaju/SE, considerou-se para este estudo a utilização de concreto da classe de resistência C40 e classe de agressividade ambiental III, conforme preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 e apresentado na seção 3.5 deste trabalho. Além disso, levou-se em conta os efeitos da ação do vento nas edificações considerando que este fenômeno possui velocidade básica igual a 30 m/s (definida de acordo com a localização de Aracaju/SE no mapa de isopletas da ABNT NBR 6123:1988) e que as edificações analisadas estão situadas em terreno plano de rugosidade pertencente a categoria II, tal qual estabelece o item 5 da norma ABNT NBR 6123:1988. Ainda com o objetivo de retratar a realidade da construção civil do mercado sergipano foram adotadas, para o preenchimento das lajes pré-moldadas, lajotas cerâmicas do tipo L3 de fabricante local, que fornece produtos cerâmicos para as construtoras de Sergipe e para as lojas de materiais de construção do estado. O modelo de lajota cerâmica utilizado com suas respectivas dimensões é apresentado na figura 4.3. Adotou-se, também, o modelo de vigota em “T” invertido padrão do AltoQi Eberick V10 para lajes pré-moldadas. Ressalta-se que a versão utilizada do *software* não dispõe de vigotas treliçadas.

Figura 4.3 – Lajota cerâmica utilizada nas laje pré-moldadas das edificações de pequeno porte



Fonte: Adaptada de Cerâmica São José (2020). Disponível em: <<http://www.ceramicasaojose-se.com.br/lajotas.html>>. Acesso em: 03 mar. 2020.

Durante o dimensionamento das estruturas pré-moldadas de pequeno porte foram empregadas barras de aço do tipo CA-50 para todos os elementos estruturais

pré-moldados para compor as armaduras longitudinais, transversais e dos consolos, conforme tabela 4.3. Para os casos em que o diâmetro da barra é de 5 mm o tipo de aço utilizado é o CA-60.

Tabela 4.3 – Diâmetro das armaduras longitudinais, transversais e dos consolos utilizados no pórtico pré-moldado de pequeno porte

Elemento estrutural	Diâmetro das barras de aço (mm)		
	Longitudinal	Transversal	Consolo
Vigas	8,0; 10,0; 12,5; 16,0	5,0; 6,3	-
Pilares	10,0; 12,5; 16,0; 20,0	5,0; 6,3	5,0; 6,3; 8,0; 10,0
Lajes	5,0; 6,3; 8,0; 10,0	5,0; 6,3	-

Fonte: O autor (2020)

O dimensionamento das estruturas pré-moldadas de pequeno porte aqui analisadas foi realizado através de diversos lançamentos com o auxílio do *software* AltoQi Eberick V10, cujo procedimento de lançamento se encontra na seção 4.3 do presente trabalho, a fim de se atender minimamente os critérios e requisitos normativos relativos ao dimensionamento considerando apenas a temperatura ambiente para cada uma das edificações. Durante os lançamentos das estruturas partiu-se de valores iniciais de dimensões mínimas para vigas, pilares e lajes, conforme a tabela 4.4. As vigas possuíam inicialmente valores de largura e altura da seção transversal iguais a 20 cm e 30 cm, respectivamente. Para os pilares, por sua vez, adotou-se o valor de 20 cm como sendo o valor mínimo em ambas as dimensões de sua seção transversal. Já para as espessuras da capa de concreto das lajes, esse valor de partida foi de 5 cm. Ao passo em que era verificado a necessidade de incrementos em suas dimensões para atendimento aos requisitos, especialmente da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017, quanto ao dimensionamento em temperatura normal eles foram feitos obedecendo um padrão de acréscimo de 5 cm para as seções transversais de pilares e vigas e de 1 cm para a espessura de capa de concreto das lajes. Frisa-se que para todos os pavimentos da edificação foi adotado um único modelo de locação de elementos estruturais, o que permitia replicá-lo em toda a estrutura com a facilidade característica que o sistema pré-moldado proporciona na prática. Assim, nas nove estruturas analisadas os pavimentos que as compõem são iguais entre si, com exceção dos pavimentos de fundação que não possuem lajes pré-moldadas sobre as vigas baldrame. Destaca-se que as considerações e informações relativas as fundações não possuem relevância para o objeto deste estudo visto que esses elementos que compõem o pavimento fundação,

por estarem confinados pelo solo, não estão expostos ao risco de incêndio e, portanto, não necessitam de verificação de segurança para a possibilidade de exposição a temperaturas elevadas.

Tabela 4.4 – Dimensões iniciais das vigas, pilares e capa das lajes e seu padrão de incrementos

Dimensões	Vigas		Pilares		Lajes
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Capa (cm)
Iniciais	20	30	20	20	5
Incrementos	5	5	5	5	1

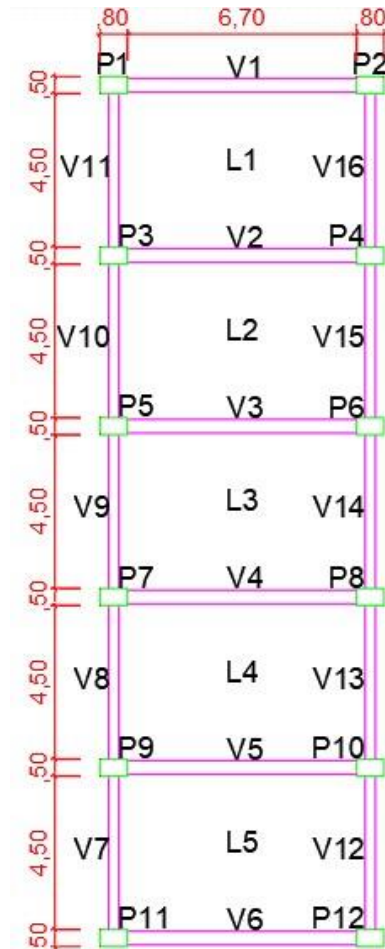
Fonte: O autor (2020)

Encontradas as dimensões dos elementos estruturais que satisfaziam os requisitos relativos a condição de temperatura ambiente, verificou-se então o atendimento deles ou não aos requisitos de situação de incêndio.

4.2 ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA DE MAIOR PORTE

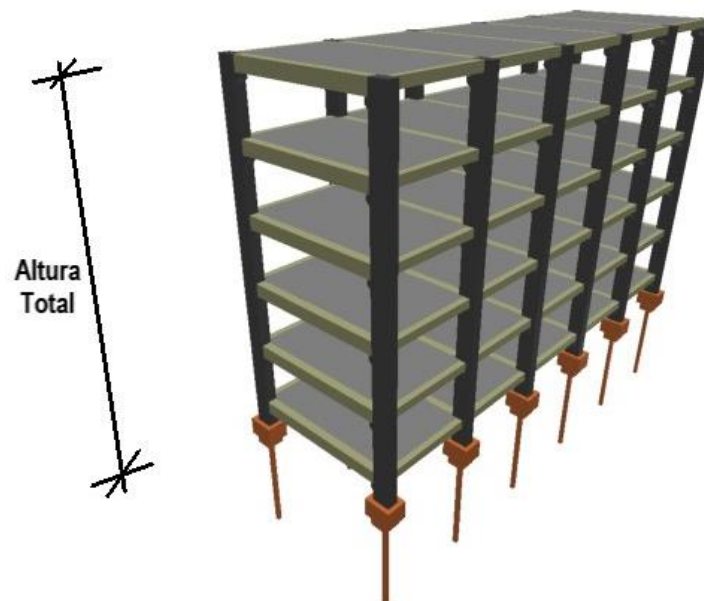
O modelo estrutural pré-moldado utilizado na edificação de maior porte para a verificação de incêndio foi extraído do estudo de caso de Alves (2017) sobre a estabilidade global de galpões pré-moldados localizados na cidade Aracaju/SE. O modelo estrutural escolhido foi o que apresentou maior tamanho dentre os existentes no trabalho de Alves (2017), em termos de área construída, sendo composto por 5 pavimentos com altura total igual a 15,0 m pertencendo, assim, a classe P3 de acordo com a ABNT NBR 14432:2001. O modelo em questão é composto, em cada pavimento, por doze pilares (P1 a P12), dezesseis vigas (V1 a V16) e cinco lajes alveolares (L1 a L5), conforme mostra a figura 4.4. Sua representação tridimensional é apresentada na figura 4.5.

Figura 4.4 – Planta baixa esquemática da estrutura pré-moldada de maior porte



Fonte: O autor (2020)

Figura 4.5 – Vista tridimensional do pórtico modelo pré-moldado de maior porte



Fonte: O autor (2020)

A tabela 4.5 fornece a quantidade de vigas, pilares, lajes alveolares e área construída da edificação de maior porte analisada.

Tabela 4.5 – Quantidade de pilares, de vigas, de lajes alveolares e área construída da edificação de maior porte

Altura Total (m)	Quantidade de pilares	Quantidade de vigas	Quantidade de lajes	Área construída (m ²)
15,0	12	96	30	998,55

Fonte: O autor (2020)

Conforme já mencionado na seção 3.3.1 deste trabalho, considerou-se que a edificação de maior porte analisada pertencia a divisão C-2, que é designada pela ABNT NBR 14432:2001 para representar comércios de grande e médio portes. Os 5 pavimentos possuem o mesmo arranjo estrutural, diferindo-se entre si apenas quanto as cargas atuantes em seus elementos estruturais e o tipo de laje alveolar adotada. Todas as cargas utilizadas no dimensionamento tiveram como base a ABNT NBR 6120:1980, versão da norma vigente quando o trabalho de Alves (2017) foi desenvolvido.

Para os pavimentos de 1 a 4, Alves (2017) utilizou lajes alveolares LP20 e considerou que havia nelas uma sobrecarga de utilização para edificação comercial igual a 300 kgf/m² e revestimento de piso igual a 85 kgf/m². Em relação a carga proveniente das alvenarias, definiu-se que os pesos da alvenaria lateral e transversal eram equivalentes a 507 kgf/m e 468 kgf/m, respectivamente. Além disso, para as vigas laterais admitiu-se um peso próprio de 300 kgf/m e para as vigas transversais peso próprio de 600 kgf/m. No que diz respeito ao pavimento 5, adotou-se lajes alveolares LP15 com uma sobrecarga de utilização para coberturas sem acesso ao público de 200 kgf/m² e carga proveniente da impermeabilização e proteção mecânica da laje igual a 85 kgf/m². Ademais, empregou-se uma carga relativa ao platibanda de 195 kgf/m e, assim como nos demais pavimentos, considerou-se para as vigas laterais e transversais um peso próprio de 300 kgf/m e 600 kgf/m, respectivamente.

Do mesmo modo que para as estruturas de pequeno porte analisadas neste trabalho, foi empregado no dimensionamento da edificação de maior porte concreto da classe de resistência C40 e classe de agressividade ambiental III. Foram utilizados para as vigas, pilares e consolos aços do tipo CA-50 para constituir as armaduras, com exceção das barras de 5 mm que correspondem ao aço do tipo CA-60, conforme tabela 4.6. Salienta-se que o AltoQi Eberick V10 não efetua o detalhamento das armaduras de protensão da laje alveolar e, por esse motivo, essas informações em

relação as lajes alveolares se encontram ausentes na tabela 4.6. É importante ressaltar que o impacto da falta dessa informação será tratado nos itens 5.2 e 6 deste trabalho.

Tabela 4.6 – Diâmetro das armaduras longitudinais, transversais e dos consolos utilizados no pórtico pré-moldado de maior porte

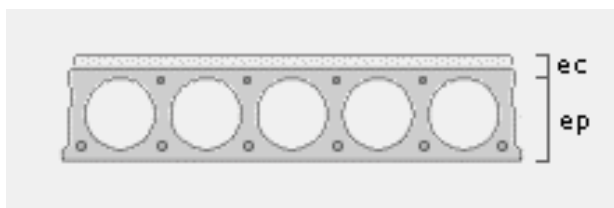
Elemento estrutural	Diâmetro das barras de aço (mm)		
	Longitudinal	Transversal	Consolo
Vigas	8,0; 10,0; 12,5; 16,0	5,0; 6,3	-
Pilares	10,0; 12,5; 16,0; 20,0	5,0; 6,3	5,0; 6,3; 8,0; 10,0

Fonte: O autor (2020)

Tendo em vista as características da região de Aracaju/SE, assim como nas estruturas de menor porte, as forças devidas ao vento foram levadas em conta considerando a velocidade básica de vento equivalente a 30 m/s, estando a edificação situada em terreno plano de rugosidade pertencente a categoria II, conforme define o item 5 da norma ABNT NBR 6123:1988.

Os elementos estruturais pertencentes a edificação comercial aqui estudada possuem dimensões padronizadas. As vigas laterais possuem valores de largura e altura da seção transversal iguais a 30 cm e 40 cm, respectivamente. Já as vigas transversais possuem dimensões de largura e altura da seção transversal mais robustas, nessa ordem, equivalentes a 40 cm e 60 cm. Os pilares, por sua vez, possuem em sua totalidade as mesmas dimensões de seção transversal, 50 cm x 80 cm. As lajes alveolares LP15 possuem 20 cm de espessura total, sendo 15 cm de espessura do painel e 5 cm corresponde a uma capa de concreto padrão adotada no *software*. Já as lajes alveolares LP20 têm painel com espessura de 20 cm e, do mesmo modo que a laje LP15, uma capa de 5 cm de concreto, resultando numa espessura total de 25 cm. A representação das lajes alveolares LP15 e LP20 encontra-se disposta de maneira genérica na figura 4.6, onde ep corresponde a espessura do painel e ec a espessura de capa de concreto. As dimensões dos elementos estruturais da edificação de maior porte encontram-se resumidas na tabela 4.7.

Figura 4.6 – Representação genérica da seção transversal da laje alveolar LP disponível no *software*



Fonte: O autor (2020)

Tabela 4.7– Dimensões das vigas, pilares e lajes alveolares da estrutura pré-moldada de maior porte

Vigas		Pilares		Lajes	
Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	LP15	LP20
				Espessura (cm)	Espessura (cm)
30 e 40	40 e 60	50	80	20	25

Fonte: O autor (2020)

4.3 O ALTOQI EBERICK V10

Conforme já abordado neste trabalho, as análises foram desenvolvidas a partir do lançamento das estruturas pré-moldadas de menor e maior porte realizado com o auxílio da ferramenta computacional AltoQi Eberick V10, disponibilizado pela Coordenação de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju para fins educacionais e corresponde a um programa amplamente utilizado no Brasil para projetar estruturas de concreto.

Inicialmente, definiu-se a quantidade de pavimentos da edificação e altura que cada um deles possui. Posteriormente, efetuou-se a importação do(s) projeto(s) arquitetônico(s) usado(s) como base no croqui para locação dos elementos estruturais em cada pavimento.

Prosseguiu-se para o lançamento das vigas, pilares e lajes que podem ser realizados em cada pavimento ou, se houver pavimentos iguais, feitos com a replicação da locação executada em um pavimento para os demais que possuem as mesmas características. Como neste estudo optou-se por utilizar uma padronização dos pavimentos que pertencem as edificações, o lançamento estrutural foi realizado no primeiro pavimento e, em seguida, copiado para os demais. Para cada elemento estrutural lançado, definia-se também as cargas neles atuantes tal qual foi estabelecido nas seções 4.1 e 4.2 deste trabalho.

Após o lançamento da estrutura, partiu-se para a definição dos parâmetros de durabilidade relativos a classe de agressividade ambiental, classe de resistência do concreto e diâmetro das barras de aço adotadas no dimensionamento. Além disso, definiu-se os parâmetros referentes a ação do vento. No trabalho de Alves (2017) são apresentados maiores detalhes referentes ao lançamento de estruturas pré-moldadas no AltoQi Eberick V10.

Finalizados os parâmetros relativos ao dimensionamento à temperatura ambiente, efetuou-se a configuração das definições alusivas a situação de incêndio. Para isso, definiu-se o tipo de ocupação da edificação e optou-se por utilizar o padrão do *software* que determina o TRRF e altura de forma automática. Por último, inseriu-se as considerações quanto a influência das camadas de revestimento dos elementos na resistência ao fogo, que neste estudo foi considerado como sendo igual a zero, tanto para as estruturas de menor quanto para a de maior porte, conforme informado na seção 2.2. As figuras 4.7 e 4.8 mostram as janelas de parametrização da verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio de uma das estruturas pré-moldadas de menor porte analisadas e da estrutura pré-moldada de maior porte, respectivamente.

Figura 4.7 – Janela de configuração dos parâmetros de verificação dos elementos estruturais das edificações de menor porte em situação de incêndio (AltoQi Eberick V10, 2018)

Incêndio

Requisitos

☒ Definir TRRF automaticamente

Ocupação: A - Residencial

☒ Definir alturas automaticamente

Altura acima do solo: 480 cm

Profundidade do subsolo: 80 cm

☐ Permitir redução de TRRF utilizando MTE

Método do tempo equivalente...

Avançado...

Elementos	TRRF
Vigas	30 min
Pilares	30 min
Lajes	30 min
Paredes	30 min

Revestimento

☒ Projeto inteiro

☐ Por pavimento

Elementos	Físico	Eficiência	Efetivo
Vigas	0 cm	100 %	0 cm
Pilares	0 cm	100 %	0 cm
Lajes (superior)	0 cm	100 %	0 cm
Lajes (inferior)	0 cm	100 %	0 cm
Paredes	0 cm	100 %	0 cm
Vigas PM	0 cm	100 %	0 cm
Pilares PM	0 cm	100 %	0 cm

OK Cancelar Ajuda

Fonte: O autor (2020)

Figura 4.8 – Janela de configuração dos parâmetros de verificação dos elementos estruturais da edificação de maior porte em situação de incêndio (AltoQi Eberick V10, 2018)

Incêndio

Requisitos

☒ Definir TRRF automaticamente

Ocupação: C - Comercial varejista

☒ Definir alturas automaticamente

Altura acima do solo: 1420 cm

Profundidade do subsolo: 80 cm

☐ Permitir redução de TRRF utilizando MTE

Método do tempo equivalente...

Avançado...

Elementos

TRRF

Vigas: 60 min

Pilares: 60 min

Lajes: 60 min

Paredes: 60 min

Revestimento

☒ Projeto inteiro

☐ Por pavimento

Elementos	Físico	Eficiência	Efetivo
Vigas	0 cm	100 %	0 cm
Pilares	0 cm	100 %	0 cm
Lajes (superior)	0 cm	100 %	0 cm
Lajes (inferior)	0 cm	100 %	0 cm
Paredes	0 cm	100 %	0 cm
Vigas PM	0 cm	100 %	0 cm
Pilares PM	0 cm	100 %	0 cm

OK Cancelar Ajuda

Fonte: O autor (2020)

Com toda a parametrização necessária realizada, seguiu-se com a execução do processamento de toda a estrutura e posterior análise dos resultados, a fim de verificar o atendimento ou não do dimensionamento à temperatura ambiente em comparação ao necessário para a situação de exposição ao fogo.

5 RESULTADOS

Adiante, nas seções 5.1 e 5.2, são apresentados os resultados obtidos a partir das análises das estruturas pré-moldadas, descritas na seção 4 deste trabalho, em situação de incêndio feitas com o AltoQi Eberick V10.

5.1 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE MENOR PORTE

O *software* utilizado efetua o dimensionamento em temperatura ambiente dos elementos estruturais de concreto pré-moldado obedecendo os critérios prescritos pelas normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017. Desse modo, a tabela 5.1 apresenta, em função das alturas totais analisadas, as dimensões mínimas da seção transversal das vigas e pilares, e espessura da capa de concreto das lajes pré-moldadas que foram utilizadas no lançamento para o vão de 4,0 m a fim de atender, minimamente, o dimensionamento à temperatura ambiente.

Tabela 5.1 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 4,0 m)

Altura total (m)	Viga		Pilar		Laje
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Capa (cm)
5,6	30	40	30	40	5
8,4	30	40	30	40	5
14,0	35	45	35	45	5

Fonte: O autor (2020)

Analogamente, na tabela 5.2 são apresentadas as dimensões de seção transversal de vigas e pilares, e espessuras da capa das lajes pré-moldadas que compõem as estruturas utilizadas com o vão de 4,5 m, no dimensionamento à temperatura ambiente de acordo com as alturas totais estudadas.

Tabela 5.2 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 4,5 m)

Altura total (m)	Viga		Pilar		Laje
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Capa (cm)
5,6	35	45	35	45	8
8,4	35	45	35	45	8
14,0	35	45	35	45	8

Fonte: O autor (2020)

Para o último caso analisado, a tabela 5.3 mostra as dimensões de seção transversal de vigas e pilares, e espessuras das capas das laje pré-moldadas

necessárias ao dimensionamento considerando apenas a temperatura ambiente para as estruturas pertencentes ao vão de 5,0 m.

Tabela 5.3 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 5,0 m)

Altura total (m)	Viga		Pilar		Laje
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Capa (cm)
5,6	45	50	45	50	9
8,4	45	50	45	50	9
14,0	45	50	45	50	9

Fonte: O autor (2020)

É possível observar que, devido ao fato de as estruturas pré-moldadas de concreto necessitarem de elementos com seções maiores que as estruturas de concreto moldadas no local, as dimensões das seções das vigas e pilares pré-moldados constantes nas tabelas 5.1 a 5.3 atendem com certa folga também ao dimensionamento em situação de incêndio. Isso se deve, também, ao fato de que o cobrimento de concreto utilizado para esses elementos corresponde ao da classe de agressividade ambiental III, conforme a seção 3.5 deste trabalho. As dimensões verificadas para a temperatura ambiente demonstram que, se tratando de vigas e pilares pré-moldados, o dimensionamento para a situação de incêndio é menos rigoroso.

Outro aspecto importante a se destacar é que, em função da rigidez estrutural proporcionada pelos pilares e vigas pré-moldadas robustos, as lajes pré-moldadas do menor vão (4,0 m) tiveram seu dimensionamento a temperatura ambiente satisfeito com uma capa de concreto inferior ao mínimo exigido para a condição de exposição ao fogo. Por outro lado, para as estruturas de 4,5 m e 5,0 m de vão, as espessuras das capas das lajes pré-moldadas tiveram no seu dimensionamento para temperatura normal valores que atendiam à condição de incêndio, evidenciando que mesmo com o emprego de pilares e vigas de seções relativamente grandes para vãos maiores, são necessárias, para atendimento do dimensionamento à temperatura ambiente, capas de concreto mais espessas.

Em relação as vigotas pré-moldadas, verificou-se que para as estruturas de 5,6 m e 8,4 m de altura total o valor do cobrimento c_1 dessas vigotas foi atendido pelo dimensionamento à temperatura ambiente para todos os vãos analisados. Entretanto, para as estruturas com altura total igual a 14,0 m, em todos os vãos e pavimentos estudados, o valor de c_1 foi ligeiramente inferior ao mínimo exigido (c_{1min}) para a condição de incêndio. Em todos os pavimentos avaliados das edificações de altura

igual 14,0 m (5 pavimentos), os valores do c_1 das vigotas se repetiu para as lajes correspondentes, ou seja, o valor do c_1 da laje L1 do primeiro pavimento foi o mesmo em todos os outros pavimentos da edificação, da mesma maneira os valores de c_1 das lajes L2, L3 e L4 se repetiram em cada um dos pavimentos de suas respectivas edificações. Essa repetição de valores do c_1 , proporcionada pela padronização característica do sistema pré-moldado, foi observada em cada vão analisado, conforme pode ser visto na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Valor do c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas com seus respectivos vãos para as estruturas de 5 pavimentos

Laje	Pavimento	Altura total = 14,0 m			
		c_1 das vigotas (cm)			c_{1min} (cm)
		Vão = 4,0 m	Vão = 4,5 m	Vão = 5,0 m	
L1	Todos	3,9	3,9	3,9	4
L2	Todos	3,81	3,81	3,9	4
L3	Todos	3,81	3,81	3,81	4
L4	Todos	3,81	3,81	3,9	4

Fonte: O autor (2020)

A verificação de incêndio para estruturas pré-moldadas mostrou que para edificações mais altas (14,0 m), independente do vão analisado, o parâmetro que merece mais atenção é o c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas. A situação das vigotas apresentadas na tabela 5.4 pode ser contornada para atender as exigências quanto a exposição fogo aumentando-se o seu cobrimento de concreto.

Na tabela 5.5 são apresentados as dimensões mínimas exigidas em condição de incêndio para a espessura da capa de todas as lajes pré-moldadas das estruturas de 4,0 m de vão, único em que as estruturas necessitaram de incrementos nas espessuras das capas.

Tabela 5.5 – Espessura de capa das lajes pré-moldadas: temperatura ambiente *versus* situação de incêndio (Vão = 4,0 m)

Altura total (m)	Capa (cm)		Pavimento
	Temperatura ambiente	Situação de incêndio	
5,6	5	6	Todos
8,4	5	6	
14,0	5	8	

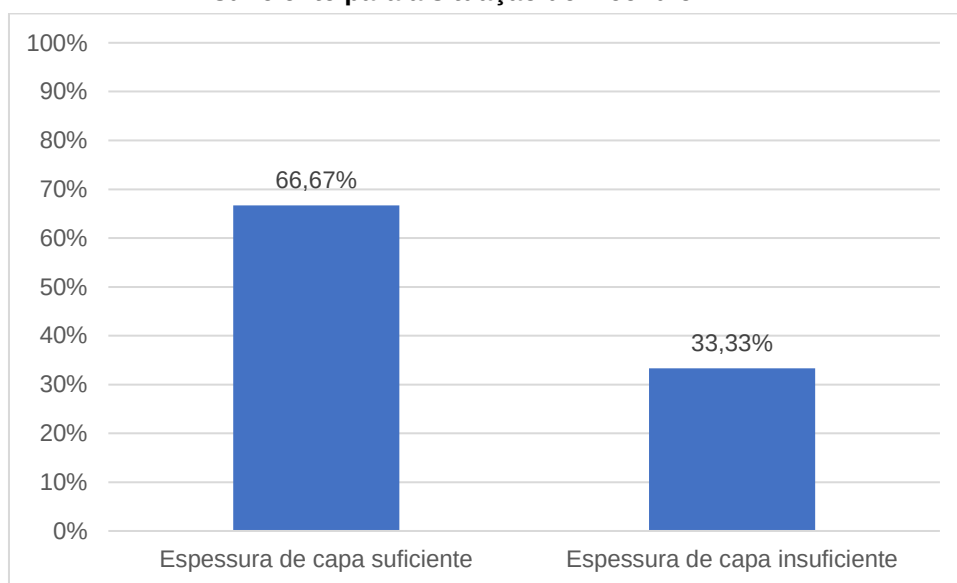
Fonte: AltoQi Eberick V10 (2018)

Como foi possível observar na tabela 5.5, a verificação de incêndio para estruturas pré-moldadas mostrou que para edificações com vão menor (4,0 m), independente da altura analisada, a espessura da capa da laje pré-moldadas é o aspecto que requer mais atenção no dimensionamento e, por isso, todas as três

edificações pertencentes a esse vão necessitam de incremento nas espessuras das capas de suas lajes para atender aos requisitos normativos de exposição ao fogo.

Para ilustrar melhor o impacto gerado pela verificação de incêndio nas espessuras de capa de concreto das lajes pré-moldadas estruturas de menor porte, o gráfico 5.1 mostra os percentuais de lajes pré-moldadas analisadas com capas de concreto que atenderam e que não atenderam aos requisitos de exposição ao fogo.

Gráfico 5.1 – Percentual de lajes pré-moldadas com espessuras de capa suficiente e insuficiente para a situação de incêndio

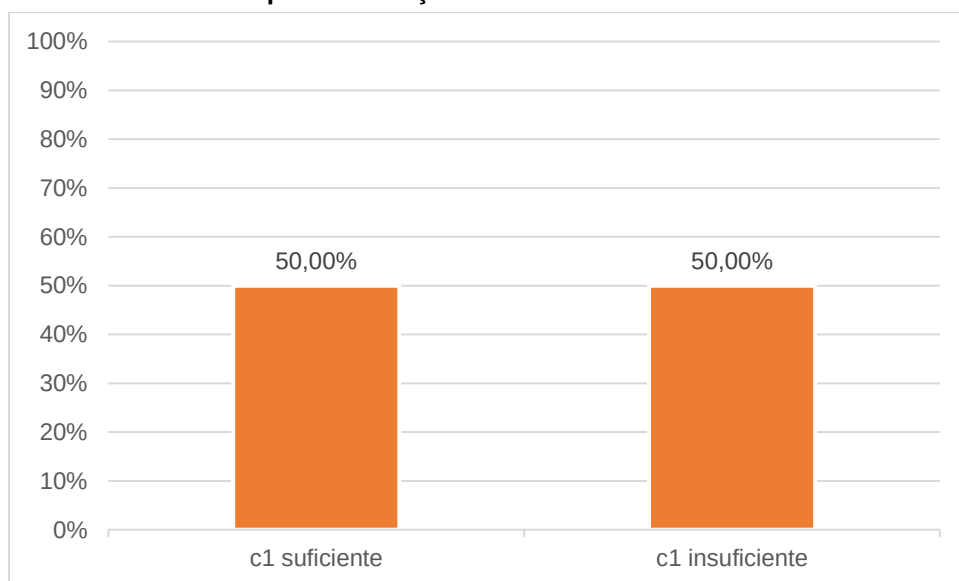


Fonte: O autor (2020)

Conforme visto no gráfico 5.1, um terço do total das lajes pré-moldadas analisadas necessita de modificações nas espessuras de suas capas de concreto para atender às exigências de resistência ao fogo. Coincidentemente, esse percentual também representa a proporção de edificações em que foi necessária a adequação das espessuras das lajes. Convém lembrar que no total foram 9 edificações de pequeno porte analisadas (três edificações de altura distintas lançadas para cada um dos vãos considerados: 4,0 m, 4,5 m e 5,0m), detalhadas na seção 4 deste trabalho.

O gráfico 5.2, por sua vez, mostra o percentual de lajes pré-moldadas em que o valor do c_1 das vigotas não foi atendido pelo dimensionamento à temperatura ambiente, requerendo, assim, incrementos para atender a situação de exposição a temperaturas elevadas.

Gráfico 5.2 – Percentual de lajes pré-moldadas com c_1 das vigotas suficiente e insuficiente para a situação de incêndio

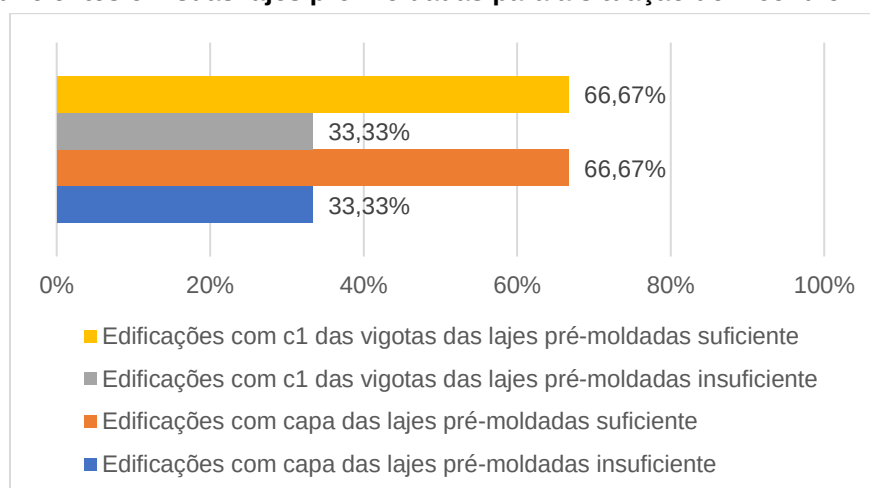


Fonte: O autor (2020)

Constata-se pelo gráfico 5.2 que, se tratando do c_1 das vigotas, o percentual de lajes afetadas pela insuficiência no valor desse parâmetro é maior se comparado a necessidade de incremento na espessura de capa das lajes, conforme mostrado no gráfico 5.1. Contudo, esse percentual de 50% de lajes pré-moldadas com o c_1 das vigotas insuficiente está concentrado em 3 das 9 edificações analisadas, que conforme a tabela 5.4 corresponde as estruturas de maior altura.

O gráfico 5.3 reúne os percentuais de edificações que tiveram em seu dimensionamento à temperatura ambiente valores de espessura de capa de concreto e c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas que atenderam e que não atenderam os requisitos estabelecidos para a situação de incêndio.

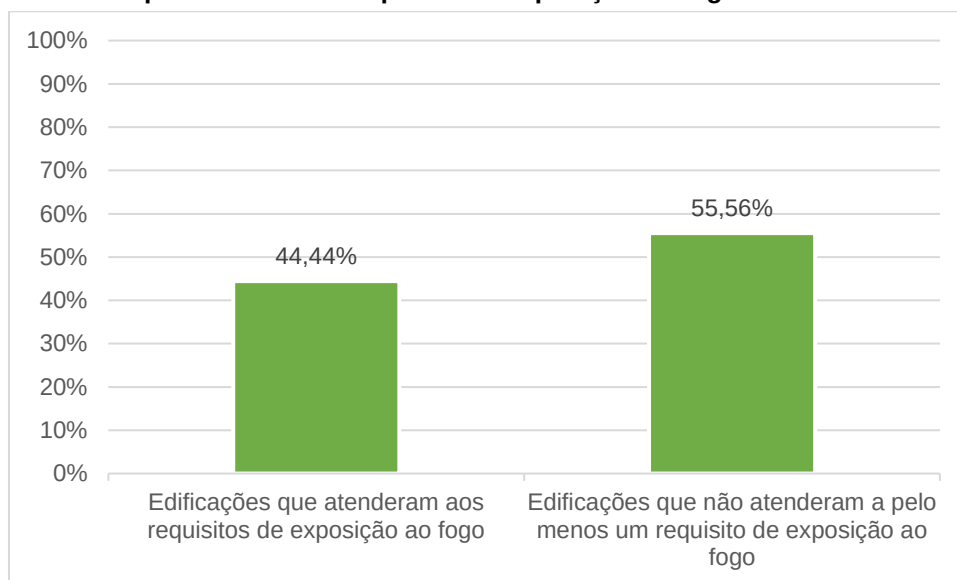
Gráfico 5.3 – Percentual de edificações com espessuras de capa e c_1 das vigotas suficientes e insuficientes em suas lajes pré-moldadas para a situação de incêndio



Fonte: O autor (2020)

Analisando os relatórios emitidos pela ferramenta computacional foi possível constatar que apenas as edificações de 4,5 m e 5,0 m de vão com alturas de 5,6 m e 8,4 m não requisitaram qualquer incremento em seus elementos para atendimento à condição de incêndio, o que representa 44,44% das edificações analisadas conforme mostrado no gráfico 5.4.

Gráfico 5.4 – Percentual de edificações que atenderam aos requisitos e que não atenderam a pelo menos um requisito de exposição ao fogo



Fonte: O autor (2020)

Observou-se, ainda, que o *software* utilizado efetua a verificação das lajes pré-moldadas utilizando-se de três tabelas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012. Para a verificação da espessura da capa de concreto da laje pré-moldada, o AltoQi Eberick V10 faz uso das tabelas 3.12 e 3.13, enquanto para as vigotas a ferramenta computacional as considera como nervuras e, por isso, verifica-as segundo a tabela 3.14.

No que se refere aos pilares das edificações analisadas, percebeu-se nos relatórios de análise fornecidos pelo *software* para a verificação da situação de incêndio que boa parte desses elementos apresentaram valores de excentricidade superiores ao limite (0,15b) estabelecido pela norma ABNT 15200:2012 para efetuar o cálculo do Tempo de Resistência ao Fogo, utilizando-se a equação 3.35. Entretanto, mesmo diante da verificação dessa inconsistência, a ferramenta computacional prossegue com a verificação e faz uso da equação supracitada para obter os valores dos TRFs dos pilares e, sendo esses valores obtidos iguais ou superiores ao TRRF exigido para a condição de exposição ao fogo, considera o dimensionamento dos pilares como suficientemente adequados. Além disso, foi verificado que alguns pilares

das edificações analisadas apresentam valores incorretos de excentricidade máxima calculadas pelo AltoQi Eberick V10. A fim de exemplificar essa constatação, a tabela 5.6 apresenta os valores de excentricidade verificados nos relatórios de análise para os pilares do último pavimento da edificação com 8,4 m de altura e 4,0 m de vão.

Tabela 5.6 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 3 da edificação com 8,4 m de altura (Vão = 4,0 m)

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo software (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	18,31	4,5	4,5
P2	18,31	4,5	4,5
P3	17,38	4,5	4,5
P4	71,70	6,0	4,5
P5	71,70	6,0	4,5
P6	17,38	4,5	4,5
P7	17,30	4,5	4,5
P8	20,71	6,0	4,5
P9	20,71	6,0	4,5
P10	17,30	4,5	4,5

Fonte: O autor (2020)

5.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA DE MAIOR PORTE

A tabela 5.7 mostra os valores referentes as dimensões de seção transversal de vigas e pilares para o dimensionamento a temperatura normal, bem como as espessuras dos modelos de laje alveolar adotados, conforme o estudo de caso de Alves (2017) mencionado na seção 4 deste trabalho.

Tabela 5.7 – Dimensões de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente da edificação de maior porte

Altura total (m)	Viga		Pilar		Laje	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Espessura (cm)	
					LP15	LP20
15	30 e 40	40 e 60	50	80	20	25

Fonte: O autor (2020)

Verificou-se que os valores de seção transversal das vigas, bem como os seus cobrimentos de concreto foram suficientes para atender as exigências em situação de incêndio. Isso se deve ao fato de os elementos estruturais necessários ao dimensionamento de uma estrutura pré-moldada serem naturalmente mais robustos se comparados a estruturas moldadas no local, por toda a limitação de rigidez que impedem o uso de peças mais esbeltas.

No tocante as lajes alveolares LP15 e LP20, a ferramenta computacional considerou que ambas atenderam aos requisitos de segurança estrutural em situação de incêndio. Entretanto, o AltoQi Eberick V10 não efetua a verificação em incêndio de maneira integral das lajes alveolares em função de não fazer o detalhamento da armadura ativa e de não implementar o método de verificação para lajes alveolares da ABNT NBR 9062:2017, descrito na seção 3.4.1 deste trabalho. Devido a isso, o *software* acaba realizando uma verificação incompleta, levando-se em conta apenas a espessura mínima que uma laje de concreto simplesmente apoiada deve ter para o TRRF indicado, garantindo assim a função corta fogo (necessária para impedir que o incêndio se propague) sem, desse modo, realizar a verificação quanto ao atendimento do parâmetro c_1 .

A tabela 5.8 mostra os resultados constantes nos relatórios de análise da verificação de incêndio emitidos pelo *software*, informando o valor de espessura de capa de laje necessário para a condição de exposição a temperaturas elevadas em contraste com os valores de espessuras das lajes alveolares LP15 e LP20.

Tabela 5.8 – Espessura das lajes alveolares LP15 e LP20: temperatura ambiente versus situação de incêndio

Laje alveolar	Espessura (cm)		Pavimento
	Temperatura ambiente	Situação de incêndio	
LP15	20	8	5
LP20	25	8	1 ao 4

Fonte: O autor (2020)

Cabe destacar que, assim como para as estruturas de menor porte, os pilares aqui também apresentaram valores de excentricidade acima do limite permitido pela norma ABNT NBR 15200:2012 para a aplicação da equação 3.35, que determina o TRF dos pilares. Salieta-se que, do ponto de vista técnico, o uso da equação 3.35 diante dessa inconsistência verificada se torna incoerente. Constatou-se ainda que boa parte dos pilares da estrutura pré-moldada de maior porte, além de apresentarem valores de excentricidades acima do limite (0,15b), apresentaram valores de excentricidade máxima incorretos, iguais a 12 cm, quando o correto seria 7,5 cm. Destaca-se que do pavimento 3 em diante os pilares da edificação começaram a apresentar valores de excentricidade e excentricidade máxima com incorreção, conforme mostram as tabelas 5.9 a 5.13.

Tabela 5.9 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 1 da edificação de maior porte

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	1,64	7,5	7,5
P2	1,64	7,5	7,5
P3	0,90	7,5	7,5
P4	0,90	7,5	7,5
P5	0	7,5	7,5
P6	0	7,5	7,5
P7	0	7,5	7,5
P8	0	7,5	7,5
P9	0,90	7,5	7,5
P10	0,90	7,5	7,5
P11	1,64	7,5	7,5
P12	1,64	7,5	7,5

Fonte: O autor (2020)

Tabela 5.10 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 2 da edificação de maior porte

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	1,91	7,5	7,5
P2	1,91	7,5	7,5
P3	1,80	7,5	7,5
P4	1,80	7,5	7,5
P5	0	7,5	7,5
P6	0	7,5	7,5
P7	0	7,5	7,5
P8	0	7,5	7,5
P9	1,80	7,5	7,5
P10	1,80	7,5	7,5
P11	1,91	7,5	7,5
P12	1,91	7,5	7,5

Fonte: O autor (2020)

Tabela 5.11 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 3 da edificação de maior porte

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	15,17	12,0	7,5
P2	15,17	12,0	7,5
P3	16,05	12,0	7,5
P4	16,05	12,0	7,5
P5	15,93	12,0	7,5
P6	15,93	12,0	7,5
P7	15,93	12,0	7,5

Tabela 5.11 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 3 da edificação de maior porte (continuação)

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P8	15,93	12,0	7,5
P9	16,05	12,0	7,5
P10	16,05	12,0	7,5
P11	15,17	12,0	7,5
P12	15,17	12,0	7,5

Fonte: O autor (2020)

Tabela 5.12 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 4 da edificação de maior porte

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	20,32	12,0	7,5
P2	20,32	12,0	7,5
P3	21,61	12,0	7,5
P4	21,61	12,0	7,5
P5	21,44	12,0	7,5
P6	21,44	12,0	7,5
P7	21,44	12,0	7,5
P8	21,44	12,0	7,5
P9	21,61	12,0	7,5
P10	21,61	12,0	7,5
P11	20,32	12,0	7,5
P12	20,32	12,0	7,5

Fonte: O autor (2020)

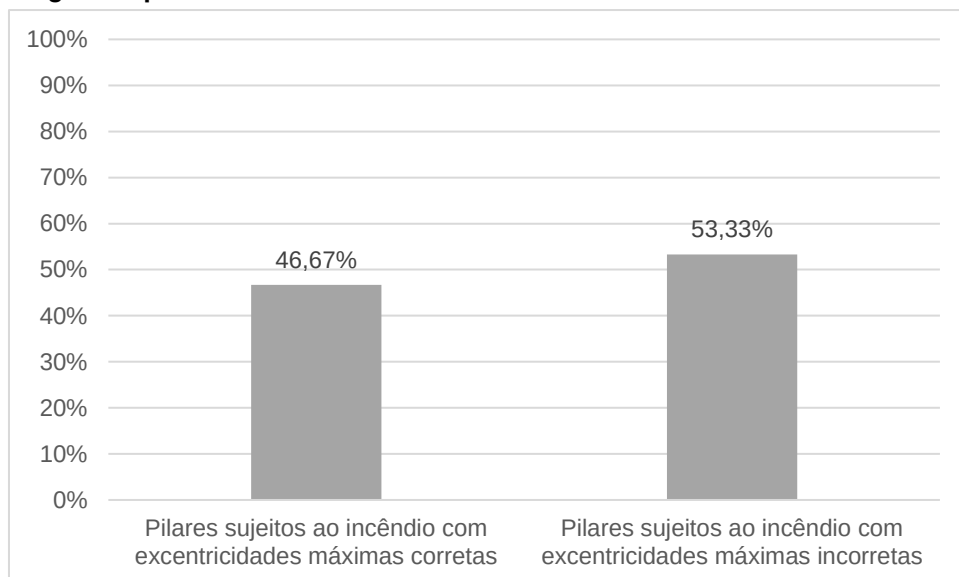
Tabela 5.13 – Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 5 da edificação de maior porte

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima calculada pelo <i>software</i> (cm)	Excentricidade máxima correta (cm)
P1	15,91	7,5	7,5
P2	15,91	7,5	7,5
P3	84,40	12,0	7,5
P4	84,40	12,0	7,5
P5	83,83	12,0	7,5
P6	83,83	12,0	7,5
P7	83,83	12,0	7,5
P8	83,83	12,0	7,5
P9	84,40	12,0	7,5
P10	84,40	12,0	7,5
P11	15,91	7,5	7,5
P12	15,91	7,5	7,5

Fonte: O autor (2020)

Diante dessa observação relativa aos pilares com inconsistência nos valores de excentricidade máxima fornecidos pela ferramenta computacional foi possível construir o gráfico 5.5, que representa esse panorama, em termos percentuais, nos pilares da edificação pré-moldada de grande porte expostos à condição de incêndio.

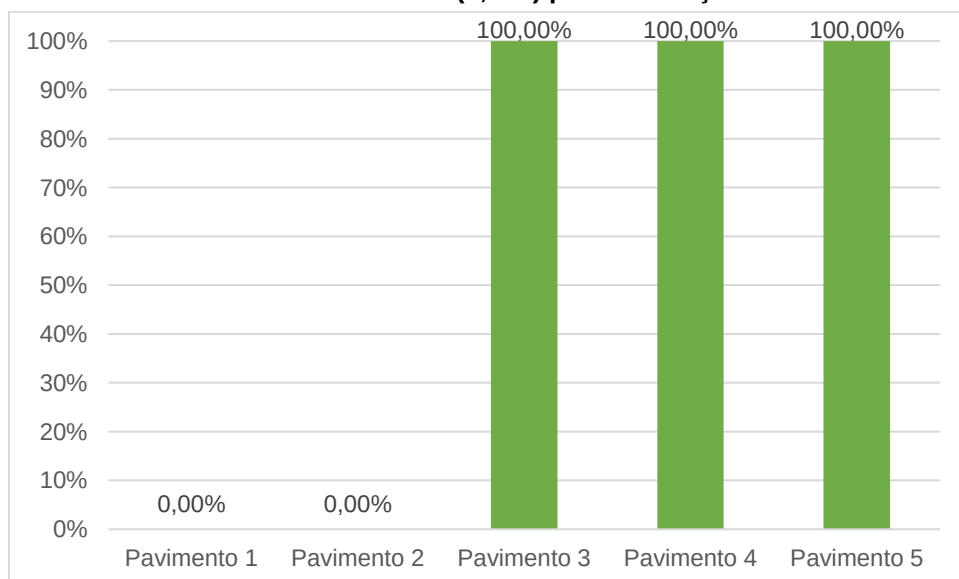
Gráfico 5.5 – Percentual de pilares sujeitos a condição de incêndio da edificação pré-moldada de grande porte com excentricidades máximas corretas e incorretas



Fonte: O autor (2020)

O gráfico 5.6 retrata o panorama observado em relação aos percentuais de pilares de cada pavimento da estrutura pré-moldada de grande porte que tiveram seu valor de excentricidade acima do limite previsto pela ABNT NBR 15200:2012 para uso do método analítico de verificação de segurança sob a condição de incêndio.

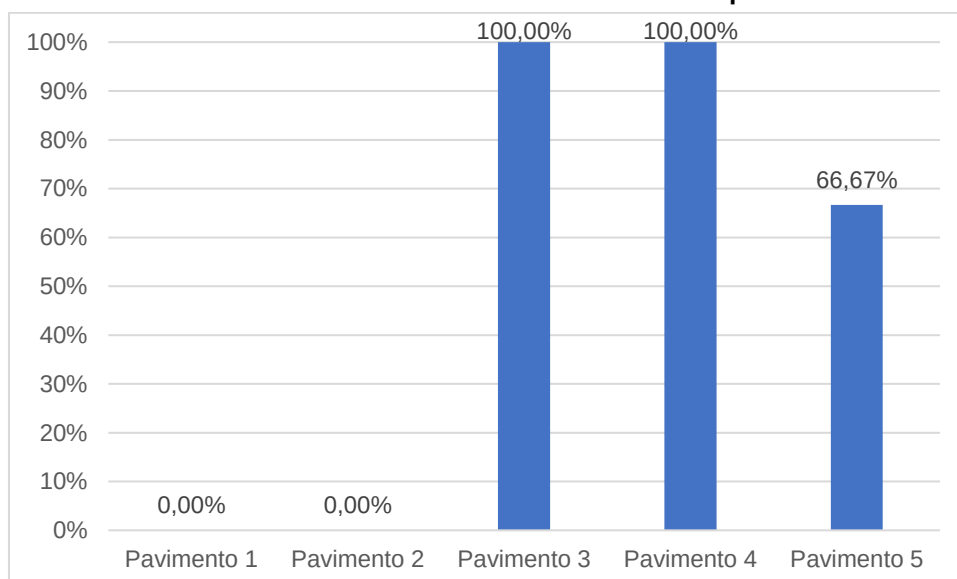
Gráfico 5.6 – Percentual de pilares por pavimento da edificação pré-moldada de grande porte com excentricidades acima do limite (0,15b) para a situação de incêndio



Fonte: O autor (2020)

Por sua vez, o gráfico 5.7 apresenta o percentual de pilares por pavimento da estrutura pré-moldada de grande porte com valores de excentricidade máxima calculados de maneira incorreta pelo *software* empregado.

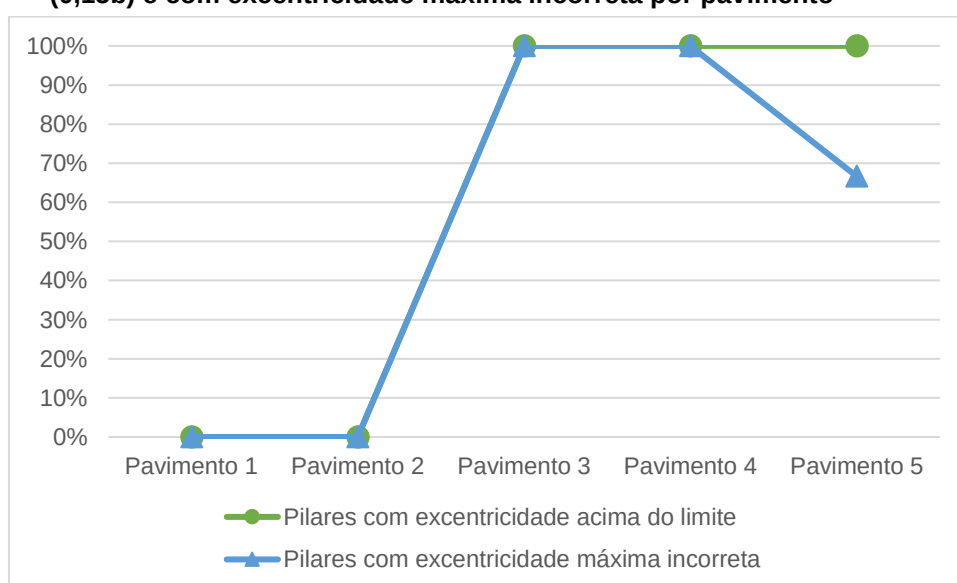
Gráfico 5.7 – Percentual de pilares por pavimento da edificação pré-moldada de grande porte com o valor de excentricidade máxima incorreta calculada pelo *software*



Fonte: O autor (2020)

A partir dos resultados explanados nos gráficos 5.6 e 5.7 foi possível fazer curvas de correlação para comparar os percentuais de pilares com excentricidade acima do limite e com excentricidade máxima incorreta por pavimento da estrutura pré-moldada de grande porte, conforme mostra o gráfico 5.8.

Gráfico 5.8 – Comparativo entre os percentuais de pilares com excentricidade acima do limite (0,15b) e com excentricidade máxima incorreta por pavimento



Fonte: O autor (2020)

É possível observar no gráfico 5.8 que, em sua maioria (exceto pelo pavimento 1 e 2), os pilares da edificação apresentam simultaneamente valores de excentricidade acima do limite e excentricidades calculadas de maneira incorreta pela ferramenta computacional. O pavimento 5 é o único dos que possui irregularidades na referida correlação com percentuais diferentes entre si. Apesar disso, o erro no procedimento de cálculo da excentricidade máxima por parte do *software* não interfere, para o caso analisado, nos valores de excentricidade acima dos limites impostos pela ABNT NBR 15200:2012 para a aplicação do método tabular para pilares em situação de incêndio.

Os resultados obtidos para a estrutura pré-moldada de maior porte permitiram concluir que, por ter grandes vãos e consequentemente elementos ainda mais robustos que estruturas pré-moldadas de menor porte, as suas vigas atendem com certa tranquilidade aos requisitos normativos exigidos de resistência a exposição a altas temperaturas. No que concerne os pilares, percebeu-se que não há como determinar, com base no que prescreve item 8.3 da norma ABNT NBR 15200:2012 (seção 3.4.2 deste trabalho), pelo *software* se eles cumprem as exigências relativas a situação de incêndio. Do mesmo modo, para lajes alveolares, com a deficiência apresentada pelo *software* quanto ao dimensionamento e verificação de sua segurança estrutural ao ser exposta ao fogo, não se pode concluir que esse elemento propicia a segurança requisitada de acordo com a ABNT NBR 9062:2017, conforme a seção 3.4.1 do presente trabalho.

6 CONCLUSÕES

Diante do que foi abordado neste trabalho, nota-se que ao não levar em conta a verificação dos parâmetros exigidos para a situação de incêndio na fase de projeto, de uma maneira geral, os elementos que compõem o sistema estrutural pré-moldado estarão em condições de notável insegurança quando expostos a altas temperaturas podendo alcançar estados de tensões e deformações que caracterizam a ruína estrutural. Isso porque nessas condições há uma redução da capacidade de redistribuição de esforços nas suas ligações, ocasionando a formação de nós plásticos.

Conforme foi possível observar através dos resultados, aparentemente os pilares atenderiam a condição de incêndio com certa tranquilidade em função das dimensões requisitadas para as peças pré-moldadas no dimensionamento à temperatura ambiente, entretanto não se pode afirmar isso, do ponto de vista da ABNT NBR 15200:2012, em virtude das inconsistências relativas às excentricidades fornecidas pelo *software*.

No que diz respeito às vigas analisadas, tanto para as estruturas pré-moldadas de menor porte quanto para a de maior porte, notou-se que para todas as estruturas pré-moldadas de concreto lançadas com o auxílio da ferramenta computacional os parâmetros exigíveis em situação de incêndio atenderam satisfatoriamente ao que é preconizado pelas normas vigentes quanto à resistência desses elementos em situação de incêndio. Isso pode ser explicado pelo fato de que as vigas pré-moldadas são, em geral, naturalmente mais robustas se comparado às vigas moldadas no local, uma vez que nas estruturas pré-moldadas se faz necessário ter elementos com seções maiores para promover adequada rigidez estrutural à edificação.

Para as lajes pré-moldadas utilizadas nas edificações de menor porte, os resultados evidenciaram que dois parâmetros requisitam maior atenção durante o dimensionamento e verificação em situação de incêndio. Observou-se que para as edificações mais altas (14,0 m), em todos os três vãos estudados (4,0 m, 4,5 m e 5,0 m), o parâmetro c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas teve seu valor inferior ao mínimo necessário para atendimento à condição de incêndio. Além disso, o outro parâmetro que necessitou de atenção durante a verificação em situação de incêndio foi a espessura da capa da laje pré-moldada, que teve como particularidade ser

insuficiente apenas nas edificações de menor vão (4,0 m), independente da altura analisada.

Já para a estrutura pré-moldada de maior porte foram empregadas lajes alveolares do tipo LP15 e LP20. Através dos resultados, percebeu-se que a ferramenta computacional não efetuava a verificação de incêndio para esse tipo de laje de maneira completa. O AltoQi Eberick V10 não realiza o detalhamento das armaduras de protensão das lajes alveolares, o que impossibilitou verificar se o parâmetro c_1 foi atendido. Ademais, constatou-se que o *software* não utiliza o método de verificação de lajes alveolares em situação de incêndio preconizado pela ABNT NBR 9062:2017, mas sim leva em conta apenas a espessura mínima que uma laje de concreto simplesmente apoiada deve apresentar para atender ao TRRF exigido, conforme o método tabular estabelecido pela ABNT NBR 15200:2012. Embora o *software* não tenha implementado o método específico de verificação em situação de incêndio indicado pela ABNT NBR 9062:2017, as lajes alveolares atendem ao requisito de espessura mínima para garantir a função corta fogo, exigido pela norma ABNT NBR 15200:2012, com certa facilidade em função de serem por padrão mais espessas. Dessa forma, assim como no caso dos pilares, também fica impossibilitada a validação integral, de acordo com as exigências normativas, da segurança estrutural desses elementos em situação de exposição ao fogo através dos recursos disponíveis no programa.

Convém lembrar que nas estruturas analisadas foi feita a consideração de não utilização de revestimento nas superfícies dos elementos estruturais, o que em tese poderia causar algum prejuízo em relação a diminuição de cobrimento das vigas, pilares e lajes e consequente não atendimento do parâmetro c_1 . Entretanto, essa consideração é mais segura tendo em vista a possibilidade de falha na execução de revestimentos e, além disso, o fato de a norma ABNT NBR 15200:2012 em seu item 8.2 (seção 3.4.1 deste trabalho) trazer um percentual de eficiência dos possíveis revestimento utilizados.

O presente estudo proporcionou boas constatações a respeito do impacto da verificação das estruturas pré-moldadas em situação de incêndio. Considerando a possibilidade de expandir a contribuição de estudos como esses e visando aumentar a eficiência na elaboração de projetos de estruturas pré-moldadas de concreto mediante a exposição ao fogo, observa-se a necessidade de aprimoramento de

alguns pontos de inconsistência aqui levantados no *software* empregado a respeito dos métodos e cálculos por ele utilizados.

Em resumo, constatou-se que para estruturas de vãos menores a espessura da capa de concreto da laje pré-moldada é o parâmetro que mais sofre impacto na verificação de incêndio e, que nas edificações mais altas o aspecto mais influente é o c_1 das vigotas das lajes pré-moldadas.

Por fim, entende-se ser recomendável que as normas brasileiras pertinentes ao tema de projeto de estruturas de concreto incorporem ao longo do procedimento de cálculo dos elementos estruturais a apresentação de métodos de verificação na condição de incêndio dispostos nas normas ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14432:2001 e Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros Estaduais, com seus critérios específicos para cada tipo de elemento estrutural levando em conta o grau de susceptibilidade e exposição que possuem em relação a possibilidade de ocorrência de incêndio.

Sugestões para trabalhos futuros:

Estudar o dimensionamento de estruturas pré-moldadas em situação de incêndio com o uso de outros *softwares*.

Estudar o nível de comprometimento de outros modelos estruturais dimensionados sem levar em consideração a situação de incêndio.

Verificar o impacto gerado pela atualização da ABNT NBR 6120:2019 no projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Realizar estudos experimentais de elementos de concreto sob condições de temperaturas elevadas equivalentes a situação de incêndio e comparar com simulações feitas em *software* a fim de constatar a veracidade dos resultados.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo Lins de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ALVES, Rodrigo Trindade. **Análise da estabilidade global de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas**. 72f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

ANDREAZZA, Daniela Lopes. **Concreto em Situação de Incêndio e Requisitos da Norma ABNT NBR 15200:2012**. 2017. 63f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento (versão corrigida). Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6120**: Ações para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 14432**: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6123**: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 15200**: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

BERTO, Antonio Fernando; OLIVEIRA, Carlos Roberto Metzker. **Resistência ao fogo das estruturas de concreto**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 22-28, 2018.

BRASIL. Lei n. 8.078, de 11 de setembro de 1990. Código de Defesa do Consumidor. Dispõe sobre a proteção do consumidor e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 12 set. 1990. 128 (176 supl):1.

BRITEZ, Carlos Amado; COSTA, Carla Neves. **Ações do Fogo nas Estruturas de Concreto**. Concreto: Ciência e Tecnologia, Volume II. IBRACON, São Paulo, 2011.

BRITTO, Caio de. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio : comparação de requisitos técnicos entre a ABNT NBR 15200:2012 e a ACI/TMS-216.1M-14**. 2018. 129f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2018.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2008. 724f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EM 1992-1-2: Eurocode 2: *design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Brussels: CEN, 2004.

FANTON, Andréia Romero. **Análise numérica do comportamento termomecânico de lajes de concreto armado expostas ao fogo**. 2019. 164f. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2019.

HELENE, Paulo R. do Lago. **Parecer Técnico: Edifício Wilton Paes de Almeida**. PhD engenharia, 324/2019, São Paulo, 2019.

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

KLEIN JUNIOR, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta**. 2011. 208f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MENEZES, Lucas da Mata Rocha; SANTOS, Danilo Silva dos; MELO, Felipe Guimarães de Souza; SANTOS, Euler Wagner Freitas; CONCEIÇÃO, Rodolfo Santos da. **Estudo para Dimensionamento de Estrutura em Concreto Armado para Edificações Populares**. In: IBRACON, 2016, Belo Horizonte. Anais do 58º Congresso Brasileiro de Concreto.

NINCE, Andréia Azeredo. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. 2006. 300f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estrutura de concreto em situação de incêndio**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2016.

SILVA, Valdir Pignatta. Personalidade Entrevistada. **Segurança e dimensionamento das estruturas, metodologias experimentais para avaliação de danos de normalização**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 16-21, 2018.

SOUZA, Douglas Alves de; SILVA, Guilherme Pereira. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2015. 137f. Monografia (graduação em engenharia civil) – Universidade federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, 2015.

ZAGO, Cassiano da Silva. **Análise dos métodos de dimensionamento de lajes alveolares em situação de incêndio**. 2016. 189f. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2016.

ZAGO, Cassiano da Silva.; MORENO JUNIOR, Armando Lopes; MARIN, Marcelo Cuadrado. **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.