

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS ALVES DE AGUIAR

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
COM LAJES NERVURADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: PÓRTICO MODELO
TEÓRICO E ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE ARACAJU/SE**

MONOGRAFIA

ARACAJU

2020

LUCAS ALVES DE AGUIAR

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
COM LAJES NERVURADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: PÓRTICO MODELO
TEÓRICO E ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE ARACAJU/SE**

Monografia apresentada como requisito parcial
para a 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).

Aguiar, Lucas Alves de

A282a Análise do dimensionamento de estruturas de concreto armado com
lajes nervuradas em situação de incêndio: pórtico modelo teórico e
estudo de caso na cidade de Aracaju/SE. / Lucas Alves de Aguiar. -
Aracaju, 2020.

84 f. : il.

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

1. Situação de incêndio. 2. Concreto armado. 3. Laje nervurada. I.
Santos, Euler Wagner Freitas. II. Título.

CDU 624.01(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 Nº 167

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO COM LAJES NERVURADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: PÓRTICO
MODELO TEÓRICO E ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE ARACAJU/SE**

LUCAS ALVES DE AGUIAR

Esta monografia foi apresentada às 9h11min 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. Dr. Marcus Alexandre Noronha de Brito

(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

À Deus.

AGRADECIMENTOS

É de extrema importância os objetivos alcançados ao chegar aqui e concluir mais uma etapa importante da minha vida.

Agradeço, primeiramente, à Deus que guiou todos meus passos com maestria.

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais e irmã, nada seria possível sem o constante apoio.

Aos meus professores da COEC que me ensinaram não apenas o conteúdo didático, mas em ser uma pessoa cada vez melhor com todo conhecimento brilhante transmitido durante a minha trajetória no Instituto Federal de Sergipe.

Ao meu orientador, Prof. Msc. Euler Wagner. Pela dedicação e colaboração durante o estudo.

Aos estágios na SEMFAZ e no TJSE, por me desenvolverem profissionalmente.

À todos do CAEC, pela amizade e período revolucionário.

Agradeço também aos meus amigos que trilharam estes longos 5 anos comigo. Em especial ao grupo FBI (Daniele, Aron, Impronta e Douglas), ao Pruagem (Denisson, Gabriel e Geversson) e claro, ao trio Panelinha Civil (Maria, Cabral e Nivaldo). Que com toda certeza fizeram o caminho ser mais fácil e leve. Obrigado por todas risadas e companheirismo.

E no período tão incerto durante a pandemia, simultaneamente ao TCC, agradeço aos jogos eletrônicos por auxiliarem a manter a calma.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização deste trabalho.

“Não são nossas habilidades que revelam
quem realmente somos, são as nossas
escolhas.”
(J. K. Rowling)

RESUMO

AGUIAR, Lucas Alves. **Análise do dimensionamento de estruturas de concreto armado com lajes nervuradas em situação de incêndio**: pórtico modelo teórico e estudo de caso na cidade de Aracaju/SE. 84f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

O dimensionamento de estruturas de concreto armado deve vir acompanhado de uma verificação em situação de incêndio obedecendo às normatizações pertinentes do local a ser executada a obra. Atualmente, para uma maior precisão e redução de tempo na concepção do projeto, o cálculo estrutural é feito com auxílio de ferramentas computacionais. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo analisar o dimensionamento de estruturas de concreto armado projetadas com lajes do tipo nervuradas, conforme a ABNT NBR 6118:2014 e utilizando os recursos do software AltoQi Eberick V10, verificando-se o atendimento das prescrições técnicas normativas existentes relativas às condições de incêndio, com isso avaliando-se os requisitos estabelecidos e o impacto gerado nas dimensões de cada elemento estrutural, inclusive das lajes nervuradas. Para tal fim, efetuou-se o lançamento de doze estruturas de pequeno porte com altura total e comprimentos de vão distintos, fundamentadas em um pórtico modelo residencial preestabelecido e uma edificação de maior porte existente na cidade de Aracaju/SE. Por fim, concluiu-se com um estudo comparativo envolvendo lajes maciças e lajes nervuradas. Dessa forma, foi possível observar que as estruturas mais altas e de maior porte necessitaram de mais ajustes nas dimensões dos seus elementos estruturais de modo a atender os requisitos de dimensionamento em situação de incêndio. Entretanto, as edificações mais baixas tiveram em sua maioria o dimensionamento em temperatura ambiente também válido para condição de exposição ao fogo. Assim, percebeu-se que há uma necessidade de maior cuidado no dimensionamento de estruturas da classe P4 para conformidade à ABNT NBR 15200:2012.

Palavras-chave: Situação de incêndio. Concreto armado. Laje nervurada.

ABSTRACT

AGUIAR, Lucas Alves. **Analysis of the design of reinforced concrete structures with ribbed slabs in a fire situation: theoretical model and case study in the city of Aracaju/SE**. 84f. Monography (Bachelor of Civil Engineering) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

The dimensioning of reinforced concrete structures must be accompanied by a fire check following the pertinent regulations of the site to be executed. Currently, for greater precision and time reduction in the project design, the structural calculation is done with the help of computer tools. Thus, this work aims to analyze the design of reinforced concrete structures designed with ribbed slabs, according to ABNT NBR 6118:2014 and using the resources of the software AltoQi Eberick V10, verifying the compliance with existing technical prescriptions relating to fire conditions, thus evaluating the requirements established and the impact generated on the dimensions of each structural element, including the ribbed slabs. To this end, twelve small structures with total height and different span lengths were launched, based on a pre-established residential model portico and a larger existing building in the city of Aracaju/SE. Finally, a comparative study involving massive slabs and ribbed slabs was concluded. Thus, it was possible to observe that the taller and larger structures needed more adjustments in the dimensions of their structural elements to meet the design requirements in a fire situation. However, the lower buildings had in its majority the dimensioning in ambient temperature also valid for fire exposure condition. Thus, it was perceived that there is a need for greater care in the dimensioning of structures of class P4 to comply with ABNT NBR 15200:2012.

Keywords: Fire situation. Ribbed slab. Reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Tetraedro de fogo	19
Figura 02 – Curva de incêndio real	20
Figura 03 - Curva-padrão temperatura x tempo (material celulósico)	23
Figura 04 - Curva temperatura x tempo para hidrocarbonetos	24
Figura 05 - Diferença entre os tipos de proteção contra incêndio	27
Figura 06 - Limites superior e inferior da condutividade térmica do concreto submetido ao fogo	29
Figura 07 - Calor específico de concreto submetido à elevação de temperatura em diferentes teores de umidade	31
Figura 08 - Propagação das tensões térmicas em superfícies de concreto	32
Figura 09 - Alongamento específico do concreto	33
Figura 10 - Fator de redução da resistência dos concretos silicosos e calcário e função da temperatura	34
Figura 11 - Diagrama de tensão x deformação do concreto em temperatura ambiente	35
Figura 12 - Diagrama tensão x deformação do concreto em diversos níveis de temperatura	36
Figura 13 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura	38
Figura 14 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura	39
Figura 15 - Corte esquemático de uma laje nervurada	40
Figura 16 - Ilustração da dimensão mínima de largura (b_{min}) e do cobrimento (c_1)	41
Figura 17 - Planta baixa esquemática do pórtico modelo teórico	49
Figura 18 – Pórtico modelo teórico	50
Figura 19 - Mapa das isopletras da velocidade básica dos ventos V_0 (m/s)	52
Figura 20 - Representação da cubeta da laje nervurada	54
Figura 21 - Menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10 (estrutura de menor pórtico)	56
Figura 22 - Setorização da edificação de maior porte com destaque ao setor 300	56
Figura 23 - Pórtico estrutural do setor 300 da edificação analisada no trabalho	57
Figura 24 - Planta de forma do pavimento mezanino	58
Figura 25 - Planta de forma do pavimento garagem nível 1	58
Figura 26 - Planta de forma do pavimento garagem nível 2	59
Figura 27 - Planta de forma do pavimento tipo nível 1	59

Figura 28 - Planta de forma dos pavimentos tipos níveis 2 e 3	60
Figura 29 - Planta de forma do pavimento cobertura	60
Figura 30 - Menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10 (estrutura de maior porte).....	63
Figura 31 – Fluxograma dos processos de comparação entre estruturas de diferentes concepção de lajes	64
Figura 32 - Gráfico Comparativo entre os valores de capa de laje nervurada em situação de incêndio e em temperatura ambiente.....	68
Figura 33 - Gráfico da evolução dos incrementos médios necessários da capa da laje nervurada de acordo com a classe da estrutura em temperatura ambiente X situação de incêndio	69
Figura 34 - Percentuais de vigas alteradas em situação de incêndio das edificações com 33,6 m altura	70
Figura 35 - Espessuras de capa de laje necessárias <i>versus</i> altura das edificações em situação de incêndio	70
Figura 36 - Gráfico dos valores percentual dos pilares que excederam os valores máximos de excentricidade para cada pavimento	73
Figura 37 - Gráfico do percentual médio de elementos estruturais alterados nas edificações contendo lajes maciças em contraste com as contendo lajes nervuradas em situação de incêndio para as alturas de 25,2 m e 33,6 m	76
Figura 38 - Evolução percentual dos incrementos médios necessários nas capas das lajes nervuradas e nas espessuras de lajes maciças, de acordo com a classe da estrutura, em situação de incêndio em relação a temperatura ambiente	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Temperaturas conforme modelo do incêndio-padrão.....	23
Tabela 02 – Tempos requeridos de resistência ao fogo.....	25
Tabela 03 - Exigências de proteção ativa no grupo residencial	26
Tabela 04 - Valores típicos de condutividade térmica de concreto	28
Tabela 05 - Valores de k_c, θ preparados com agregados silicosos e calcários, respectivamente.....	34
Tabela 06 - Deformação linear específica do concreto em função da temperatura .	36
Tabela 07 - Valores de k_s, θ para aços de armadura passiva	37
Tabela 08 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura	39
Tabela 09 - Dimensões mínimas para o dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio.....	42
Tabela 10 - Dimensões mínimas para o dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórticos de concreto armado em situação de incêndio	42
Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiada sobre vigas	43
Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas.....	43
Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo.....	43
Tabela 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiada.....	43
Tabela 15 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas	44
Tabela 16 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	44
Tabela 17 - Quantidade de pilares, vigas e lajes em função da altura total das edificações	50
Tabela 18 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	51
Tabela 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	51
Tabela 20 - Tempos requeridos de resistência ao fogo em função da classe da edificação.....	53
Tabela 21 - Dimensões das vigas e pilares e seus respectivos incrementos.....	54
Tabela 22 - Dimensões das lajes nervuradas e seus respectivos incrementos	54
Tabela 23 - Quantidade de elementos estruturais da edificação.....	61
Tabela 24 - Diâmetros das armaduras longitudinais e transversais passivos de emprego na edificação de referência.....	62
Tabela 25 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente ($V_{\text{vão}} = 6,0 \text{ m}$)	65

Tabela 26 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para temperatura ambiente (Vão = 7,0 m).....	66
Tabela 27 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para temperatura ambiente (Vão = 8,0 m).....	66
Tabela 28 - Acréscimo de espessura nas capas das lajes nervuradas em situação de incêndio.....	67
Tabela 29 - Acréscimo do cobrimento de elementos estruturais em situação de incêndio.....	67
Tabela 30 - Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 1 da edificação com 5,6 m de altura (Vão = 7,0 m).....	71
Tabela 31 - Valores mínimos de acordo com a ABNT NBR 15200:2012 e de projeto original (sem análise de incêndio) das dimensões de seção transversal das lajes	72
Tabela 32 - Valores de máximos e de projeto de excentricidade dos pilares da edificação.....	74
Tabela 33 - Acréscimo de espessura necessário para as lajes maciças em situação de incêndio.....	76

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	18
2.1	OBJETIVOS GERAIS	18
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
3.1	O INCÊNDIO	19
3.2	INCÊNDIO PADRÃO	22
3.3	TRRF E TRF	25
3.4	PROTEÇÃO ATIVA E PASSIVA	26
3.5	CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	27
3.5.1	Condutividade Térmica	28
3.5.2	Calor Específico	30
3.5.3	Dilatação Térmica	31
3.5.4	Resistência Do Concreto	33
3.6	AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	37
3.6.1	Resistência Ao Escoamento Do Aço De Armadura Passiva	37
3.6.2	Módulo De Elasticidade Do Aço De Armadura Passiva	38
3.7	LAJES NERVURADAS	39
3.8	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	41
3.8.1	Método Tabular	41
3.8.2	Método Analítico	45
3.8.3	Método Simplificado	47
4	METEDOLOGIA	49
4.1	ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS DE PEQUENO PORTE	49
4.2	ESTRUTURA COM LAJE NERVURADA DE MAIOR PORTE	56
4.3	COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS <i>VERSUS</i> ESTRUTURAS COM LAJES MACIÇAS	63
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	65
5.1	ANÁLISE DAS ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS DE PEQUENO PORTE	65
5.2	ANÁLISE DA ESTRUTURA COM LAJE NERVURADA DE MAIOR PORTE	71
5.3	COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS <i>VERSUS</i> ESTRUTURAS COM LAJES MACIÇAS	75
6	CONCLUSÃO	78
	REFERÊNCIAS	81

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, desde que o ser humano passou a se tornar sedentário, no final do período neolítico e início da idade do bronze, houve a necessidade de criar técnicas construtivas. Inicialmente, na Europa central, as construções eram feitas com pedras há 8000 anos a.C., posteriormente, no Egito antigo (3000 anos a.C.), de barro misturado com palha para fabricação de tijolos e de argamassa de gipsita e cal na construção das pirâmides. Porém, com a evolução destas técnicas e dos materiais empregados na construção civil, foi somente em 1824 que Joseph Aspdin, na Inglaterra, inventou o cimento Portland conhecido e usado até os dias de hoje. Mais para frente em 1850, o Francês Joseph Louis Lambot publicou pela primeira vez a respeito do cimento armado – como era denominado o concreto armado até 1920 – depois de efetuar experiências práticas com a introdução de ferragens em uma massa de concreto (KEAFER, 1998).

As primeiras obras e construções usando cem por cento do material em concreto armado da história foi um barco desenvolvido por Lambot e exposto em Paris (1855) e, posteriormente, evoluindo nessa área de conhecimento, Monier construiu em Chazelet (1875) a primeira ponte utilizando esse material. Diante disso, François Hennebique criou conceitos até hoje utilizados em vigas e pilares, foi assim que em 1900, François construiu o primeiro prédio de concreto armado de Paris, o edifício de Hennebique. Além disso, a facilidade de construir em formatos diversos, proporcionaram construções incríveis como a cobertura do Hipódromo de Zarzuela, em Madrid (1935), com uma casca hiberboloide. A empresa de Gustav Wayss que difundiu o uso no mundo e na América Latina, então em 1907, o primeiro prédio de concreto armado foi construído no Brasil, na cidade de São Paulo, desde então o país tem na sua grande maioria construções em concreto armado (ISAIA, 2011).

Isaia (2011) salientou que as constantes pesquisas e estudos sobre os elementos que compõem o concreto armado resultaram no que chamamos hoje de concreto de alto desempenho, com resistências de valores bem significante em obras de edificações. Resultando em construções de grandes edifícios jamais imaginados pelo homem, como é o caso do Bruf Khalifa, inaugurado em 2010 com 828 metros e 160 andares habitáveis é considerado o maior prédio vertical do mundo.

Simultaneamente ao desenvolvimento das civilizações, a humanidade passou a conviver com casos de incêndio que marcaram a vida de gerações que tiveram seus lares destruídos pelo fogo. Como casos históricos, consegue-se expor o incêndio no Império Romano (64 d.C.), o da capital inglesa, Londres (1666) e o de Chicaco (1871). Consequentemente, a sociedade buscou formas de evitar outros incêndios e em 1896 foi publicado o primeiro *Handbook* por Everett U. Crosby que tinha como ênfase a proteção ao patrimônio. Porém, foi apenas no início do século XX, após os incêndios no Teatro Iroquois em Chicago (1903), onde o fogo vitimou 600 das 1600 pessoas na plateia e no Opera Rhoads na Pensilvânia (1908), com 170 vítimas fatais, que a sociedade passou a dá maiores enfoques com o quesito segurança, dessa vez o foco era criar metodologias de combate a incêndio que assegurassem a vida humana. Então, foi criada a quinta edição do Manual de Proteção Contra Incêndios (Fire Protection Handbook), publicada pela National Fire Protection Association (NFPA) em 1914, assim sendo considerada um divisor de águas (SILVA, 2016).

As evoluções tecnológicas dos materiais de construção proporcionaram o desenvolvimento de edificações resistente ao fogo. Dessa forma, por muito tempo foi amplamente divulgada a ideia contida do *slogan* do supracitado empreiteiro Francês François Hennebique, em 1892, onde era dito “Plus d’incendies désastreux” (nunca mais incêndios desastrosos), quando se referia ao concreto armado que começava a ser bastante usado nessa época (HELENE, 2019). Porém, os acontecimentos ao longo dos anos envolvendo o incêndio em edificações com estruturas de concreto armado contrariaram a afirmação de Hennebique. Como, por exemplo, o incêndio no Triangle Shirtwaist Company, em Nova York (1911) e o Gran Circo Norte-Americano, em Niterói (1961).

Além da evolução dos materiais, a tecnologia trouxe, também, a possibilidade de projetar e executar edificações mais robustas e com vãos maiores utilizando o conceito de lajes nervuradas. A utilização de lajes nervuradas é uma boa solução para grandes vãos em edifícios de concreto armado, pois proporcionam adequada rigidez estrutural com lajes mais leves, por possuírem vazios preenchidos ou não com materiais inertes. Devido a isso, em situação de incêndio, essas cavidades transmitem energia térmica em forma de calor por convecção e radiação, para as regiões vizinhas (PIERIN *et al.*, 2015).

O sistema construtivo de concreto armado é o mais utilizado no mundo e também o mais empregado nas estruturas do Brasil, devido as suas excelentes características estruturais e vantagens econômicas, além de ser facilmente moldado às invenções construtivas do Homem. Ainda, segundo Pedroso (2009), 30 milhões de metros cúbicos de concreto saem das centrais dosadoras para abastecer a demanda nacional. Porém segundo Zago *et al.* (2015), da mesma forma que o mundo sofreu com inúmeros incêndios desastrosos, o Brasil passou por situações semelhantes, como o do incêndio no edifício Andraus, em 1972, e no edifício Joelma, em 1974, proporcionando reformulações das medidas de segurança até então existentes no país. Ainda assim, recentemente, em maio de 2018, no incêndio do Edifício Wilton Paes de Almeida na cidade de São Paulo, houve colapso da estrutura, culminando no desabamento do prédio, após cerca de 80 minutos de incêndio (HELENE, 2019).

Atualmente, a Instrução Técnica n. 08/2011 do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo; a ABNT NBR 15200:2012 (para projetos de concreto armado em situação de incêndio); a ABNT NBR 10636:1989 (que determina a resistência ao fogo de paredes divisórias sem função estrutural); e a ABNT NBR 14432:2001- que define o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo)- são algumas das regulamentações referentes a proteção de elementos construtivos em situação de incêndio no Brasil (BOLINA *et al.*, 2015).

Conforme Britez e Costa (2011) o TRRF é um período mínimo normalizado o qual considera que uma determinada estrutura manterá suas funções de desempenho durante um cenário de incêndio simulado por uma curva-padrão. Outro ponto importante a se destacar no que diz respeito a proteção contra incêndio em edificações é a distinção entre a proteção ativa e passiva. Segundo a ABNT NBR 14432:2001 a proteção ativa é acionada manualmente ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, já a proteção passiva é definida como o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio. Além disso, ela também define que tornar o sistema construtivo do edifício resistente ao incêndio é uma tarefa que se inicia na fase de projeto.

Embora durante a história tenha ocorrido muitos acidentes desastrosos envolvendo o fogo em edificações, ainda há pouco estudo sobre o assunto. Como bem adverte Silva (2018) “o Brasil precisa de mais pesquisadores na área de concreto em incêndio, que se voltem para as necessidades de projeto”. Dessa maneira, aliado

a necessidade de observar os requisitos normativos relativos às condições de incêndio em projeto de laje nervuradas, o presente trabalho tem como objetivo verificar e comparar o dimensionamento de estruturas de concreto armado com lajes nervuradas, quanto ao atendimento dos requisitos estabelecidos nas normas ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14432:2001 e o impacto gerado no dimensionamento dos elementos estruturais realizado sem a consideração do efeito do fogo.

Para atingir os objetivos deste estudo, foram analisadas diferentes estruturas, em pórticos modelo com diferentes tipos de vãos e alturas, além disso, a pesquisa se estendeu a um projeto com parâmetros bem definidos, de uma estrutura real e existente, e de grande porte; localizada na cidade de Aracaju/SE. Destarte, foi utilizado a licença do *software* AltoQi Eberick V10 da coordenação do curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Sergipe (IFS), campus Aracaju, para lançamento de todas as estruturas, pois o programa computacional, auxilia as verificações impostas pelas normas em relação ao dimensionamento em situação de incêndio. O que possibilitou inclusive verificar os recursos e as limitações do supracitado software para esse fim de dimensionamento em condições de incêndios.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Identificar a influência das exigências normativas referentes à situação de incêndio no dimensionamento de elementos estruturais de edificações habitacionais em concreto armado utilizando lajes do tipo nervuradas;

Contribuir com a avaliação de ferramentas computacionais voltadas ao dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado com lajes nervuradas para a condição de incêndio.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Verificar o grau de alterações necessárias nas dimensões dos elementos estruturais, causado por conta das exigências da situação de incêndio, nos pórticos modelo adotados aqui, desconsiderando cobrimentos advindos de revestimento;

Verificar o grau de modificações necessárias nas dimensões dos elementos estruturais, causado por conta das exigências da situação de incêndio, para a edificação de referência também levada em conta neste trabalho, considerando a eventual contribuição de cobrimentos advindos de um revestimento padronizado;

Avaliar a validade dos resultados fornecidos pelo *software* AltoQi Eberick V10 no dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado com lajes nervuradas para a condição de incêndio com base no que prescrevem a ABNT NBR 15200:2012 e a ABNT NBR 14432:2001;

Realizar um estudo comparativo entre os resultados de estruturas convencionais (laje maciça-viga-pilar), apresentados por Campos *et. al.* (2019), e as com lajes nervuradas, inclusive confrontando os níveis de ajustes necessário devido ao incêndio.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesta parte do trabalho serão contempladas definições e prescrições normativas, fundamentais para melhor entendimento das análises realizadas neste estudo. Além disso, faz-se necessário apresentar as características dos elementos estruturais de concreto armado constituintes da solução estrutural aqui adotada (laje nervurada-viga-pilar), quando expostos ao fogo.

3.1 O INCÊNDIO

O incêndio é fruto da propagação de um fenômeno físico-químico onde se tem uma reação de oxidação gerando luz e calor denominado de fogo. Para Seito *et. al.* (2008) inicialmente três componentes deveria existir, compondo o triângulo de fogo, como o combustível, o comburente e o calor, e que bastava apenas a eliminação de algum desses para extinguir a queima. Porém, com a descoberta do agente extintor *halon*, o triângulo de fogo passou a ser chamado de tetraedro de fogo, semiologicamente demonstrado na figura 01 (BRITEZ e COSTA, 2011):

São componentes do tetraedro de fogo:

- Combustível;
- Comburente;
- Calor;
- Reação em cadeia;

Figura 01 – Tetraedro de fogo



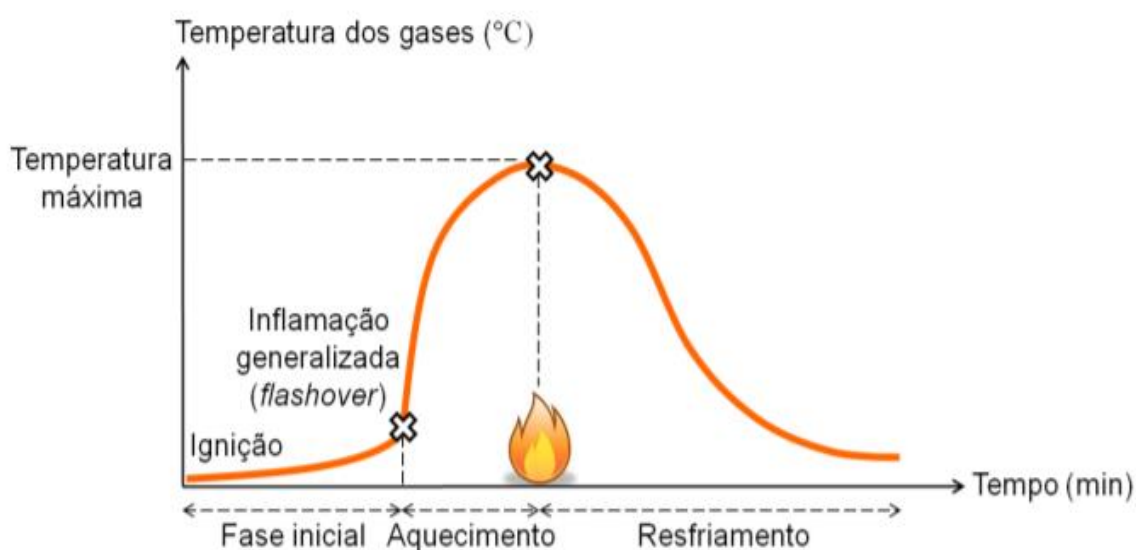
Fonte: Instrução Técnica Nº 02/2018 – Corpo de Bombeiro da polícia militar de São Paulo (2018)

Sendo o combustível qualquer substância capaz de produzir calor por meio de uma reação química que é geralmente alimentada por oxigênio ou outro tipo de comburente. O calor gerado por essa reação pode ser definido como uma forma de energia que se transfere de um sistema para outro em virtude da diferença de temperatura. Por sua vez, o calor pode provir de uma corrente elétrica, um cigarro acesso ou queimadores de gás (IT 02, 2018).

Além disso, a falta de um sistema de combate a incêndio eficiente e seguro em uma edificação de concreto armado aumenta as chances dos componentes que formam o tetraedro de fogo agirem em sintonia, favorecendo o surgimento de chama. Quando a situação está fora de controle, o fogo gera riscos para as vidas presentes na edificação e para as estruturas em geral, essa etapa é chamada de incêndio (ABNT NBR 13860:1997).

A partir desse processo físico-químico ocorre o incêndio e suas diferentes fases que podem ser representadas na curva da figura 02. A fase inicial chamada de fase de ignição, ou de pré-flashover, que é quando uma fonte de calor transmite energia térmica superior ao limite resistente do material onde ocorre a ignição. Posteriormente, caso o incêndio persista, toda a carga de incêndio entra em ignição e o local é tomado por chamas de forma brusca, esse fenômeno é conhecido como flashover. Esse instante, diferente da fase inicial, gera risco não somente as vidas humanas, mas também a integridade estrutural da edificação. Por fim, haverá redução gradativa da temperatura pelo fim do material combustível, essa fase é chamada de fase de resfriamento (SILVA, 2016).

Figura 02 – Curva de incêndio real



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

O dimensionamento de estruturas quanto à ação do fogo tem como objetivo principal assegurar que as pessoas abandonem o local onde ocorre o sinistro, em segurança, fazendo com que a edificação resista ao colapso no tempo suficiente para a evacuação total. Além disso, quando projetadas adequadamente, outros objetivos são almejados para a estrutura durante um incêndio, como a prevenção da segurança da equipe de combate e a limitação dos danos que podem ser causados nas propriedades próximas. Dessa forma, esse dimensionamento é essencial à preservação da vida humana (ALBURQUEQUE, 2012).

A duração do fogo é diretamente ligada a quantidade de ar e do material combustível no local. Quando a principal fonte comburente do tetraedro de fogo, que é o oxigênio, está abaixo de 14% com relação aos gases do ambiente, o combustível não consegue por si manter as chamas acesas. Para calcular o tempo de fogo em um ambiente, os pesquisadores Kawagoe e Sekine (1964), complementado por Lie (1968), apresentaram as equações 01 e 02 que se baseiam na quantidade de peso de madeira equivalente que é consumida pelo fogo na unidade de tempo (IT 2, 2018).

$$V' = a \times H' \times B \times Vm \quad (\text{eq. 01})$$

Onde:

- V' – vazão do ar introduzido;
- a – coeficiente de descarga;
- H' – altura da seção do vão de ventilação abaixo do plano neutro;
- B – largura do vão;
- Vm – velocidade média do ar;

Sabendo que taxa máxima de combustão será dada por V'/L e que L é o volume de ar necessário para a queima completa da madeira. Temos que, a quantidade de peso de madeira equivalente, consumida na unidade de tempo é expressa pela equação 3.2:

$$R = C \times A_v \times \sqrt{H} = \frac{V'}{L} \times \frac{aH' \times B \times Vm \times m}{L} \quad (\text{eq. 02})$$

Onde:

- R – Taxa de queima [kg/min];
- C – Constante = $5,5 \text{ kg/min m}^{5/2}$;
- $A_v = HB$ – área da seção de ventilação [m^2];
- H – Altura da seção (m);
- $A_v \times \sqrt{H}$ – Grau de ventilação (kawagoe) [$\text{m}^{5/2}$];

Esse cálculo corresponde a duração real de todo incêndio, sendo válido somente para quando houver apenas uma abertura de ventilação (portas e janelas) no ambiente. Portanto, para o dimensionamento de estruturas de concreto armado exposto a situação de incêndio o cálculo deve se basear no Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), que representa o tempo mínimo necessário para que a estrutura suporte ao incêndio e ao calor gerado, e ainda para que as pessoas desocupem com segurança a edificação, sendo melhor explicado no item 3.3 deste trabalho.

3.2 INCÊNDIO PADRÃO

A curva de incêndio real é de extrema complexidade, pois há uma série de variáveis que influenciam em seus dados como: a geometria do compartimento, o grau de ventilação ou o fator de abertura, as propriedades sensíveis à ação térmica dos elementos de vedação (massa específica, condutividade e calor específico), o tipo de combustível e sua quantidade (ALBURQUEQUE, 2012). Então, segundo SILVA (2016) para simplificar os métodos de cálculo em projetos de estruturas de concreto armado exposto ao fogo, e por consenso do meio técnico, adotou-se a curva de incêndio padrão tem como característica possuir apenas um ramo ascendente, indicando que a temperatura dos gases é sempre crescente.

Em 1975, a *International Organization for Standardization* publicou a norma ISO 834 “*Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction*”, fornecendo a eq. 03 para estimar a temperatura em função do tempo do incêndio-padrão. Com a atualização da ISO 834, em 1999, a equação permaneceu a mesma e serviu como base para a construção das normas brasileiras ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 5628:2001 (COSTA e SILVA, 2006).

$$\theta_g - \theta_{g0} = 345 \times \log(8 \times t + 1) \quad (\text{eq. 03})$$

Onde:

- θ_g - Temperatura dos gases quentes (atmosfera) do compartimento em chamas [°C];
- θ_{g0} - Temperatura da atmosfera do compartimento no instante $t = 0$ [°C];
- t - Tempo [min];

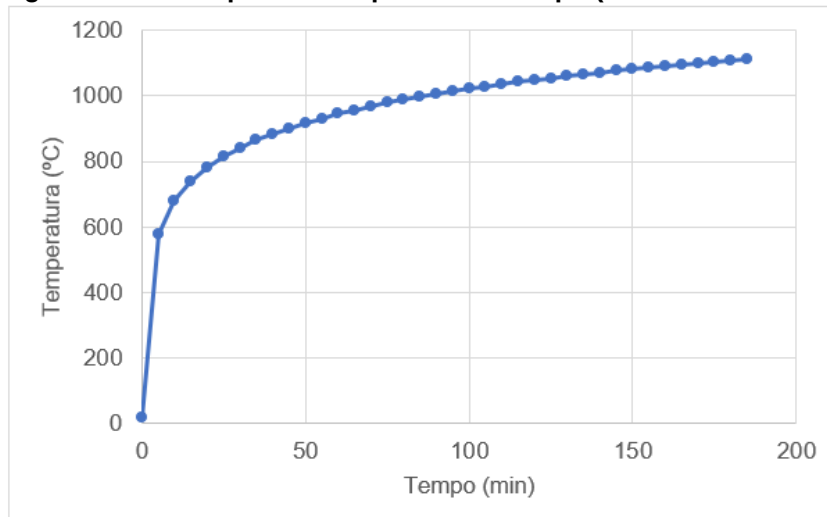
A curva padrão de incêndio e a tabela de temperaturas são construídas a partir da equação 03, como é mostrado na tabela 01 e figura 03, respectivamente:

Tabela 01 - Temperaturas conforme modelo do incêndio-padrão

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20	95	1014
5	576	100	1022
10	678	105	1029
15	739	110	1036
20	781	115	1043
25	815	120	1049
30	842	125	1055
35	865	130	1061
40	885	135	1067
45	902	140	1072
50	918	145	1077
55	932	150	1082
60	945	155	1087
65	957	160	1092
70	968	165	1097
75	979	170	1101
80	988	175	1106
85	997	180	1110
90	1006	185	1113

Fonte: COSTA (2006), adaptado

Figura 03 - Curva-padrão temperatura x tempo (material celulósico)



Fonte: COSTA (2006), adaptado.

Assim como a curva de incêndio padrão da ISO 834 (ISO, 1999), a curva americana desenvolvida pela American Society for Testing and Materials não depende da carga de incêndio, do grau de ventilação e das propriedades térmicas dos materiais no compartimento, além disso elas são aplicáveis apenas quando a carga de incêndio

é composta de materiais celulósicos, ou seja, similares a madeira (papel, pano, palha etc.). Essas curvas são utilizadas como subsidio para os métodos de cálculos no dimensionamento de elementos de concreto armado resistente ao fogo (SILVA, 2016).

Entretanto, quando o incêndio tem por característica um material composto de hidrocarbonetos como fonte de combustível, outra curva deve ser usada, pois o pico de temperatura máxima é atingido de forma mais veloz do que a curva de incêndio padrão exposta pela ISSO 834 e as normas brasileiras. Dessa forma, a Eurocode 1 (2002) recomenda para esses casos utilizar a equação 04, que traça a curva “H” (TAVARES e NOGUEIRA, 2016).

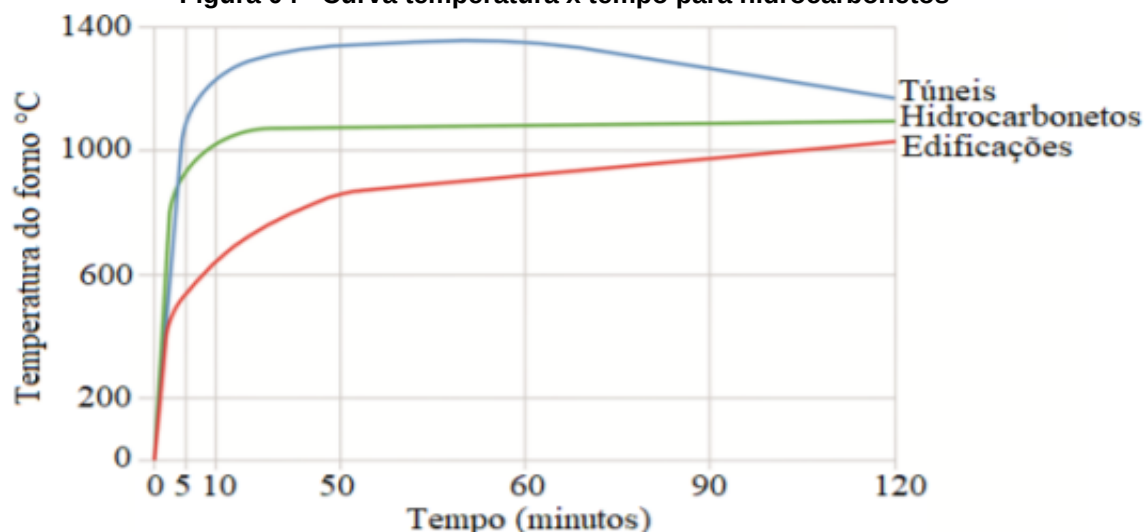
$$\theta_g = 1.080 (1 - 0,33e^{-0,17t} - 0,68e^{-2,50t}) + t_0 \quad (\text{eq. 04})$$

Sendo:

- θ_g - Temperatura dos gases quentes (atmosfera) do compartimento em chamas [°C];
- t_0 - Temperatura da atmosfera do compartimento no instante $t = 0$ [°C], usualmente adota-se o valor de 20°C;
- t – Tempo [min].

Existe ainda a curva de incêndio padrão muito utilizada para cálculos em túneis, onde o incêndio é influenciado pelos fatores externos, ou até mesmo entre outros incêndios de edificações vizinhas. Para melhor exemplificar, a figura 04 mostra as três diferentes curvas “idealizadas” de incêndio, sendo de incêndio em túneis, o ocasionado por materiais composto de hidrocarboneto e os de materiais celulósicos, considerado como incêndio em edificações (BRITZ, CARVALHO e HELENE, 2020).

Figura 04 - Curva temperatura x tempo para hidrocarbonetos



Fonte: Curvas de incêndio padrão para três diferentes cenários: túneis, hidrocarbonetos e edificações (materiais celulósicos) até 120 minutos (The Concrete Centre, 2004)

3.3 TRRF e TRF

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido, segundo a ABNT NBR 14432:2001, como sendo o tempo mínimo para que os pilares, vigas e lajes de uma edificação em concreto armado mantenham suas funções de resistência ao fogo. Para isso, os elementos estruturais devem resistir ao incêndio mantendo a sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

Os valores do TRRF dos elementos construtivos para o tipo de edificação no qual são dimensionados depende do tipo de ocupação e da altura de incêndio que está diretamente relacionada à altura da edificação, sendo ela a distância entre o ponto da saída da descarga ao piso mais alto habitável da edificação. Esses tempos são fornecidos pelas Instruções técnicas dos Corpos de Bombeiros de cada estado e pela ABNT NBR 14432:2001 como são apresentadas na tabela resumo 02 (SILVA, 2016).

Além disso, é de suma importância alertar que o TRRF também é um valor em função do risco de incêndio e para sua determinação existem duas variáveis muito importantes que são o risco do incêndio e as suas consequências. Para exemplificar, para uma edificação residencial de 12 metros, o TRRF exigido é de 30 minutos, já para uma edificação com a mesma finalidade, mas com a altura de 30 metros, o valor do TRRF é de 90 minutos. Complementando e admitindo que duas construções, uma residencial e outra igreja, tenham a mesma altura de 12 metros, os valores de TRRF são distintos sendo, respectivamente, 30 minutos e 60 minutos.

Tabela 02 – Tempos requeridos de resistência ao fogo

Ocupação/uso	Altura da Edificação							
	$h \leq 6m$	$6m < h \leq 12m$	$12m < h \leq 23m$	$23m < h \leq 30m$	$30m < h \leq 80m$	$80m < h \leq 120m$	$120m < h \leq 150m$	$150m < h \leq 180m$
Residência	30	30	60	90	120	120	150	180
Hotel	30	60	60	90	120	150	180	180
Supermercado	60	60	60	90	120	150	150	180
Escritório	30	60	60	90	120	120	150	180
Shopping	60	60	60	90	120	150	150	180
Escola	30	30	60	90	120	120	150	180
Hospital	30	60	60	90	120	150	180	180
Igreja	60	60	60	90	120	150	-	-

Fonte: IT8 (2011), Adaptado.

Diferente do TRRF, o tempo de resistência ao fogo (TRF) dos elementos construtivos é o período máximo que a estrutura suporta em situação de incêndio até o momento da ruína. Dessa forma, enfatiza-se que o $TRF \geq TRRF$, para garantir a segurança (ALBUQUERQUE, 2012).

3.4 PROTEÇÃO ATIVA E PASSIVA

De acordo com a ABNT NBR 14432:2001, a proteção ativa é ativada de forma manual ou automática em resposta aos estímulos provocados pelas chamas, ou seja, é todo o tipo de mecanismos onde há influência do homem como: os detectores de fumaça, os borrifadores de água automáticos (em inglês, sprinklers) e os extintores de incêndio ou até mesmo as ações do corpo de bombeiro.

O decreto de nº 56.819 (2011) do estado de São Paulo fala sobre medidas de segurança contra incêndio nas edificações e áreas de risco, ou seja, a proteções ativas e passivas. Dessa forma, é exigido que todo edifício residencial multifamiliar possua uma brigada de incêndio e uma série de outras exigências que são divididas em grupos como, por exemplo, o grupo A, mostrado na tabela 03, relacionada ao grupo residencial com área superior a 750m² ou altura superior a 12 metros. Todas essas exigências são para proteções ativas.

Tabela 03 - Exigências de proteção ativa no grupo residencial

Grupo de ocupação e uso (divisão)	GRUPO A - RESIDENCIAL (A-2, A-3 e Condomínios Residenciais)					
	Classificação quanto à altura (em metros)					
Medidas de Segurança contra Incêndio	Térrea	H ≤ 6	6 < H ≤ 12	12 < H ≤ 23	23 < H ≤ 30	Acima de 30
Acesso de Viatura na Edificação	X	X	X	X	X	X
Segurança Estrutural contra Incêndio	X	X	X	X	X	X
Compartimentação Vertical	-	-	-	X	X	X
Controle de Materiais de Acabamento	-	-	-	X	X	X
Saídas de Emergência	X	X	X	X	X	X
Brigada de Incêndio	X	X	X	X	X	X
Iluminação de Emergência	X	X	X	X	X	X
Alarme de incêndio	X	X	X	X	X	X
Sinalização de Emergência	X	X	X	X	X	X
Extintores	X	X	X	X	X	X
Hidrante e Mangotinhos	X	X	X	X	X	X

Fonte: adaptado do Decreto 56.819 (2011)

Já a proteção passiva, diferente da outra, baseia-se nos elementos que não necessitam a ação humana para o seu funcionamento. Tavares e Nogueira (2016) afirmam ainda que na fase do incêndio que pode ser combatido, a proteção é garantida por meio dos materiais resistentes ao espalhamento das chamas. Esses materiais são a espessura de contrapiso, emboço e reboco, tipo de cerâmica utilizada ou até mesmo pintura específica. A figura 05 mostra de forma ilustrativa a diferença entre os tipos de proteção.

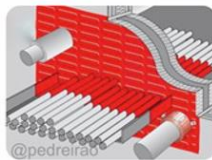
Figura 05 - Diferença entre os tipos de proteção contra incêndio

Proteção Passiva Contra Incêndio - PPCI

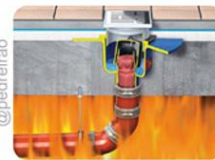
Sistema de compartimentação de ambientes para que um incêndio não se propague. Não combate fogo diretamente. Exemplos:



Pintura antichama de Cabos



Compartimentação de ambientes



Vedação de shafts e passagem de tubulações

Proteção Ativa Contra Incêndio

Sistema desenvolvido para **combater imediatamente um incêndio** já iniciado. Exemplos:



Extintores



Hidrantes



Sprinklers

Fonte: FABRÍCIO ROSSI. Disponível em: <<https://pedreiroao.com.br/protecao-passiva-contra-incendio-x-protecao-ativa-contra-incendio/>>. Acesso em: março de 2020.

3.5 CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os elementos estruturais de concreto possuem propriedades favoráveis em relação à resistência ao fogo uma vez que o material de concreto é incombustível, possui baixa condutividade térmica, boa capacidade de suporte a cargas e um bom isolante à penetração das chamas (NEVILLE, 2016).

Entretanto, o objetivo do concreto estrutural é manter sua resistência a compressão por um determinado tempo quando exposto ao incêndio, sem que haja rompimento, diferentemente de ser apenas resistente ao fogo. Com o aumento da temperatura, o concreto tende a perder resistência estrutural, além da perda da

rigidez, no módulo de elasticidade e da heterogeneidade dos materiais constituintes (COSTA e SILVA, 2002).

Outro ponto importante a se observar é que com o aumento da resistência a compressão do concreto (f_{ck}), as peças se tornam mais esbeltas e conseqüentemente mais suscetíveis à aumentos bruscos de temperatura podendo causar o chamado “*spalling*” (lascamento) do concreto, fazendo com que fiquem ainda mais exposto ao fogo (COSTA *et.al.*, 2002). Todas essas características do concreto serão detalhadas nos próximos subitens, especialmente em situação de incêndio.

3.5.1 Condutividade Térmica

De acordo com Neville (2016), a condutividade térmica é definida como a relação entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura. A unidade que a define é Joules por segundo por metro quadrado de área ($J/s.m^2$). Além disso, para a sua determinação a ABNT NBR 15200:2012 estabelece procedimentos para a determinação da condutividade térmica de um concreto endurecido.

Alguns fatores influenciam a condutividade térmica do concreto como, por exemplo, o material mineralógico do agregado e o grau de saturação do concreto. O primeiro deles é demonstrada pela tabela 04, que foi desenvolvida por Scalón & McDolnald e também pelo ACI 207.1R (NEVILLE, 2016).

Tabela 04 - Valores típicos de condutividade térmica de concreto

Tipo de agregado	Densidade úmida do concreto		Condutividade	
	kg/m ³	lb/ft ³	J/m ² s °C/m	Btu/ft ² h °F/ft
Quartzito	2440	152	3.5	2.0
Dolomite	2500	156	3.3	1.9
Calcário	2450	153	3.2	1.8
Arenito	2400	150	2.9	1.7
Granito	2420	151	2.6	1.5
Basalto	2520	157	2.0	1.2
Baritas	3040	190	2.0	1.2
Xisto expandido	1590	99	0.85	0.5

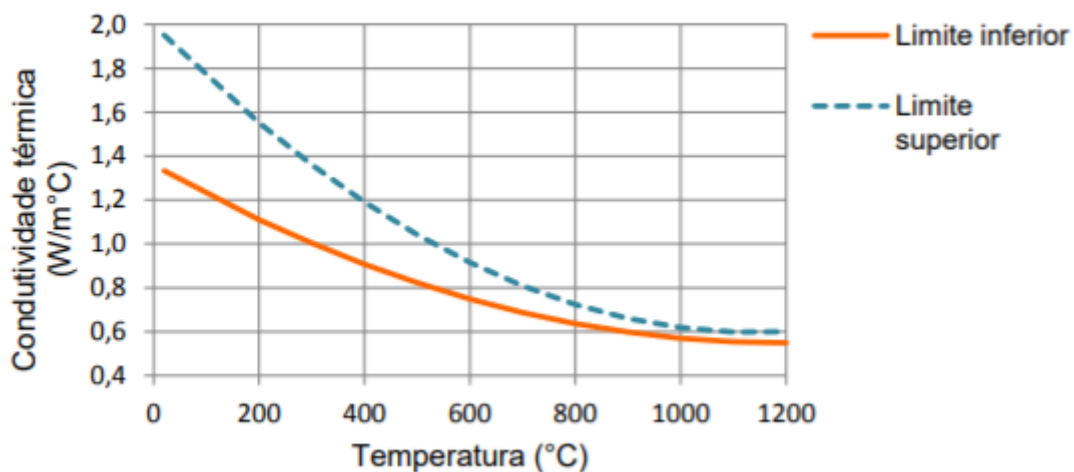
Fonte: SCALON e MCDONALD (1994)

Com relação ao grau de saturação da água, considerado por NEVILLE (2016) o principal fator de influência da condutividade térmica, devido à água ser maior que o ar nesse quesito, quando maior a porcentagem de água no concreto maior será sua

condutividade. Por exemplo, com um aumento de 10% no teor de umidade, o aumento da condutividade será de 50%.

Nas normas europeias são demonstradas duas curvas limitantes com relação a condutividade térmica, mostradas na figura 06, que são geradas através de duas equações. De acordo com o Eurocode 2 parte 1-2 (2004) o limite inferior é dado por meio da equação 05, gerando assim valores mais realísticos com a variação de temperatura no concreto, pois sua formulação foi com base em pesquisas de concreto exposto ao fogo. Já para o limite superior a equação 06 é a que define, sendo essa expressa por testes em concreto armado. Dessa forma, a ABNT NBR 15200:2012 utiliza apenas a equação, que define a curva de limite inferior, esclarecendo que é adequada para concretos com densidades normais (2000 a 2800 kg/m³), produzidos com adregados silicosos (ALBUQUERQUE, 2012).

Figura 06 - Limites superior e inferior da condutividade térmica do concreto submetido ao fogo



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

$$\lambda_{c,\theta_c} = 2 - 0,136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{eq. 05})$$

$$\lambda_{c,\theta_c} = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{eq. 06})$$

Onde:

- λ_{c,θ_c} – Condutividade Térmica do concreto à temperatura θ_c [W/(m °C)];
- θ_c - Temperatura do concreto [°C].

Obs.: Os valores da equação são validos para temperaturas entre 20 a 1200 graus celsius.

Vale ressaltar que as curvas demonstradas no gráfico são decrescentes à medida que a temperatura aumenta e isso está diretamente relacionado a quantidade

de água no concreto, pois com o seu aquecimento a água evapora fazendo com que o concreto perca condutividade térmica. Um outro ponto a se destacar é que o tipo do agregado está diretamente ligado com os valores resultantes, visto que eles podem ocupar 60% a 80% do volume do concreto (ALBUQUERQUE, 2012).

3.5.2 Calor Específico

A capacidade térmica do concreto é representada pelo calor específico. Essa propriedade do concreto para Neville (2016) e Bernhart (2004) é pouco influenciada pelas características mineralógicas do agregado, mas é bastante associada ao teor de umidade do concreto. Além disso, com o calor específico está diretamente ligado a temperatura e inversamente proporcional a massa específica do concreto.

A ABNT NBR 15200:2012 determina que para concretos secos (umidade=0%), tendo na sua composição agregados silicosos ou calcários, o calor específico é dado pelas equações 07, 08, 09 e 10.

$$C_{p,\theta,c} = 900, \text{ para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 100^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 07})$$

$$C_{p,\theta,c} = 900 + (\theta_c - 100), \text{ para } 100^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 08})$$

$$C_{p,\theta,c} = 1000 + \left(\frac{\theta_c - 200}{2}\right), \text{ para } 200^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 09})$$

$$C_{p,\theta,c} = 1100, \text{ para } 400^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (\text{eq. 10})$$

Onde:

- $C_{p,\theta,c}$ - Calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/kg °C].

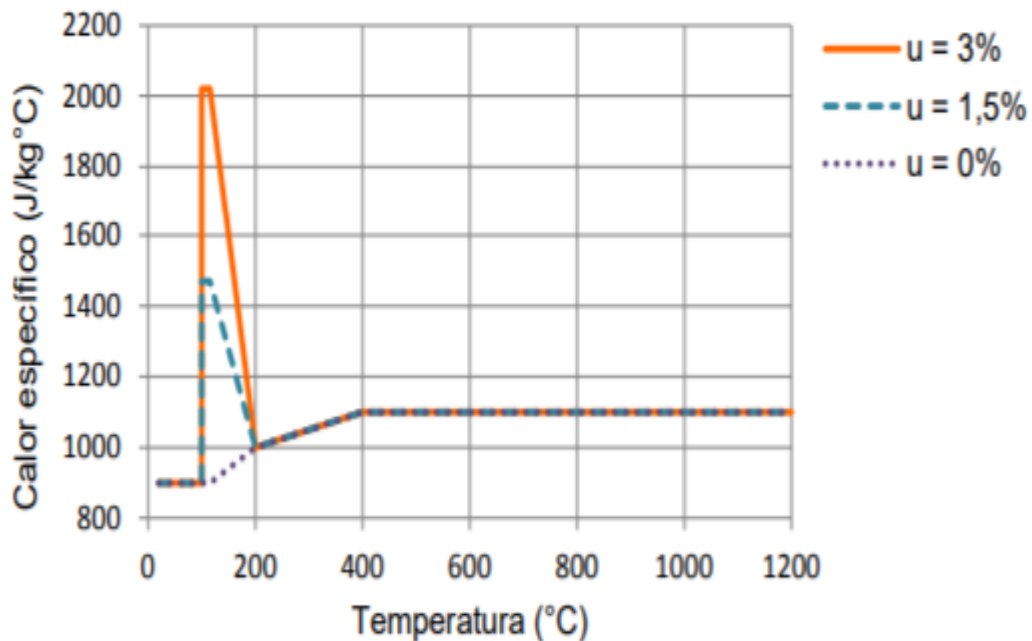
Quando o teor de umidade no concreto é diferente de 0%, consequentemente quando ela não for determinada nos métodos de cálculos, a função do calor específico do concreto calcário ou silicoso pode ser ajustada por uma constante $C_{p,top}$, que está situada entre 100°C e 150°C com decréscimo linear entre 115°C e 200°C (SILVA, 2016). Os valores de $C_{p,top}$ são distribuídos da seguinte forma:

- $C_{p,top} = 900 \frac{\text{J}}{\text{KG}}^{\circ}\text{C}$, para umidade de 0%;
- $C_{p,top} = 1.470 \frac{\text{J}}{\text{KG}}^{\circ}\text{C}$, para umidade de 1,5%;
- $C_{p,top} = 2.020 \frac{\text{J}}{\text{KG}}^{\circ}\text{C}$, para umidade de 3,0%;

De forma simplificada, a ABNT NBR 15200:2012 indica que, a relação entre o calor específico e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, admite-se $C_{p,\theta,c}$ igual a 1000 J/(kg °C).

A variação do calor específico do concreto com a temperatura e os valores de pico, ilustrados na figura 07, corresponde a quantidade de energia térmica necessária para evaporar toda a água constituinte do concreto.

Figura 07 - Calor específico de concreto submetido à elevação de temperatura em diferentes teores de umidade



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

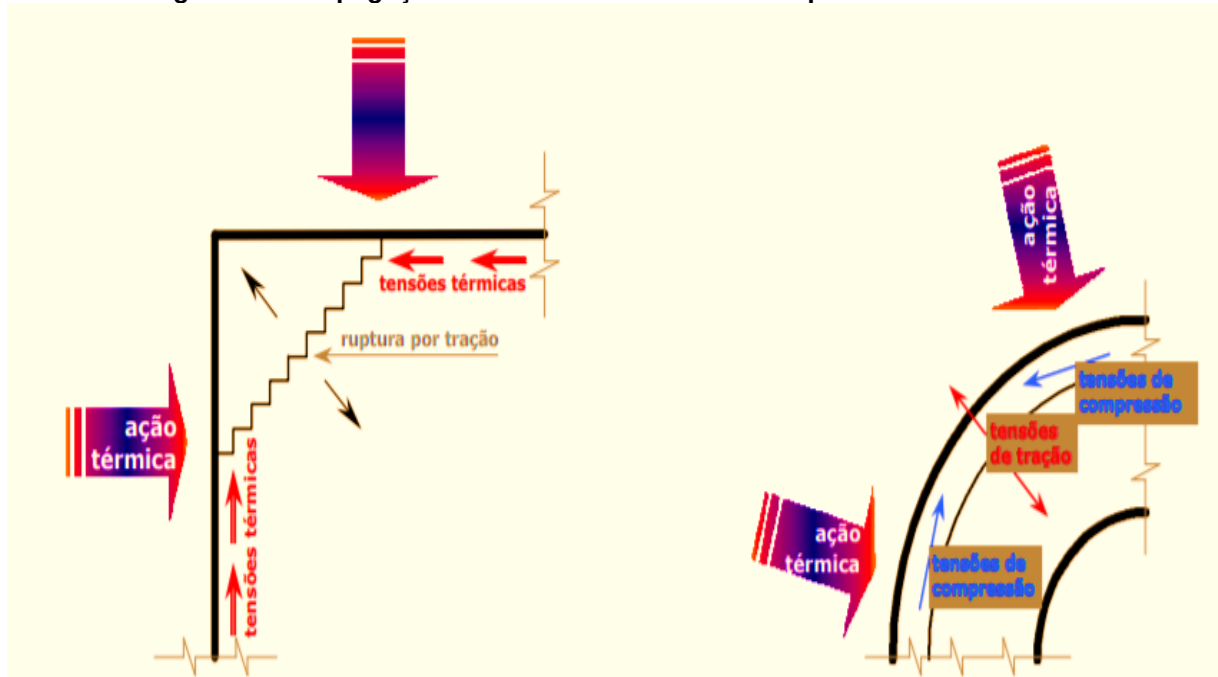
Vale destacar que durante a fase de conversão do estado líquido para o gasoso da água presente no concreto, a temperatura se mantém estável. Após toda evaporação da água, a temperatura no concreto se elevará (SOUSA, 2009). O que justifica o aumento brusco do calor específico no concreto após a temperatura de ebulição da água.

3.5.3 Dilatação Térmica

O concreto, assim como a maioria dos materiais, possui coeficiente de dilatação térmica positiva quando submetido a aumentos de temperatura. Dessa maneira, há um alongamento do conjunto que compõe o concreto, mas o seu valor depende de dois grandes fatores: o agregado e a pasta do cimento hidratada. O coeficiente de

dilatação do concreto é resultante desses dois fatores, sendo o da pasta de cimento mais elevado do que o agregado. Ainda, essa diferença de coeficiente de dilatação entre os compostos pode ser prejudicial quando combinada a outras ações, as quais é submetida uma estrutura de concreto armado, havendo, portanto, fissurações (“*spallings*”) e conseqüentemente diminuindo a seção resistente do elemento estrutural. A figura 08 demonstra como ocorre essas rupturas (NEVILLE,2016).

Figura 08 - Propagação das tensões térmicas em superfícies de concreto



Fonte: ANDEBERG (1997)

De acordo com a norma brasileira de projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT NBR 15200:2012), o alongamento específico do concreto com agregado silicoso, possuindo uma densidade normal, é apresentada pelas equações 11 e 12.

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

$$\frac{\Delta l}{l_c} = 14 \times 10^{-3}, \text{ para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{eq. 12})$$

Onde:

- l_c - Comprimento da peça de concreto a 20°C;
- Δl - Alongamento do elemento de concreto provocado pela variação de temperatura;
- θ_c - Temperatura do elemento [°C].

Para o concreto com agregados calcários, o Eurocode 2 (2014) fornece as equações 13 e 14. Pois, a ABNT NBR 15200:2012 apenas fornece as equações para

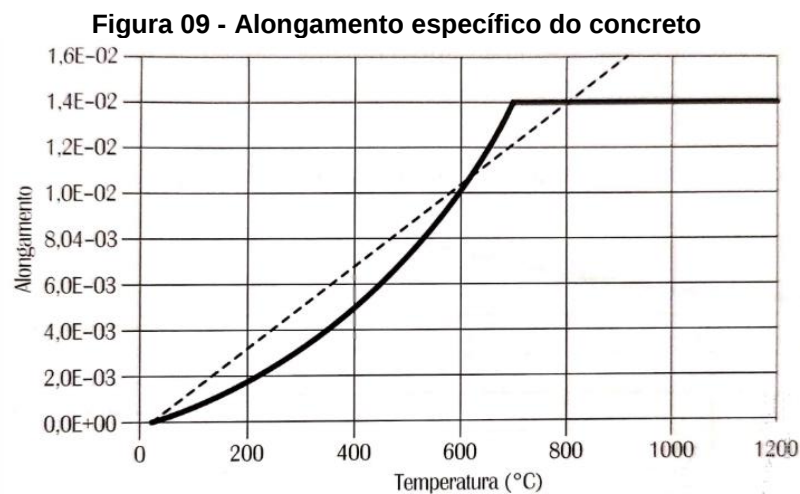
agregados silicosos, por apresentarem pior desempenho ao fogo (TAVARES e NOGUEIRA, 2016).

$$\frac{\Delta l}{l_c} = 1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta_c + 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3, \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (\text{eq. 13})$$

$$\frac{\Delta l}{l_c} = 12 \times 10^{-3}, \text{ para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{eq. 14})$$

Entretanto, para análises mais simplificadas de cálculo, a relação entre o alongamento específico do concreto e a temperatura pode ser considerada constante como na equação 15 e na figura 09 (ABNT NBR 15200, 2012).

$$\frac{\Delta l}{l_c} = 18 \times 10^{-3} (\theta - 20), \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{eq. 15})$$



Fonte: SILVA (2012)

3.5.4 Resistência Do Concreto

São vários os fatores que influenciam na determinação da resistência do concreto em exposição ao fogo. Entre eles pode ser citado: diferenças entre tensões atuantes e a umidade do concreto em aquecimento, diferenças na duração na exposição ao incêndio, e diferenças entre as propriedades dos agregados. Dessa forma, torna-se difícil estabelecer correlações de análise amplo (NEVILLE, 2016).

A NBR 15200:2012 fornece a equação 16 que descreve a decrescente perda de resistência quando há um aumento de temperatura no concreto. O fator de redução ($k_{c,\theta}$) presente na equação depende da temperatura do concreto (°C) e do tipo de agregado. A norma brasileira e a norma europeia (Eurocode 2 parte 1-2) nos fornecem os valores de redução para agregados silicosos e calcários, respectivamente, apresentados na tabela 05.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \times f_{ck} \quad (\text{eq.16})$$

Onde:

- f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto em situação normal;
- $k_{c,\theta}$ – Fator redutor da resistência do concreto na temperatura θ , conforme a tabela 05.

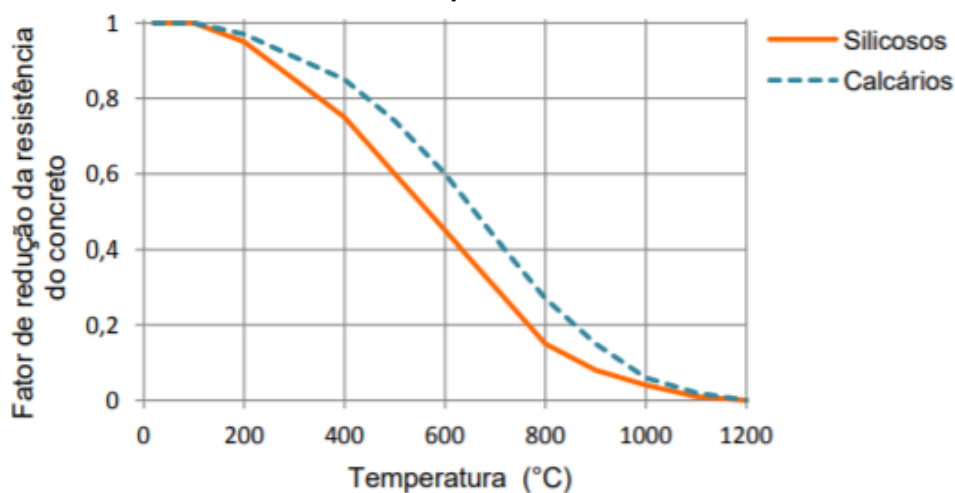
Tabela 05 - Valores de $k_{c,\theta}$ preparados com agregados silicosos e calcários, respectivamente

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta}$ (adimensional)	
	Agregados 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	0,6	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

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

Vale ressaltar que a tabela 05 é válida para concretos com massa específica normal (2000 a 2800 kg/m³) e para valores intermediários de temperatura pode ser feita a interpolação linear. A figura 10 mostra exatamente a curva dos fatores de redução em função da temperatura para os diferentes tipos de agregados (SILVA, 2016).

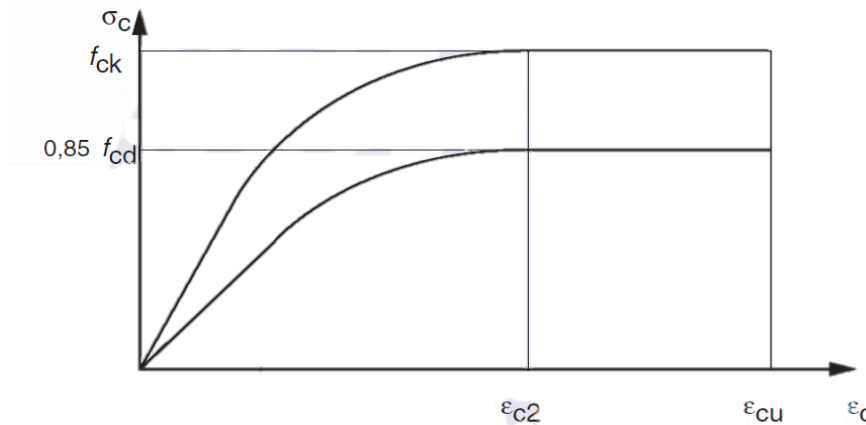
Figura 10 - Fator de redução da resistência dos concretos silicosos e calcário e função da temperatura



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

A distribuição de tensão no concreto, em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014 (projeto de estruturas de concreto-procedimento), se revela com um diagrama parábola-retângulo (CARVALHO e FILHO, 2017). Segundo Graziano (2005), esse diagrama, representado na figura 11, foi proposto por Hubert Rush, em meados de 1940.

Figura 11 - Diagrama de tensão x deformação do concreto em temperatura ambiente



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

De acordo com Silva (2016), para a construção do diagrama completo de tensão-deformação do concreto exposto a temperaturas elevadas, o ramo ascendente segue a equação 17. Entretanto, para o ramo descendente do diagrama pode-se adotar uma linha reta entre $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ conforme os valores apresentados na tabela 06 ou aplicar a mesma equação do ramo ascendente.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \times \frac{3 \times \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (\text{eq.17})$$

Onde:

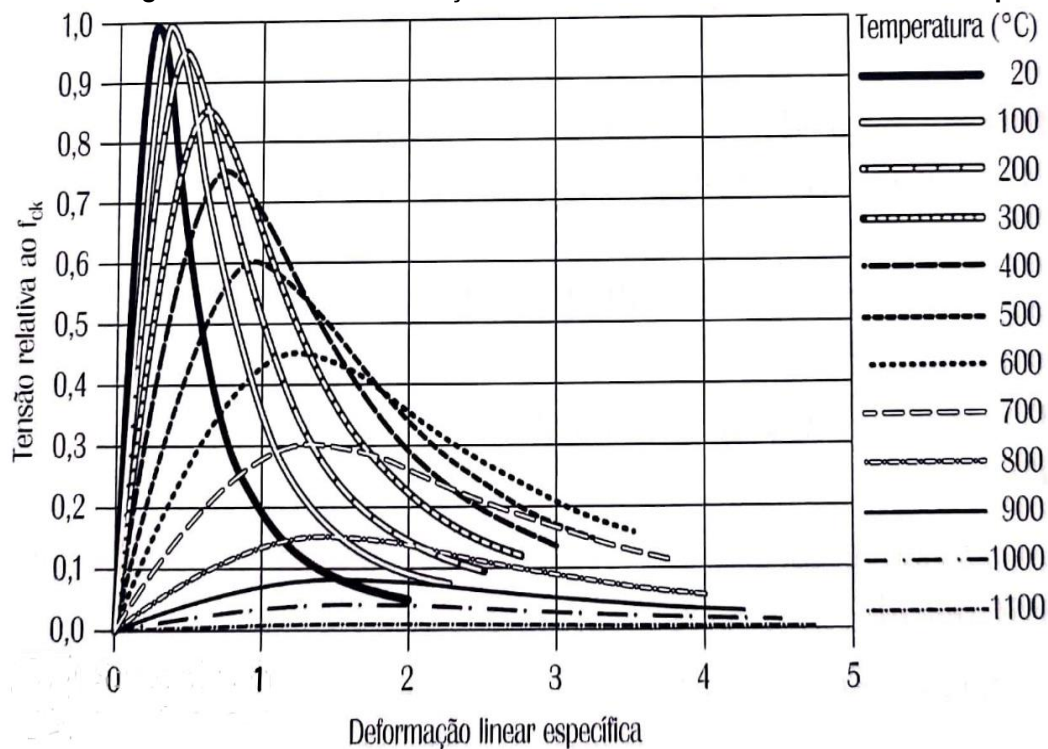
- $\sigma_{c,\theta}$ – Valor de tensão à compressão do concreto sob temperatura elevada θ [Mpa];
- $f_{c,\theta}$ – Valor da resistência à compressão do concreto sob temperatura elevada θ [Mpa];
- $\varepsilon_{c,\theta}$ – Deformação linear específica correspondente do concreto sob temperatura elevada θ [adimensional];
- $\varepsilon_{c1,\theta}$ – Deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto sob temperatura elevada θ [adimensional];
- $\varepsilon_{cu,\theta}$ - Deformação linear específica última do concreto correspondente à tensão de resistência máxima do concreto sob temperatura elevada θ [adimensional];

Tabela 06 - Deformação linear específica do concreto em função da temperatura

$\theta(^{\circ}C)$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$
20	0,0025	0,0200
100	0,0040	0,0225
200	0,0055	0,0250
300	0,0070	0,0275
400	0,0100	0,0300
500	0,0150	0,0325
600	0,0250	0,0350
700	0,0250	0,0375
800	0,0250	0,0400
900	0,0250	0,0425
1000	0,0250	0,0450
1100	0,0250	0,0475

Fonte: EUROCODE 2 (2004)

Então, o diagrama de tensão-deformação completo do concreto com temperaturas elevadas, aplicando a equação 17 para os elementos em estado de compressão, é apresentado na figura 12. Além disso, a resistência à tração do concreto é geralmente desprezada para fins de cálculos em estruturas de concreto tanto para temperatura ambiente quanto para temperaturas elevadas.

Figura 12 - Diagrama tensão x deformação do concreto em diversos níveis de temperatura

Fonte: SILVA (2016)

3.6 AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.6.1 Resistência Ao Escoamento Do Aço De Armadura Passiva

Assim como no concreto, a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva - armadura resistente apenas quando solicitado algum esforço – decresce conforme a equação 18. O fato de redução $k_{s,\theta}$ é cada vez mais severo a medida que a temperatura no aço aumenta como mostrado na tabela 07 (ABNT NBR 15200, 2012).

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \times f_{yk} \quad (\text{eq. 18})$$

Onde:

- f_{yk} – Resistência característica do aço de armadura passiva à tensão;
- $k_{s,\theta}$ – Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme tabela 07.

Além disso, a tabela 07 fornece os valores do fator de redução aplicáveis para o aço, usualmente em armaduras tracionadas, admitindo-se que o aço atinja o patamar de escoamento ($\varepsilon_{y,\theta}$) no valor igual ou maior do que 2%. No caso de armaduras atuando no estado comprimido, o valor do escoamento é menor que 2%, pois deve haver uma compatibilidade de deformações entre o aço e o concreto (SILVA, 2016).

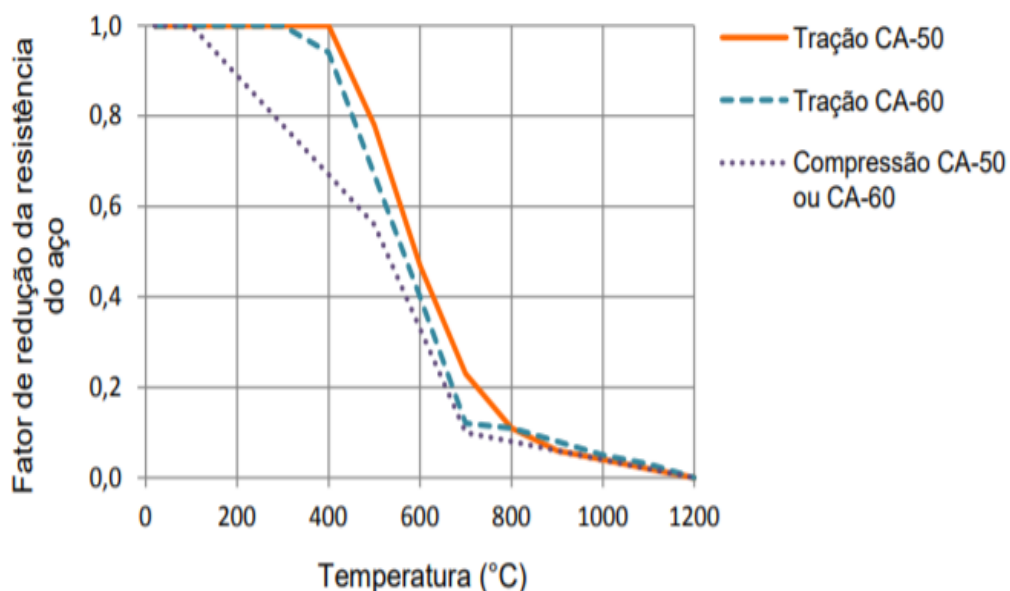
Tabela 07 - Valores de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva

Temperatura do concreto (°C)	(adimensional)	
	Agregados 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	0,6	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

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Assim, a figura 13 mostra o gráfico das três curvas de fatores de redução para o aço quando submetido à altas temperaturas. Além disso, vale salientar que para valores intermediários é cabível uma interpolação linear.

Figura 13 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

3.6.2 Módulo De Elasticidade Do Aço De Armadura Passiva

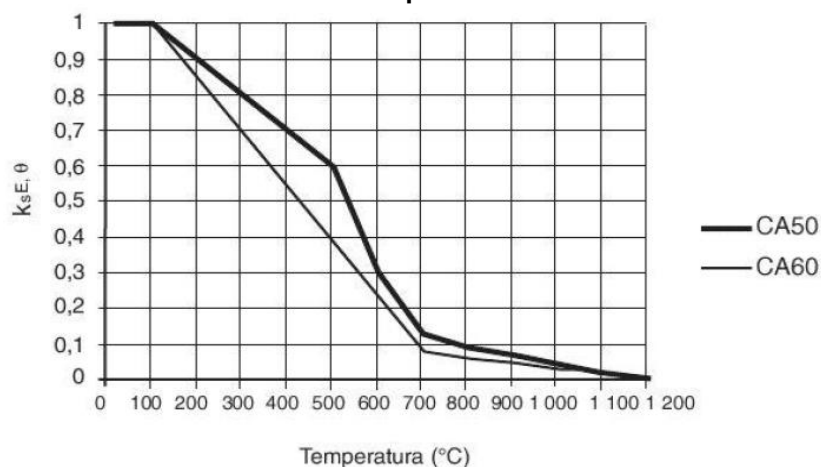
Segundo a ABNT NBR 15200:2012 o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura como é mostrado na figura 14. Esse gráfico é gerado através da equação 19.

$$E_{s,\theta} = k_{Es,\theta} \times E_s \quad (\text{eq. 19})$$

Onde:

- $E_{s,\theta}$ – Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal (temperatura ambiente);
- $k_{Es,\theta}$ – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , conforme a tabela 08.

Figura 14 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Da mesma forma que para a resistência do aço em situação de incêndio existe um fator de redução, no módulo de elasticidade esse fator fornecido pela norma brasileira, ABNT NBR 15200:2012, como é mostrado na tabela 08.

Tabela 08 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura

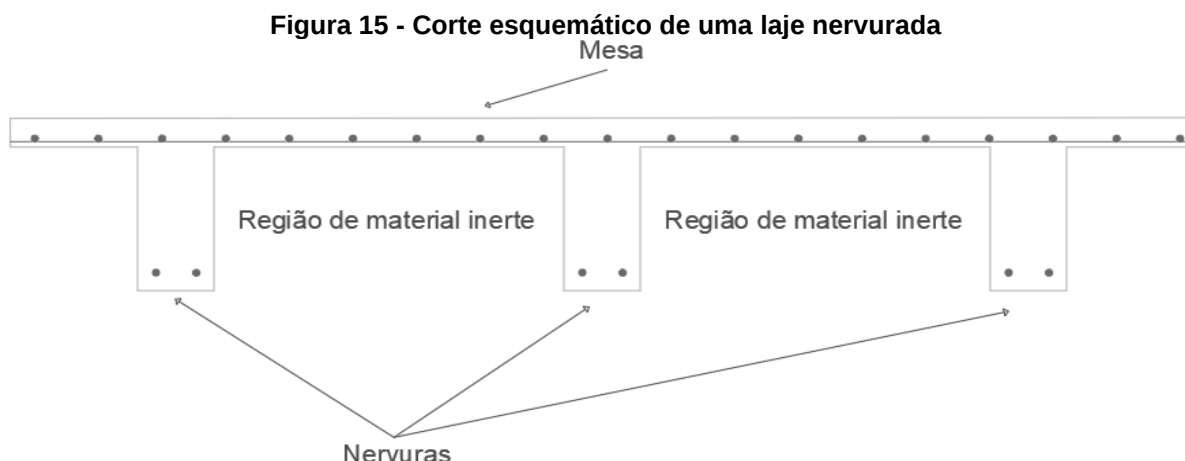
Temperatura do aço (°C)	$k_{e,\theta}$ (adimensional)	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,90	0,87
300	0,80	0,72
400	0,70	0,56
500	0,60	0,40
600	0,31	0,24
700	0,13	0,08
800	0,09	0,06
900	0,07	0,05
1000	0,04	0,03
1100	0,02	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012), adaptado

3.7 LAJES NERVURADAS

As lajes nervuradas surgiram com o objetivo de serem mais eficientes em relação as lajes maciças de acordo com as necessidades da evolução na construção civil. Essas lajes são nomeadas de nervuradas pelo aspecto do resultado obtido através do fim da concretagem desses elementos. Dessa forma, as nervuras compreendem a

zona de tração e entre elas pode haver preenchimento com um material inerte, sendo mais leve do que o concreto armado, podendo ser de tijolo cerâmico maciço, bloco de isopor, blocos de concreto leve ou deixar amostra após a utilização de formas industriais de concretagem. Acima das nervuras encontra-se a região da mesa, que é a zona de compressão e que forma o piso do pavimento. A Figura 15 mostra um corte esquemático da laje nervurada (ARAÚJO, 2014).



Fonte: Autor (2020)

O piso dos edifícios de concreto armado, que são usualmente construídos com lajes maciças, tende a ser uma solução antieconômica quando forem soluções estruturais optada por vencer grandes vãos. Por isso, a escolha da laje do tipo nervurada é mais adequada em situação como esta. Segundo Araújo (2014), as lajes nervuradas exigem uma espessura total cerca de 50% superior comparado as lajes maciças, porém o seu peso próprio e o consumo de concreto são inferiores ao da laje maciça, tornando-se uma solução mais viável economicamente.

Além disso, Spohr (2008) acrescenta outras vantagens do uso das lajes nervuradas em seu trabalho. São algumas delas: posicionamento de paredes não ficam condicionadas ao posicionamento de vigas; maior inércia em relação a lajes maciças; com acabamento superficial, funciona como isolante acústico; execução mais rápida, usando formas industriais.

Vale ressaltar, também, que a utilização da laje nervurada é ampla, podendo ser aplicada em estruturas de diferentes finalidades como: em prédios residenciais; prédios comerciais; garagens; escolas; indústrias; hospitais; hotéis; e shopping centers. Esse grande gama de possibilidades é decorrente do seu acabamento final que na maioria das vezes não incomoda o usuário da edificação (SPOHR, 2008).

3.8 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

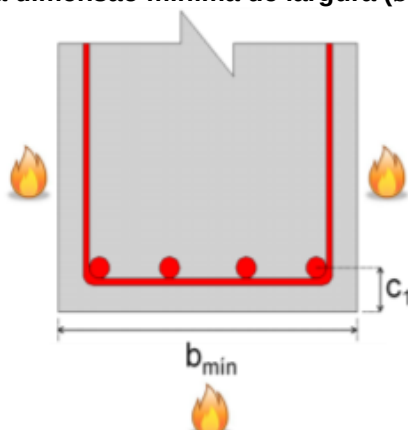
No dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio é necessário fazer algumas verificações de acordo com o método adotado que, por sua vez, tem relação com o TRRF, tipo de estrutura e suas dimensões (ALBUQUERQUE, 2012). Dessa forma, os próximos subitens irão detalhar os métodos de cálculo: tabular, analítico e simplificado.

A norma brasileira que trata sobre esse assunto é, como já citado, a ABNT NBR 15200:2012 que fundamentou-se pela norma Europeia, Eurocode 2 (2004). Dessa forma, as informações apresentadas ao longo deste tópico têm como base essas normas.

3.8.1 Método Tabular

O método tabular consiste na verificação das dimensões dos elementos da estrutura de concreto armado, dimensionadas inicialmente para temperatura ambiente, que atendam os limites mínimos sugeridos pela ABNT NBR 15200:2012. Dessa forma, para vigas, é necessário que as dimensões mínimas de largura (b_{min}) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo (c_1), para um tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) preestabelecido, sejam obedecidas (ALBUQUERQUE, 2012). A figura 16 ilustra essas medidas mínimas em uma viga qualquer.

Figura 16 - Ilustração da dimensão mínima de largura (b_{min}) e do cobrimento (c_1)



Fonte: ALBUQUERQUE (2012)

Esses valores de c_1 , juntamente com os de b_{min} estão indicados nas tabelas 09 e 10. Vale salientar que, para valores intermediários de dimensões, podem ser realizadas interpolações lineares.

Tabela 09 - Dimensões mínimas para o dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/C_1 (mm/mm)				b_{wmin} (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 10 - Dimensões mínimas para o dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórticos de concreto armado em situação de incêndio

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/C_1 (mm/mm)				b_{wmin} (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Por fim, o Eurocode 2 (2004) fornece os dados através de experimentos e conhecimentos teóricos. Dessa forma, ela garante a segurança estrutural das vigas de concreto armado, ao limitar a temperatura do centro geométrico das barras da armadura tracionada em 500 °C. Sendo assim, uma hipótese aceita pela comunidade científica internacional (SILVA, 2016).

Semelhante ao procedimento que é feito com as vigas, as lajes seguem o mesmo princípio. Então, a ABNT NBR 15200:2012 fornece, em tabelas, as espessuras mínimas para capa da lajes maciças e capas de lajes nervuradas com aquecimento na face inferior (h) e o valor da distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo (c_1), em função do TRRF. As tabelas 11 a 16 expõe estes valores para diferentes tipos e combinações de lajes de concreto armado (SILVA, 2016).

Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiada sobre vigas

TRRF (min)	h (mm)	c_1 (mm)		
		Laje armada em duas direções		Laje armada em uma direção $l_y/l_x > 2$
		$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas

TRRF (min)	h (mm)	c_1 (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

TRRF (min)	h (mm)	c_1 (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiada

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b_{min}/c_1 . mm/mm			Capa h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/15	-	-	60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Tabela 15 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b_{min}/c_1 . mm/mm			Capa h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/10	-	-	60/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50	-	150/30

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Os valores referentes a h das tabelas de 11 a 16, deste método, correspondem à altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo. Além disso, os valores de c_1 são válidos apenas para armaduras passivas.

Tabela 16 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b_{min}/c_1 . mm/mm	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/65	220/50
180	220/80	-

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

É importante salientar que as tabelas 13 e 14 são válidas para lajes nervuradas armadas em duas direções. Para lajes nervuradas armadas em uma só direção aplica-se o disposto na tabela 15 (ABNT NBR 15200:2012). Além disso, segundo Silva (2016) no caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para armaduras ativas são determinadas acrescentando 10 milímetros quando forem utilizadas barras e 15 milímetros no caso do emprego de fios e cordoalhas.

O método tabular é o formato de cálculo do *software* AltoQi Eberick V10, que foi utilizado como estudo, nesse trabalho, nas determinações de seções mínimas para elementos de vigas e lajes (maciças e nervuradas) de concreto armado.

3.8.2 Método Analítico

Para dimensionar pilares de concreto armado em situação de incêndio o método de cálculo empregado pelo *software* AltoQi Eberick V10, é o método Analítico. Dessa forma, o método consiste em determinar o TRF (tempo resistência ao fogo), sendo sempre maior ou igual ao TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo), para que os pilares resistam ao esforço gerado pelo fogo. A equação 20 do TRF, dada em minutos, é apresentada pela ABNT NBR 15200:2012 como sendo:

$$TRF = 120 \times \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (\text{eq. 20})$$

Onde:

- $R_{\mu} = 83 \times (1 - \mu_{fi})$;
- $R_a = 1,60 \times (c_1 - 30)$, c_1 em mm;
- $R_l = 9,60 \times (5 - \ell_{ef,fi})$;
- $R_b = 0,09 b'$ para $190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$;
- $R_b = 40,5$ para $b' > 450$;
- $R_n = 0$ para $n = 4$, sendo n o número de barras longitudinais;
- $R_n = 12$ para $n > 4$.

Sendo:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} \quad (\text{eq.21})$$

- $N_{Sd,fi}$ – é o valor de cálculo da fora axial em situação de incêndio;
- N_{Rd} – é o valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com a ABNT NBR 6118, com γ_m à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento;
- C_1 – é a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo;
- $\ell_{ef,fi}$ – é o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente, ℓ_e , conforme ABNT NBR 6118:2014. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais

a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,1$), pode ser assumido que $\ell_{e,fi} = 0,5\ell_e$ e para o pavimento mais alto $\ell_{e,fi} = 0,7\ell_e$. Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z > 1,1$), o $\ell_{e,fi}$ pode ser determinado por análise estrutural específica;

- $b' = \frac{2 \times A_c}{(b+h)}$ para $h \leq 1,5b$;
- $b' = 1,2b$ para $h > 1,5b$.

Onde:

- A_c – é a área da seção transversal do pilar, expressa em milímetros quadrados;
- b – é a menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;
- h – é a maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;

Para o uso dessa equação, as seguintes limitações devem ser respeitadas:

- $\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$;
- $25 \text{ mm} \leq C_1 \leq 80 \text{ mm}$;
- $b' \geq 190 \text{ mm}$;
- $e \leq 0,15b$;
- $\ell_{e,fi} \leq 6 \text{ m}$.

Onde

- A_s – é a área total das armaduras;
- e – é a excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderando o efeito das forças decorrentes do vento.

É de extrema importância salientar que para este método exposto, os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente não poderão ultrapassar 30% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,3$). Além disso, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, esse método é adequado para estruturas de nós fixos, embora, poderão ser aplicados quando forem permitidos desconsiderar os deslocamentos não lineares decorrentes do desaparecimento em situação de incêndio.

3.8.3 Método Simplificado

Segundo Albuquerque (2012), nos métodos ditos como simplificados, a análise da avaliação da resistência ao fogo de um elemento de concreto armado consiste na satisfação da equação 22, para determinado TRRF.

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (\text{eq. 22})$$

Onde:

- $R_{d,fi}$ – Valor de cálculo do esforço resistente em situação de incêndio [KN].

Dessa maneira, a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT NBR 15200:2012) baseia-se em hipóteses para o cálculo dos esforços resistentes e solicitantes em situação de incêndio:

- As solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$), para combinações últimas excepcionais, podem ser calculadas conforme ABNT NBR 8681:2003, como mostra a equação 23 ou, simplificada, igual a respectiva solicitação à temperatura ambiente, descontado o efeito do vento, multiplicado por um fator de redução correspondente a 0,7.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \times \sum_{i=1}^m \psi_{0j,ef} \times F_{Qj,k} \quad (\text{eq. 23})$$

Sendo:

- F_d – Valor de cálculo da ação na combinação excepcional;
- $F_{Gi,k}$ – Valor característico da ação permanente (i);
- $F_{Q,exc}$ – Valor representativo da ação térmica (ação excepcional);
- $F_{Qj,k}$ – Valor característico da ação variável (j);
- γ_{gi} – Coeficiente de ponderação das ações permanentes em incêndio conforme a ABNT NBR 8661:2003;
- γ_q – Coeficiente de ponderação das ações variáveis em incêndio conforme a ABNT NBR 8661:2003;

Além disso, conforme normas brasileiras e internacionais, caso se empregue o método da curva do incêndio padrão, os esforços adicionais decorrentes da deformação térmica ($F_{Q,exc}$) podem ser desconsiderados.

- O valor do esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição da temperatura obtida

para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos de computador de acordo com o fluxo de calor;

- c) Os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014 para situação normal (à temperatura ambiente), adotando para o concreto e para o aço a resistência média em situação de incêndio. Para obter essa média, deve-se distribuir uniformemente na parte comprimida da seção de concreto e na armadura total a perda total de resistência por aquecimento do concreto ou das armaduras, respectivamente.
- d) Uma outra forma é utilizar métodos que consideram a seção de concreto reduzida em situação de incêndio. Essa redução de seção, necessária para simular corretamente a redução de resistência, pode ser encontrada na literatura. Lembrando-se que em situação de incêndio o calor de $f_{cd,\theta}$ não precisa ser afetado pelo coeficiente $\alpha = 0,85$, como ocorre em temperatura ambiente;

Vale salientar que esse método não garante a função corta fogo. Além disso, Silva (2016) fornece algumas ferramentas para uso no dimensionamento com o método simplificado, de forma alternativa, como: exposição da estrutura ao incêndio padrão; coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a 25 W/m² °C e emissividade resultante (ε_{res}) igual a 0,7, conforme a ABNT NBR 15200:2012; condutividade térmica, calor específico e massa específica do concreto variáveis com a temperatura, conforme indica a ABNT NBR 15200:2012; massa específica à temperatura ambiente (ρ) igual a 2.400 kg/m³, conforme a ABNT NBR 6118:2014. Por fim, Silva (2016) adverte ainda que cabe ao engenheiro avaliar qual o melhor caminho a seguir em seus cálculos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

Os métodos mais difundidos nas normas internacionais como a Eurocode 2 (2001), NZS 3101 (1995), AS 3600 (2001) e BKR-99 (1999), são aqueles que inicialmente foram idealizados pelos suecos Anderberg & Peterson, que foram conhecidos pelo meio técnico como “método dos 500°C”, além do dinamarquês Hertz, no qual leva o seu nome no método (COSTA e SILVA, 2002).

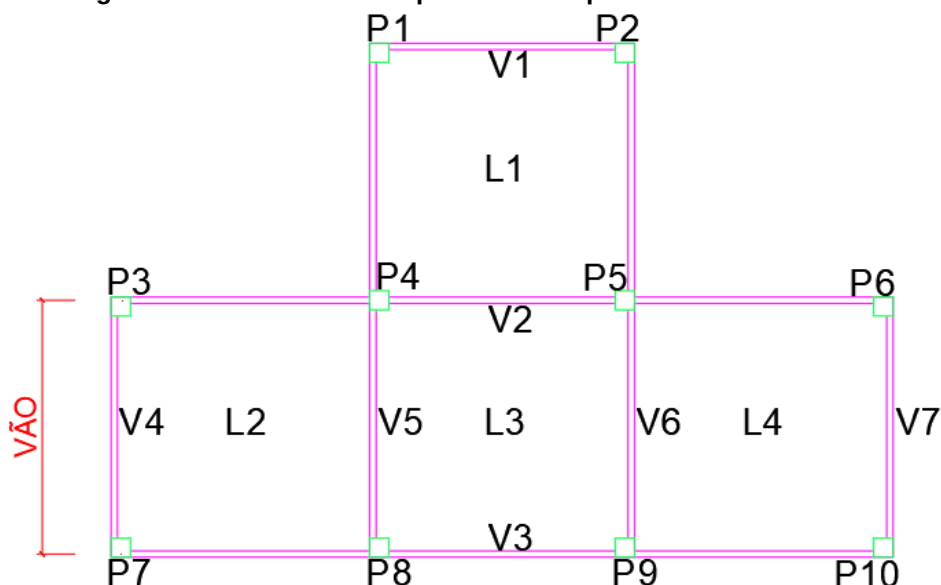
4 METODOLOGIA

Para iniciar os estudos acerca de estruturas de concreto armado em situação de incêndio foram adotados dois modelos estruturais. O primeiro deles refere-se a estruturas modeladas segundo um pórtico espacial teórico que teve como base os trabalhos de Menezes *et al.* (2016) e Campos *et al.* (2019). O segundo é um modelo estrutural de grande porte que consistiu no projeto executivo da estrutura de um empreendimento na cidade Aracaju/SE.

4.1 ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS DE PEQUENO PORTE

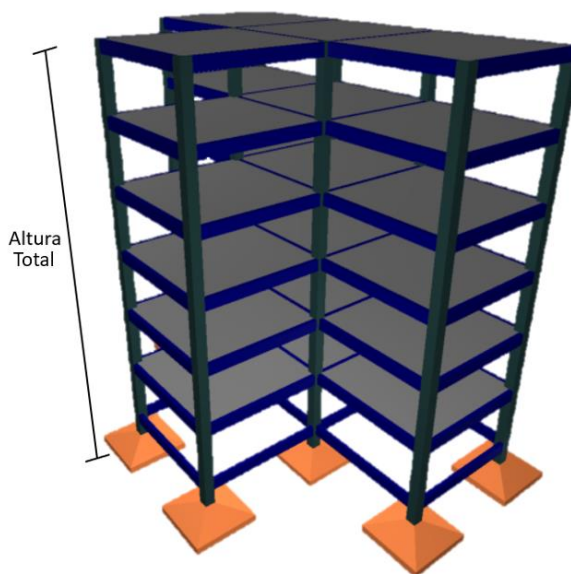
Com relação ao modelo de pórtico espacial teórico, a estrutura contém pilares (P1 a P10), vigas (V1 a V7) e lajes nervuradas (L1 a L4). Vale salientar que o diferencial inicial deste trabalho em relação aos de Menezes *et al.* (2016) e Campos *et al.* (2019) que optaram pela laje maciça, é o emprego de lajes nervuradas. Dessa forma, possibilitou a utilização de vãos maiores nos modelos estruturais que eles adotaram, uma vez que a viabilidade de lajes nervuradas ocorre em vãos maiores que os convencionalmente adotados para lajes maciças, conforme já abordado no item 3.7. A figura 17 representa esquematicamente, em planta, o pórtico modelo estudado. Vale ressaltar que a planta baixa é a mesma para todos os pavimentos.

Figura 17 - Planta baixa esquemática do pórtico modelo teórico



Com o modelo pré-determinado, lançou-se no *software* AltoQi Eberick V10 variando os vãos teóricos (medida entre eixos das vigas) em 6,0 m, 7,0 m e 8,0 m. Além disso, foram analisadas estruturas com quatro diferentes alturas, conforme mostra a figura 18, para cada variação de vão: 5,6 m (2 pavimentos); 16,8 m (6 pavimentos); 25,2 m (9 pavimentos) e 33,6 m (12 pavimentos), totalizando, assim, 12 modelos de pórticos estruturais que, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, enquadram-se em estruturas nas faixas das classes P1, P3, P4 e P5, respectivamente. A quantidade total de elementos estruturais que compõem cada edificação estudada está contida na tabela 17.

Figura 18 – Pórtico modelo teórico



Fonte: O autor (2020)

Tabela 17 - Quantidade de pilares, vigas e lajes em função da altura total das edificações

Número de Pavimento	Altura da estrutura (m)	Número de Pilar	Número de Vigas	Número de Lajes
2	5,6	10	21	8
6	16,8	10	49	24
9	25,8	10	70	36
12	33,6	10	91	48

Fonte: O autor (2020)

Diante da premissa de análise dos modelos estruturais em situação de incêndio, a ABNT NBR 8681:2003 classifica a combinação de ações, nesse tipo de caso, como sendo excepcional no cálculo dos esforços solicitantes, a fim de atender às verificações dos estados-limites últimos, representada pela equação 23 no item 3.8.3. Além disso, durante os estudos, considerou-se que o modelo estrutural fazia parte da

divisão A-2, correspondente a habitações multifamiliares de acordo com a tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos, da ABNT NBR 14432:2001.

No que diz respeito aos carregamentos dos elementos estruturais, tendo em vista as recomendações da ABNT NBR 6120:2019, para as lajes adotou-se uma carga de 2,0 kN/m² (maior carga em uma unidade autônoma) e uma carga de revestimento igual a 1,105 kN/m², sendo este revestimento composto pelas camadas de contrapiso, assentamento e de material granítico, com pesos específicos e espessuras equivalentes a, respectivamente, 21 kN/m³ e 3,0 cm, 19 kN/m³ e 1,0 cm, e 28,5 kN/m³ e 1,0 cm. Para as vigas, utilizou-se uma carga de 4,76 kN/m referente às paredes, considerando-se o uso de bloco cerâmico vazado de 11,5 cm e espessura de revestimento por face de 2 cm, com peso de 1,7kN/m², o que corresponde a uma parede de espessura final igual a 15,5 cm e altura de 2,8 m. A fim de representar as condições de projeto normalmente utilizadas na cidade de Aracaju/SE, por ser uma cidade litorânea, foi adotado o uso de concreto da classe de resistência C30 e classe de agressividade ambiental III, conforme a ABNT NBR 6118:2014, como mostram as tabelas 18 e 19.

Tabela 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 Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

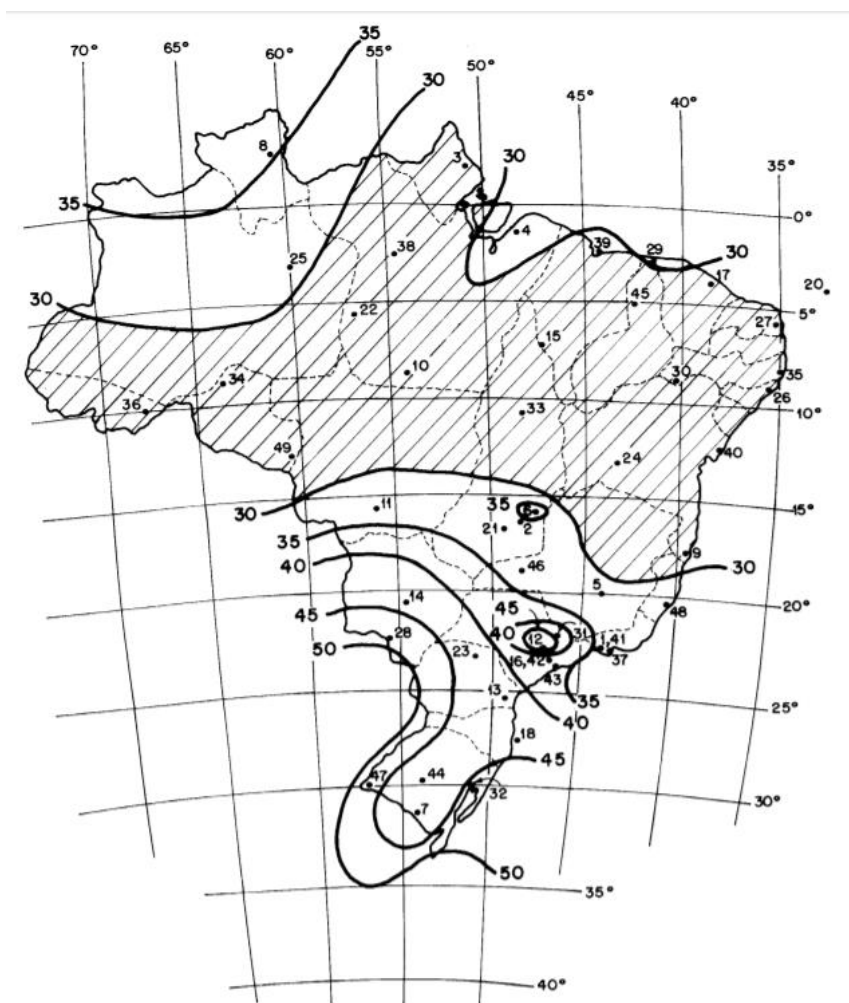
Concreto	Tipo	Classe de Agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado
CP corresponde a componentes elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Referente as configurações das forças devidas ao vento, considerou-se a velocidade básica de vento igual a 30 m/s, onde se enquadra a cidade de Aracaju/SE no mapa de isopletras indicadas pela figura 19, e que as edificações estudadas estão situadas em terreno plano de rugosidade pertencente a categoria 1, por ser uma cidade litorânea, conforme a ABNT NBR 6123:1988.

Figura 19 - Mapa das isopletras da velocidade básica dos ventos V_o (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123:1998

As classes das edificações definidas pela ABNT 14432:2001 têm como finalidade classificar as estruturas de acordo com o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) em função da altura total da estrutura, que corresponde a distância entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento. Porém, para a ferramenta computacional utilizada neste estudo, a altura total é a altura real da edificação. Vale ressaltar ainda que a classe

P2 não foi objeto de análise visto que o seu TRRF é o mesmo para a classe P1, priorizando, assim, as classes P1, P3, P4 e P5, como mostra a tabela 20.

Tabela 20 - Tempos requeridos de resistência ao fogo em função da classe da edificação

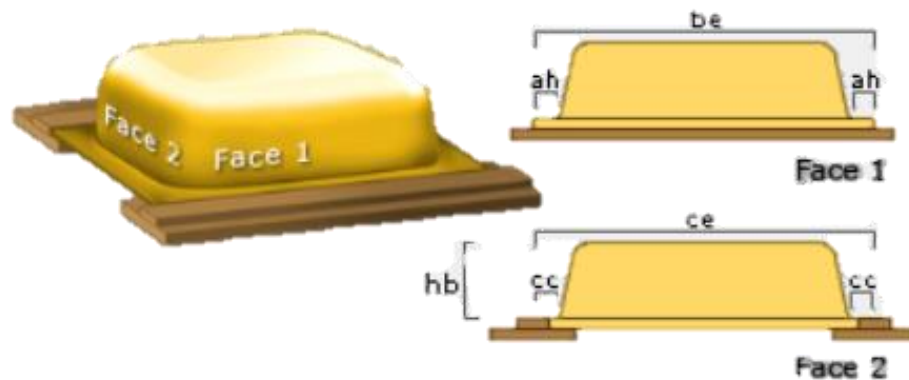
Classes das Edificações	TRRF (min)	Faixas de altura (m)	Alturas Totais / N° Pavimento (m)	Vãos considerados (m)
P1	30	0 a 6	5,6 / 2	6, 7 e 8
P2		6 a 12	-	-
P3	60	12 a 23	16,8 / 6	6, 7 e 8
P4	90	23 a 30	25,2 / 9	6, 7 e 8
P5	120	> 30	33,6 / 12	6, 7 e 8

Fonte: O autor (2020)

O modelo estrutural analisado para os diferentes tipos de vãos e alturas totais das edificações foi lançado diversas vezes durante o presente estudo a fim de chegar ao dimensionamento de seções dos elementos estruturais com valores mínimos e buscando inicialmente atender apenas aos requisitos de projeto prescritos na ABNT NBR 6118:2014, sem considerar as verificações referentes a incêndio. E, posteriormente, efetuar a análise desses elementos quando submetidos à situação de incêndio.

Com relação as dimensões das seções dos elementos estruturais das edificações, foram atribuídos valores iniciais mínimos de 15 cm de largura e 30 cm de altura para as vigas, de forma que atendessem aos requisitos de dimensionamento da ABNT NBR 6118:2014 e as solicitações de carregamentos da estrutura, sem levar em conta os critérios de incêndio. Os incrementos gradativos nas dimensões das seções foram de 5 cm, conforme a altura total ou o vão das edificações variavam. Da mesma forma, os pilares iniciaram com seção quadrada de 20 cm de largura e seus incrementos foram de 5 cm. A tabela 21 apresenta essa variação nas dimensões da seção transversal das vigas e pilares de acordo com os incrementos efetuados à medida em que foram necessários. Já para as lajes nervuradas, as medidas da largura das nervuras foram sempre de 12,5 cm, pois buscou-se adotar o padrão inicial de largura de nervura do *software*, que é um valor comercialmente estabelecido. Já a capa da laje variou entre 5 e 6 cm de espessura. A tabela 22 mostra as dimensões das lajes nervuradas, incluindo o $l_0 + b$, que é a distância compreendida entre os eixos das nervuras, bem como seus incrementos ao longo das edificações estudadas. Além disso, a figura 20 mostra o tipo de cubeta utilizada.

Figura 20 - Representação da cubeta da laje nervurada



Fonte: O autor (2020)

Sendo:

- be – Distância entre os eixos centrais das nervuras da face 1;
- ah – Medida referente a metade da largura da nervura transversal a face 1;
- ce – Distância entre os eixos centrais das nervuras da face 2;
- cc – Medida referente a metade da largura da nervura transversal a face 2;
- hb – Altura da nervura;

Tabela 21 - Dimensões das vigas e pilares e seus respectivos incrementos

Dimensões	Vigas		Pilares	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)
Mínima	15	30	20	20
Máxima	25	60	65	65
Incremento	5	5	5	5

Fonte: O autor (2020)

Tabela 22 - Dimensões das lajes nervuradas e seus respectivos incrementos

Dimensões	Altura da Nervura (cm)	Largura da Nervura (b) (cm)	Capa (cm)	Altura total (cm)	Cubeta (cm)	l_0+b (cm)
Mínima	20	12,5	5	25	80	92,5
Máxima	35	12,5	6	41	80	92,5
Incremento	5	-	1	1 ou 5	-	-

Fonte: O autor (2020)

Conforme já exposto, para efetuar o lançamento estrutural e verificação dos elementos em situação de exposição ao fogo foi utilizado o *software* comercial AltoQi Eberick V10, disponibilizado pela coordenação do curso de Engenharia Civil do IFS – campus Aracaju. Além disso, o *software* é bastante difundido em todo o território nacional para fins de projeto de estruturas de concreto armado. Então, para o dimensionamento de estruturas em concreto armado em situação de incêndio a ferramenta computacional em questão utiliza para vigas e lajes o Método Tabular e,

para os pilares, o Método Analítico, ambos prescritos pela ABNT NBR 15200:2012 e apresentados nos itens 3.8.1 e 3.8.2 deste trabalho.

Para seguir o lançamento de forma correta é necessário ajustar vários parâmetros de configurações e características no *software* AltoQi Eberick V10 de acordo com a estrutura em estudo. Dessa forma, inicialmente, inseriu-se as informações quanto às alturas de cada um dos pavimentos que compõem a estrutura e, em seguida, efetuou-se a importação do(s) arquivo(s) com o(s) projeto(s) arquitetônico(s) da edificação para os croquis de cada pavimento criado, com o intuito de facilitar o lançamento dos elementos estruturais.

De modo geral, o lançamento das vigas, pilares e lajes nervuradas foi feito em um pavimento da edificação e replicado entre os demais pavimentos de interesse, levando-se em conta todas as características e carregamentos de cada um dos elementos que foram definidas para este estudo.

Feito o lançamento estrutural, definiu-se os parâmetros relativos à classe de resistência do concreto e classe de agressividade ambiental de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Aliado a isso, procedeu-se com a configuração da verificação de incêndio da estrutura, onde foram inseridos os parâmetros de tipo de ocupação da edificação e os TRRF (valor definido em função da altura total da estrutura e mantido com a configuração automática do *software*) de cada um dos elementos, bem como a camada de revestimento deles. Neste caso, optou-se por utilizar o valor de revestimento igual a zero, equivalente a pior condição que esses elementos podem ser submetidos. A figura 21 apresenta o menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10.

Finalizadas as configurações, efetuou-se o processamento do modelo estrutural para comparar o dimensionamento de elementos estruturais à temperatura ambiente com os requisitos necessários para o atendimento a condição de exposição ao fogo e, além disso, para verificar os avisos emitidos pelo *software* para cada um dos casos. Então, por fim foi feita uma análise entre o dimensionamento dos elementos que inicialmente foram dimensionados levando em conta apenas os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 e com as alterações sugeridas pelo programa nas dimensões de seção dos elementos estruturais, para adequar as solicitações proveniente da situação de incêndio conforme a ABNT NBR 15200:2012.

Figura 21 - Menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10 (estrutura de menor pórtico)

Incêndio

Requisitos

☒ Definir TRRF automaticamente

Ocupação: **A - Residencial**

☒ Definir alturas automaticamente

Altura acima do solo: **460** cm

Profundidade do subsolo: **100** cm

☐ Permitir redução de TRRF utilizando MTE

Método do tempo equivalente...

Elemento **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

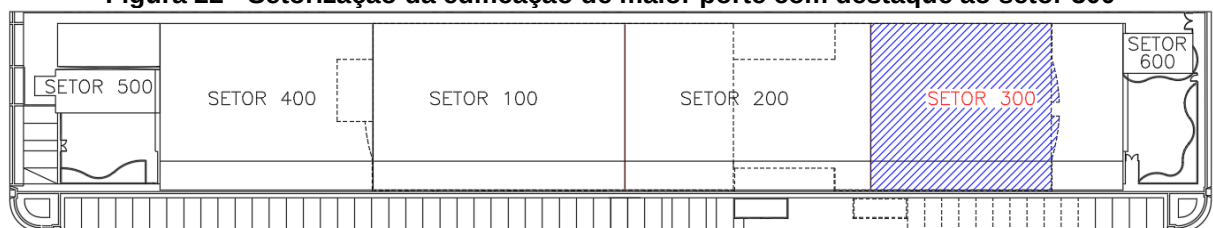
OK Cancelar Ajuda

Fonte: O autor (2020)

4.2 ESTRUTURA COM LAJE NERVURADA DE MAIOR PORTE

A estrutura abordada neste trabalho é um projeto de um empreendimento localizado na cidade de Aracaju, em Sergipe. Trata-se de uma edificação de grande porte, com aproximadamente 16.300 m² de área construída, sendo dividida em 6 estruturas independentes classificadas por setores que contém os pavimentos de fundação, térreo, mezanino, dois pavimentos garagem e três pavimentos tipo. Para o estudo, optou-se pelo setor 300 conforme indicado na figura 22, por ser completo e englobar todos os níveis de pavimentos já citados e, assim, os resultados serem os mais representativos do que ocorre nos demais setores.

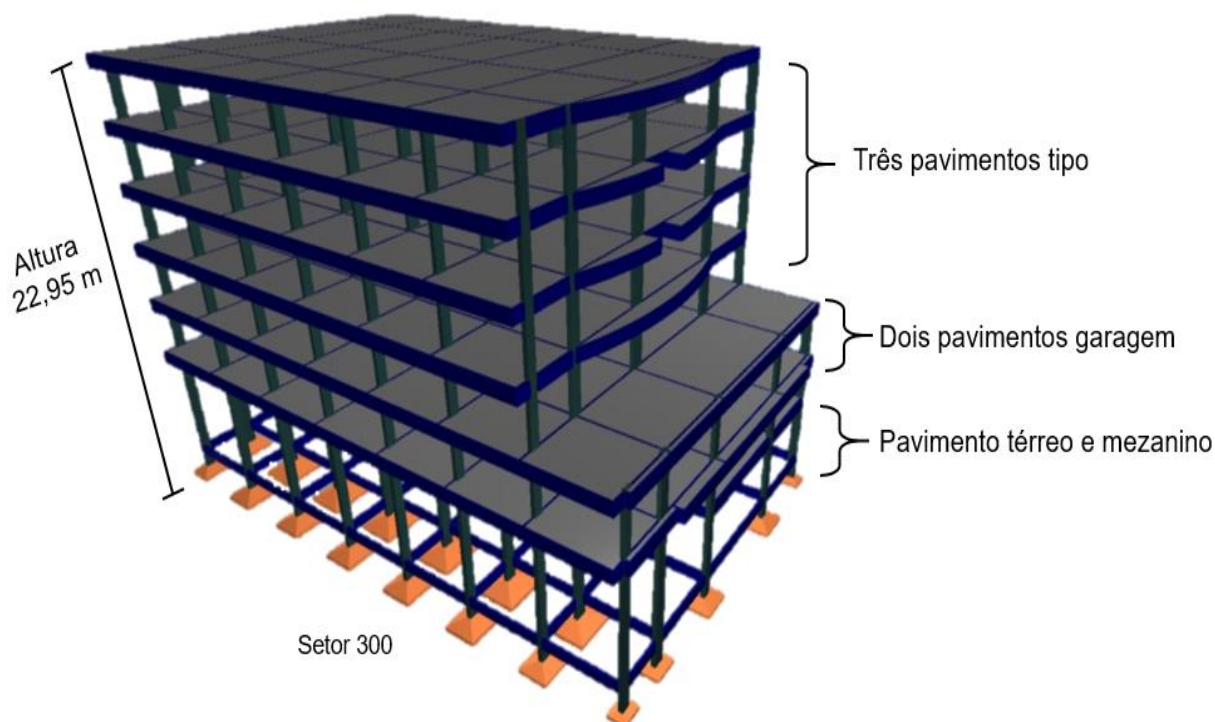
Figura 22 - Setorização da edificação de maior porte com destaque ao setor 300



Fonte: O autor (2020)

Inicialmente foi analisado todos os projetos estruturais e arquitetônicos para colher as informações preliminares de projeto, como a classe da edificação de acordo com o seu uso e a sua altura, baseadas na ABNT NBR 14432:2001. Em seguida com base nessa norma classificou-se a edificação como sendo pertencente a classe P3, com altura total de 22,95 m, de divisão D-1 (serviços profissionais, pessoais e técnicos) e G-1 (serviços automotivos). A figura 23 mostra o pórtico estrutural da edificação objeto de estudo.

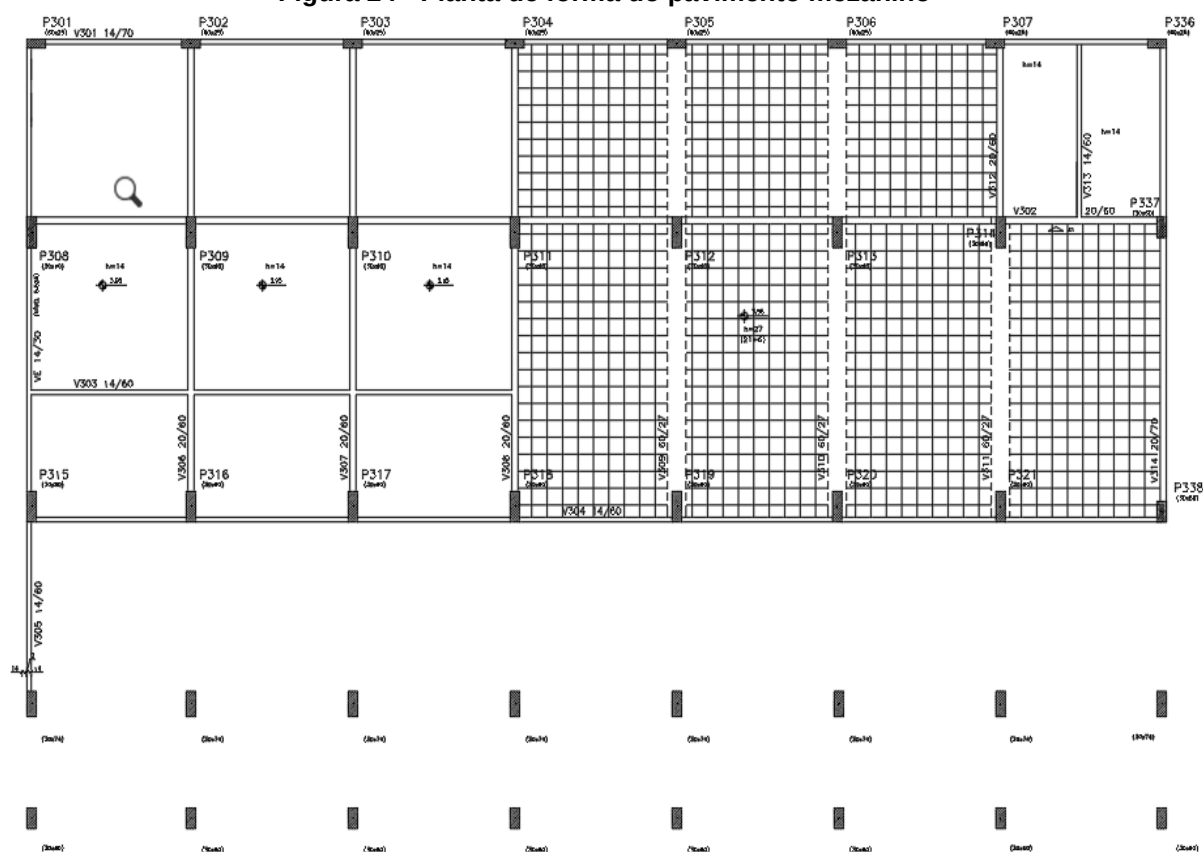
Figura 23 - Pórtico estrutural do setor 300 da edificação analisada no trabalho



Fonte: O autor (2020)

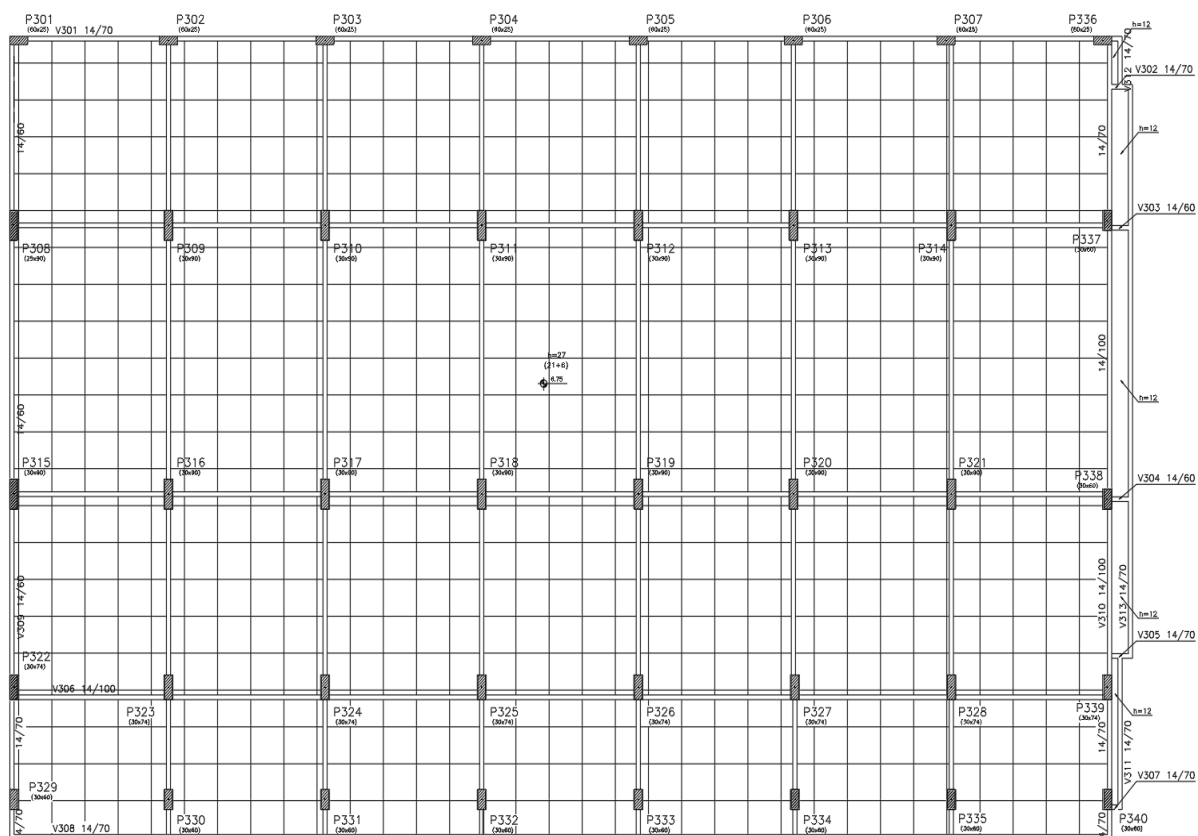
Originalmente o projeto estrutural é composto por pilares, vigas e lajes, sendo elas do tipo nervurada-cogumelo, com capitel nos encontros com os pilares. Dessa forma, para adequar-se ao objetivo do estudo deste trabalho houve a necessidade de realizar alteração na estrutura, acrescentando vigas para a remoção dos capiteis, transformando, assim, as lajes em apenas nervuradas. Essas mudanças não impactam nos resultados da estrutura original com relação as dimensões obtidas para o carregamento de projeto. Consequentemente, para efeito de análise da exposição as condições de incêndio as dimensões originais da estrutura foram mantidas. As plantas de fôrmas dos pavimentos estão representadas pelas figuras 24 a 29.

Figura 24 - Planta de forma do pavimento mezanino



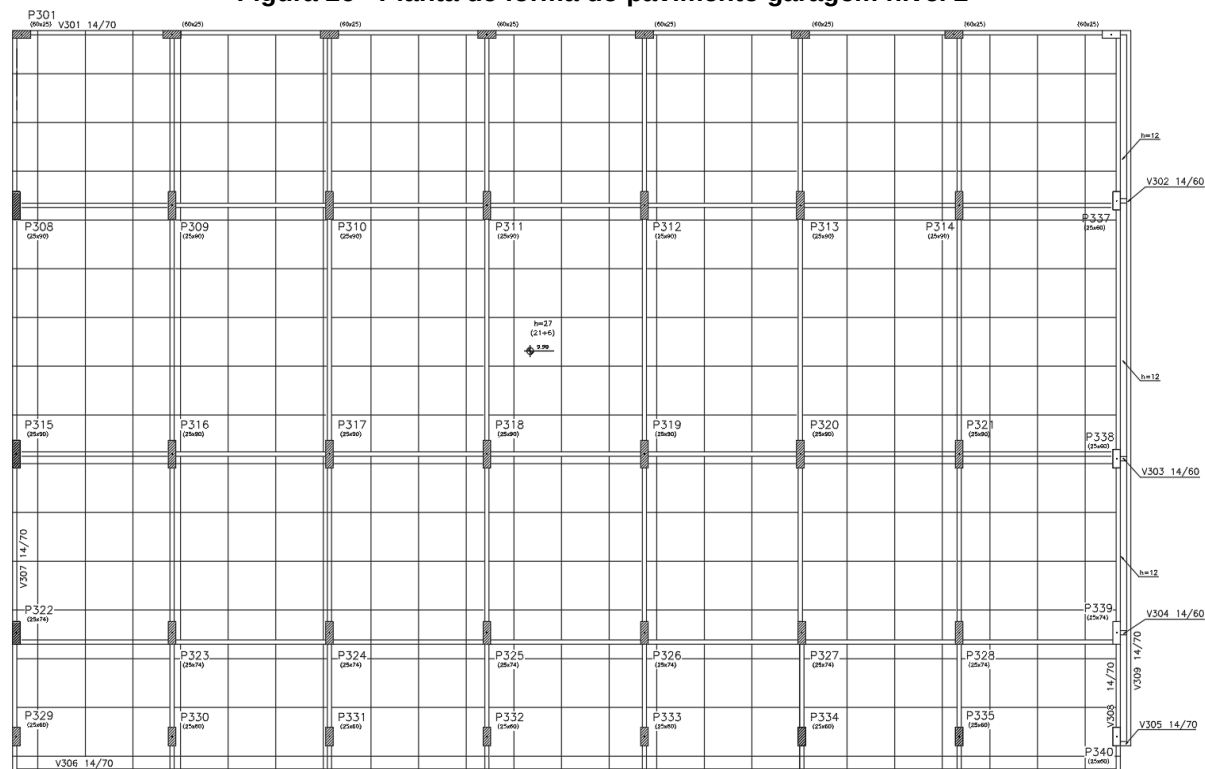
Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

Figura 25 - Planta de forma do pavimento garagem nível 1



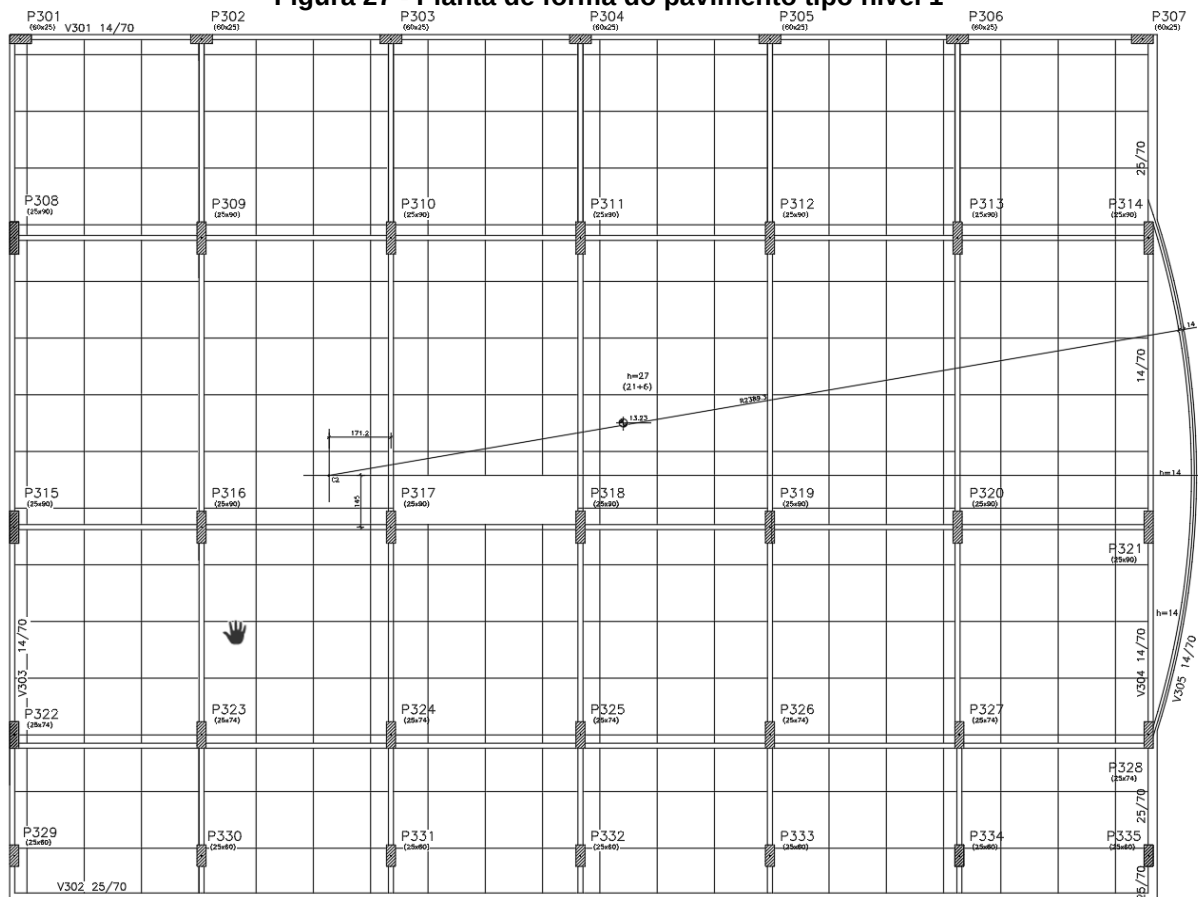
Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

Figura 26 - Planta de forma do pavimento garagem nível 2



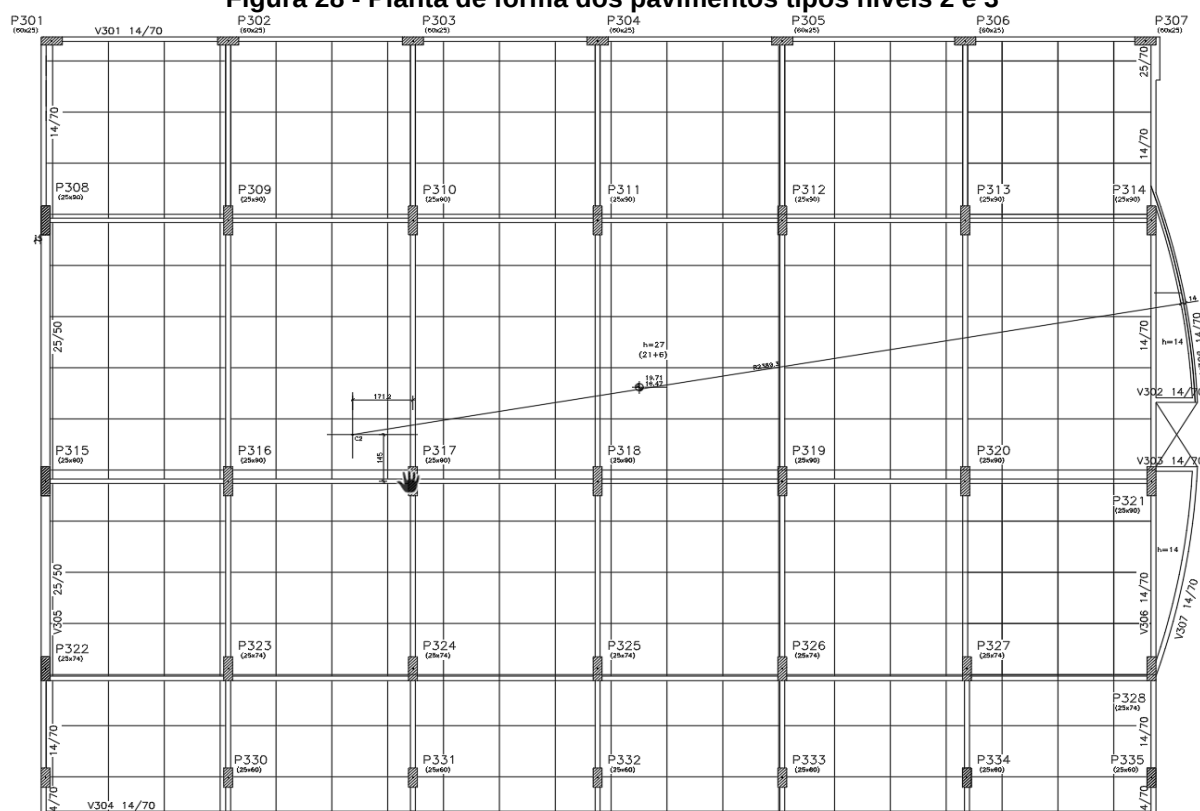
Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

Figura 27 - Planta de forma do pavimento tipo nível 1



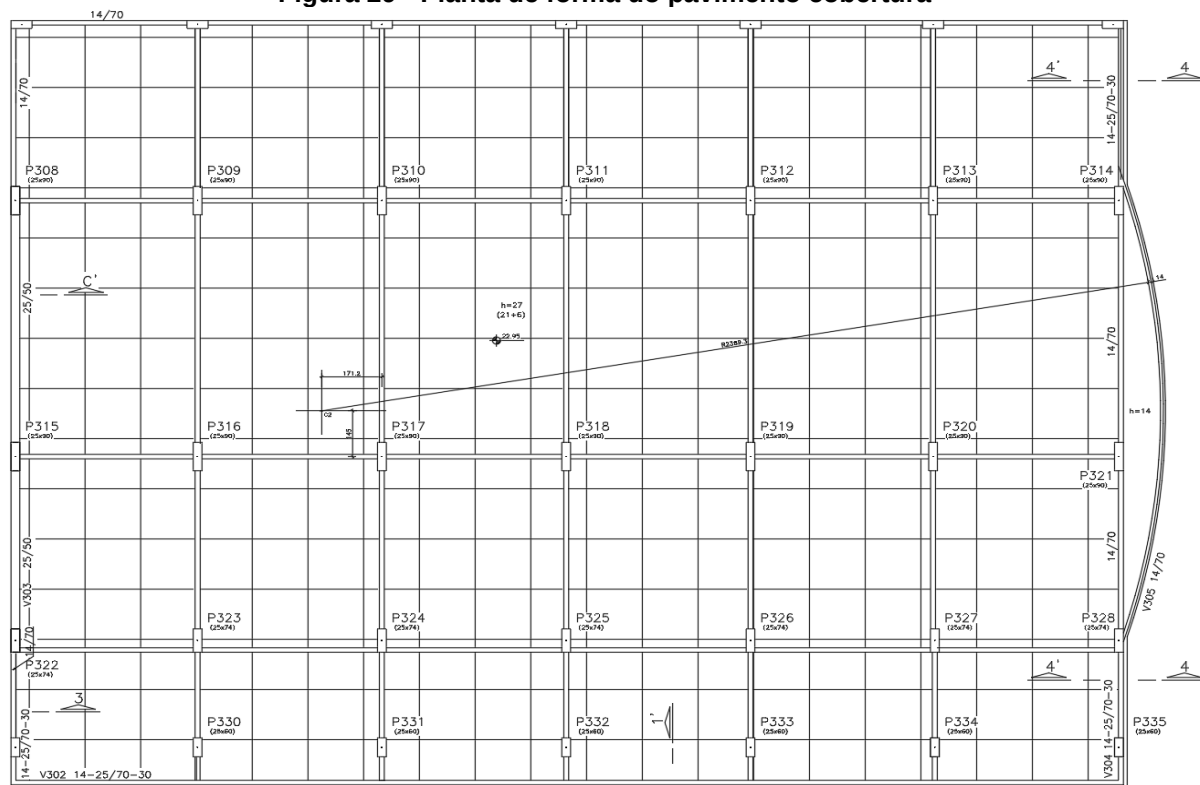
Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

Figura 28 - Planta de forma dos pavimentos tipos níveis 2 e 3



Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

Figura 29 - Planta de forma do pavimento cobertura



Fonte: Adaptado da empresa A (2020)*

*Empresa A de projetos estruturais e consultoria.

Os elementos estruturais foram reproduzidos fielmente ao projeto, mas, como já citado, as vigas intermediárias foram acrescentadas para que fosse removido os capiteis. Dessa forma, foram adotadas para as vigas no sentido vertical as mesmas dimensões de seção transversal das vigas de contorno correspondente ao mesmo sentido, da mesma forma foi adotado para as vigas horizontais. A tabela 23 mostra a quantidade de cada elemento estrutural usado na edificação.

Tabela 23 - Quantidade de elementos estruturais da edificação				
Pavimento	Elementos estruturais			
	Viga	Laje Nervurada	Laje Maciça	Pilar de Prumada
Mezanino	13	7	7	
Garagem Nível 1	19	28	5	40
Garagem Nível 2	13	28	4	
Tipo 1	13	24	1	
Tipo 2	15	24	2	
Tipo 3	15	24	2	35
Cobertura	13	24	1	

Fonte: O autor (2020)

Com relação as dimensões das seções dos elementos estruturais da edificação foram atribuídas os valores de projeto, sem levar em conta os critérios de incêndio. Sendo assim, os pilares possuem medidas de largura de seção que variam entre 25 cm a 30 cm e de altura de seção entre 60 cm a 90 cm. Para as vigas esses valores variam de 14 cm a 25 cm para a base e 60 cm a 70 cm de altura na seção transversal. Há também 3 exceções para as vigas no pavimento mezanino, onde suas dimensões as caracterizam como vigas chatas de 60x27cm. Já com relação as lajes nervuradas, as medidas da largura das nervuras foram sempre de 7,0 cm, e tendo a capa da laje espessura de 6 cm em todos os pavimentos, o que correspondia a uma altura total de 27 cm. Além disso, a distância do l_0+b foi de 61 cm seguindo o mesmo modelo de cubeta mostrado na figura 13.

Vale ressaltar que as vigas baldrame, sapatas e trecho dos pilares do pavimento fundação não necessitam de análise da influência do fogo nas dimensões iniciais de projeto da seção transversal, pois eles estão enterrados. Consequentemente, para o tipo de solo e suas características, como a pressão admissível e coesão, que não foram fornecidas pelos projetos, adotou-se um valor ideal para que a estrutura fosse processada corretamente pelo *software*.

No que se refere aos carregamentos, tendo em vista as recomendações da ABNT NBR 6120:1980 (vale salientar que essa versão foi adotada tendo em vista que o projeto foi elaborado antes de 2017, ano em que a obra foi finalizada), para as lajes adotou-se uma carga de 2,0 kN/m² (carga sugerida para escritórios) e uma carga de revestimento igual a 1,1 kN/m², sendo este revestimento composto pelas camadas de contrapiso, assentamento e de material granítico, com pesos específicos e espessuras equivalentes a, respectivamente, 21 kN/m³ e 3,0 cm, 19 kN/m³ e 1,0 cm, e 28 kN/m³ e 1,0 cm.

O uso do concreto da classe de resistência C30 ($F_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ou 300 Kgf/cm^2) para todos os elementos estruturais no projeto original indicaria a classe de agressividade ambiental III como sendo a adotada. No entanto, observou-se que para a capa da laje nervurada e espessura da laje maciça foi adotado um valor de cobrimento nominal de 2,0 cm, correspondendo a classe de agressividade ambiental I. Já para as nervuras o cobrimento foi de 2,5 cm, enquadrando-se na classe de agressividade II. Nas vigas e nos pilares, o cobrimento utilizado foi de 3,0 cm o que também corresponde a classe de agressividade II, conforme a ABNT NBR 6118:2014. Além disso, o fator água/cimento (a/c) máximo de 0,55, adequado para classe de agressividade ambiental III, também indica aspectos de inconsistência em relação aos requisitos normativos de durabilidade, uma vez que não se identificou no projeto justificativa para essa variação de parâmetros relativos a durabilidade.

Com relação as armaduras foram empregadas os aços CA-50, para armaduras longitudinais (Φ) de vigas e pilares, bem como para as armaduras negativas das lajes, e CA-60, para estribos (Φ_t) e armaduras de lajes com diâmetro de 5 milímetros. A tabela 24 apresenta os valores dos diâmetros das barras possíveis de utilização nas armaduras para os referidos elementos estruturais.

Tabela 24 - Diâmetros das armaduras longitudinais e transversais passivos de emprego na edificação de referência

Diâmetro	Pilares	Vigas	Lajes
Φ (mm)	10,0; 12,5; 16,0; 20,0;	6,3; 8,0; 10,0; 12,5; 16,0; 20,0;	6,3; 8,0; 10,0; 12,5; 16,0;
Φ_t (mm)	5,0;	5,0;	5,0;

Fonte: O autor (2020)

Aliado a isso, procedeu-se com a configuração da verificação de incêndio da estrutura, onde foram inseridos os parâmetros de tipo de ocupação da edificação e os TRRF (valor definido em função da altura total da estrutura e mantido com a configuração automática do *software*) de cada um dos elementos e cada pavimento,

sendo os pavimentos garagem com o TRRF de 30 minutos e os demais com 60 minutos de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, bem como a camada de revestimento deles. Neste caso, como não foi fornecido quais materiais foram utilizados para o revestimento de cada elemento estrutural, optou-se por utilizar o valor de revestimento igual a zero, equivalente a pior condição que esses elementos podem ser submetidos. A figura 30 apresenta o menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10 para os pavimentos classificados pela divisão G-1 (escritórios).

Figura 30 - Menu de configuração da verificação de incêndio do AltoQi Eberick V10 (estrutura de maior porte)

Incêndio

Requisitos

☒ Definir TRRF automaticamente

Ocupação: **D - Escritório**

☒ Definir alturas automaticamente

Altura acima do solo: **2095** cm

Profundidade do subsolo: **200** 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)

4.3 COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS *VERSUS* ESTRUTURAS COM LAJES MACIÇAS

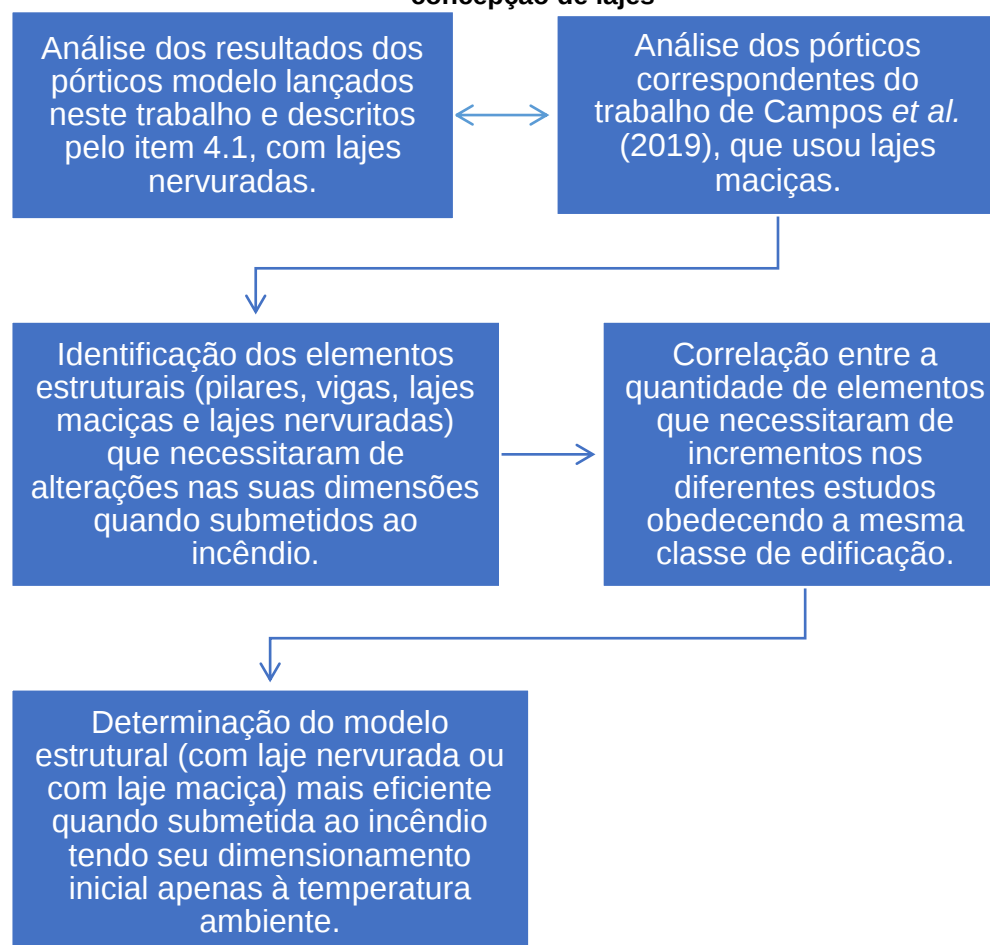
A comparação entre estruturas de concreto armado em situação de incêndio consistiu em analisar os 12 pórticos modelo lançados neste trabalho e descritos pelo item 4.1, utilizando a solução de lajes nervuradas, com os pórticos correspondentes do trabalho de Campos *et al.* (2019), que usou lajes maciças. Dessa forma, a análise

se baseou nas classes das edificações, definidas conforme a ABNT NBR 14432:2001, e na arquitetura da edificação que são semelhantes.

Inicialmente foi identificado quais elementos estruturais (pilares, vigas, lajes maciças e lajes nervuradas) necessitaram de alterações nas suas dimensões de seção transversal quando submetidos ao estado de incêndio com relação ao valor inicial, dimensionado na temperatura ambiente. Em seguida, montou-se uma correlação entre quantidade modificada dos elementos estruturais avaliados envolvendo as estruturas com lajes nervuradas e as estruturas com lajes maciças, para cada tipo de classe de edificação.

Por fim, foi feita uma análise com objetivo de identificar quais estruturas precisou de menos incrementos nas dimensões da seção transversal, submetidas à situação de incêndio, quando comparados ao dimensionamento na temperatura ambiente, para que se adequassem a ABNT NBR 15200:2012. O fluxograma da figura 31 abaixo demonstra o procedimento realizado nesta etapa da pesquisa

Figura 31 – Fluxograma dos processos de comparação entre estruturas de diferentes concepção de lajes



Fonte: O autor (2020).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta etapa do trabalho serão apresentados os resultados de todas as análises realizadas no *software* AltoQi Eberick V10. Dessa maneira, para uma melhor apresentação, foi dividida em três subitens: o primeiro deles corresponde ao pórtico modelo teórico e de menor porte; o segundo, a estrutura real de porte maior. Por último, uma comparação entre estruturas de lajes nervuradas e lajes maciças.

5.1 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS DE PEQUENO PORTE

As dimensões de seção transversal dos elementos estruturais dos casos em análise, apresentados nas tabelas 25 a 27, são as mínimas necessárias de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, à temperatura ambiente, inclusive as espessuras de nervuras e capas de lajes nervuradas.

A tabela 25 contém, para o vão de 6,0 m e no dimensionamento à temperatura ambiente em função das alturas totais analisadas, as dimensões de seção transversal de vigas e pilares, além das espessuras de nervuras e capas das lajes nervuradas que compõem as estruturas estudadas.

Tabela 25 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para a temperatura ambiente (Vão = 6,0 m)

Altura Total da edificação (m)	Viga		Pilar		Laje	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Nervuras (cm)	Capa (cm)
5,6	20	40	30 e 40	30 e 40	12,5	5
16,8	20	50	45	45	12,5	6
25,2	20	40* e 50	50	50	12,5	6
33,6	20	50* e 60	50	50	12,5	6

(*) - Valor referente a elementos da fundação, sendo assim não utilizados na análise em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 15200:2012.

Fonte: O autor (2020)

Analogamente, na tabela 26 são apresentadas as dimensões de seção transversal de vigas e pilares, e espessuras de nervuras e capas das lajes que compõem as estruturas utilizadas com o vão de 7,0 m, no dimensionamento à temperatura ambiente em função das alturas totais estudadas.

Tabela 26 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para temperatura ambiente (Vão = 7,0 m)

Altura Total da edificação (m)	Viga		Pilar		Laje	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Nervuras (cm)	Capa (cm)
5,6	20* e 25	50* e 55	45 e 50	45 e 50	12,5	5
16,8	20 e 25	50 e 55	45 e 50	45 e 50	12,5	5
25,2	20* e 25	50* e 55	45 e 50	45 e 50	12,5	5
33,6	20 e 25	50 e 55	50 e 55	50 e 55	12,5	5

(*) - Valor referente a elementos da fundação, sendo assim não utilizados na análise em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 15200:2012.

Fonte: O autor (2020)

Para o último caso à temperatura ambiente e em função das alturas totais analisadas, com estruturas que possuem vão igual a 8,0 m, tem-se na tabela 27 as dimensões de seção transversal de vigas e pilares, e espessuras de nervuras e capas das lajes que compõem as estruturas empregadas no dimensionamento.

Tabela 27 - Dimensões de seção transversal de vigas, pilares e lajes para temperatura ambiente (Vão = 8,0 m)

Altura Total da edificação (m)	Viga		Pilar		Laje	
	Largura (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Nervuras (cm)	Capa (cm)
5,6	20 e 25*	60	50	50	12,5	6
16,8	20 e 25*	60	55	55	12,5	6
25,2	20 e 25*	60	55 e 60	55 e 60	12,5	6
33,6	25	60	60 e 65	60 e 65	12,5	6

(*) - Valor referente a elementos da fundação, sendo assim não utilizados na análise em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 15200:2012.

Fonte: O autor (2020)

Com relação a estrutura em situação de incêndio, as tabelas 28 e 29, mostram os valores das dimensões mínimas de seção transversal dos elementos estruturais de acordo com as prescrições da ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14432:2001. Na tabela 20, os valores acrescentados em cada célula são referentes aos incrementos de dimensões necessários para garantir a função corta-fogo.

Após efetuar o condicionamento das estruturas à situação de incêndio, percebeu-se que para os três vãos analisados as estruturas necessitaram de acréscimo na espessura da capa de todas as lajes nervuradas e em praticamente todos os modelos estruturais, com exceção da edificação com altura fixada em 5,6 m e 8,0 m de vão, como mostra a tabela 28, onde não houve incremento observado. Além disso, para as estruturas com vãos de 7,0 m e 8,0 m foi preciso efetuar

acréscimos no cobrimento de concreto em todas as lajes das edificações com altura total igual a 25,2 m e 33,6 m, e em algumas vigas das estruturas com altura total igual a 33,6 m, como pode ser observado na tabela 29. Os incrementos nos cobrimentos das lajes e vigas se devem ao não atendimento dos valores mínimos de distância do centro das armaduras à face inferior dos elementos. Os demais elementos estruturais não constantes nas tabelas 28 e 29 não necessitaram de alterações para cumprimento às exigências da situação de incêndio, visto que o dimensionamento atendendo a ABNT NBR 6118:2014 na temperatura ambiente já é suficiente para contemplar as exigências na condição de incêndio.

Tabela 28 - Acréscimo de espessura nas capas das lajes nervuradas em situação de incêndio

Altura Total da edificação (m)	Vão de 6 m Capa da Laje (cm)	Vão de 7 m Capa da Laje (cm)	Vão de 8 m Capa da Laje (cm)
5,6	5+1	5+1	6
16,8	6+2	5+3	6+2
25,2	6+4	5+5	6+4
33,6	6+4	5+5	6+4

Fonte: O autor (2020)

Tabela 29 - Acréscimo do cobrimento de elementos estruturais em situação de incêndio

Altura Total da edificação (m)	Vão de 7,0 m		Vão de 8,0 m	
	Acréscimo de Cobrimento (cm)	Elementos Modificados	Acréscimo de Cobrimento (cm)	Elementos Modificados
25,2	1,0 cm	Nervuras das lajes L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos).	0,5 cm	Nervuras das lajes L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos)
33,6	1,5 cm	V1 (pavimento 6); V3 (pavimentos 7 e 8); V1 e V3 (pavimentos 10 e 11); V1, V2, V3 e V7 (pavimento 12);	1,0 cm	V2 e V3 (pavimentos 1 e 6); V2 (pavimentos 2, 3, 4, 5 e 7); V2, V3 e V6 (pavimento 8); V1, V2, V3, V4 e V6 (pavimento 10); V2, V3, V5 e V6 (pavimento 11); V1, V2, V3, V5 e V6 (pavimento 12);
		L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos).	0,5 cm	L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos).
	1,0 cm	L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos).	0,5 cm	L1, L2, L3 e L4 (todos os pavimentos).

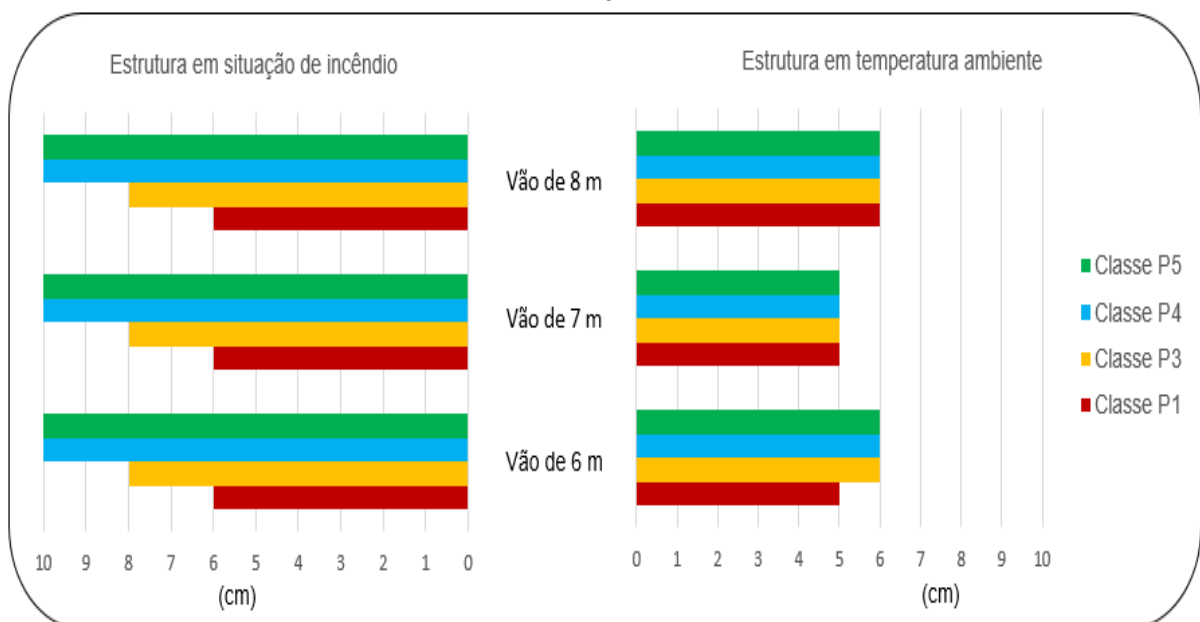
Fonte: O autor (2020)

Assim, verificou-se que o dimensionamento de todas as vigas e pilares à temperatura ambiente para as estruturas com 6,0 m de vão, em todas as alturas totais estudadas, foi suficiente para o atendimento a condição de incêndio. Da mesma

forma, com relação as estruturas de 7,0 m e 8,0 m de vão, percebeu-se que as vigas e pilares também não necessitaram de incrementos nas dimensões da seção transversal para a mesma situação, porém em 11 das 91 vigas da estrutura com altura de 33,6 m e 7,0 m de vão houve a necessidade de acréscimo no cobrimento de concreto das armaduras, o que corresponde a um percentual de 12,09 % de vigas modificadas nesse quesito. Para a mesma altura de edificação, mas com 8,0 m de vão, em 30 das 91 vigas foi requisitado incremento no cobrimento de concreto das armaduras, resultando em mudanças de cobrimentos em 32,97% desses elementos estruturais.

Além disso, o gráfico da figura 32 mostra um comparativo entre as espessuras finais das capas das lajes nervuradas das estruturas em situação de incêndio e a estrutura em temperatura ambiente. Dessa forma, houve um aumento médio de 13,33% na espessura da capa da laje para as estruturas da classe P1; para a classe P3 esse incremento médio foi de 42,22%; nas capas das lajes nervuradas das classes P4 e P5 o acréscimo médio foi de 77,78%, gerando a curva do gráfico da figura 33, que mostra a evolução dos valores alterados positivamente de capa de laje nervurada de acordo com a classe da estrutura, sendo diretamente associado ao TRRF para garantir a função corta-fogo. Vale ressaltar que para as lajes de edificações, o TRRF não necessita ser maior do que 90 min, exceto quando a altura máxima do prédio exceder 45 m, segundo a ABNT NBT 14432:2001.

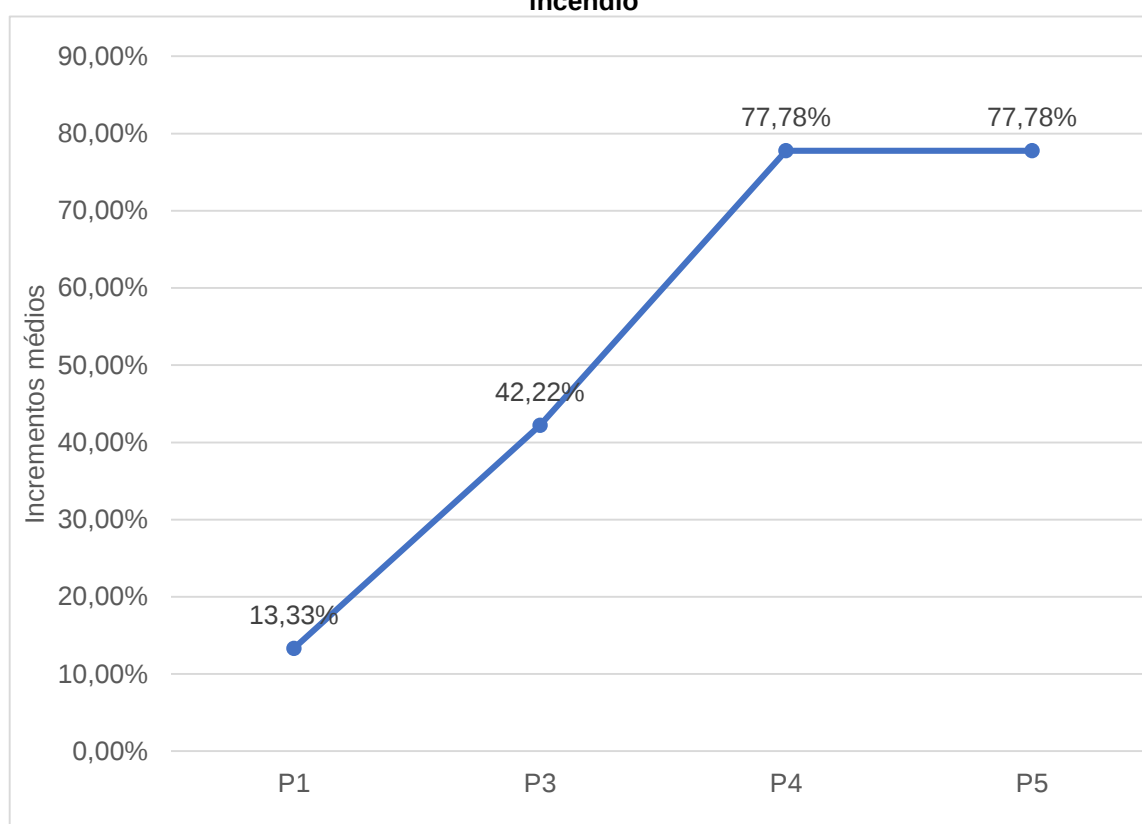
Figura 32 - Gráfico Comparativo entre os valores de capa de laje nervurada em situação de incêndio e em temperatura ambiente



Fonte: O autor (2020)

É importante destacar que ainda no dimensionamento apenas levando em consideração a situação de temperatura ambiente, os valores de espessura de capa de laje nervurada foram menores para as estruturas com vão de 7 m com relação as de 6 m. Isso se dá pelo fato de que a rigidez proporcionada pela interação entre as vigas e lajes nervuradas na edificação de maior vão, justificam a necessidade de menor valor de espessura na capa da laje nervurada. Observa-se também que as vigas das edificações com vão de 7 m possuem valores de seção superior aquelas que compõem as estruturas com 6 m de vão.

Figura 33 - Gráfico da evolução dos incrementos médios necessários da capa da laje nervurada de acordo com a classe da estrutura em temperatura ambiente X situação de incêndio

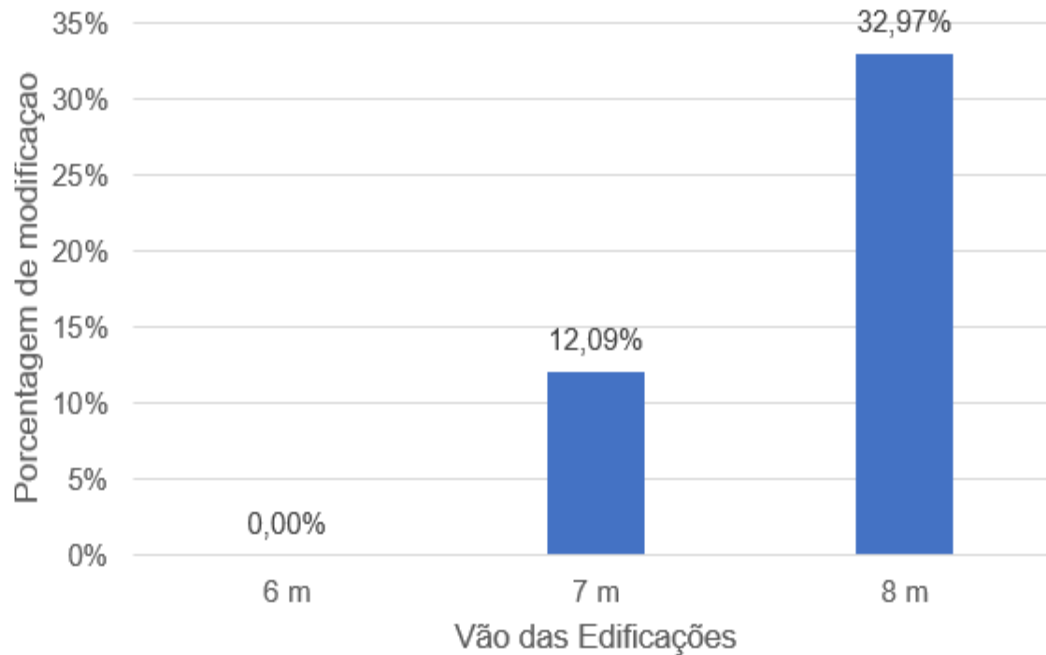


Fonte: O autor (2020)

No tocante às vigas das edificações com altura estabelecida de 33,6 m, foi necessário realizar modificações para atender os requisitos de segurança contra incêndio, as quais encontram-se representadas no gráfico da figura 34.

No que diz respeito as lajes nervuradas, para as edificações com altura de 25,2 m e 33,6 m, de 7,0 m e 8,0 m de vão, foi necessário aumentar o cobrimento de todas as nervuras das lajes para atender ao requisito de resistência ao fogo.

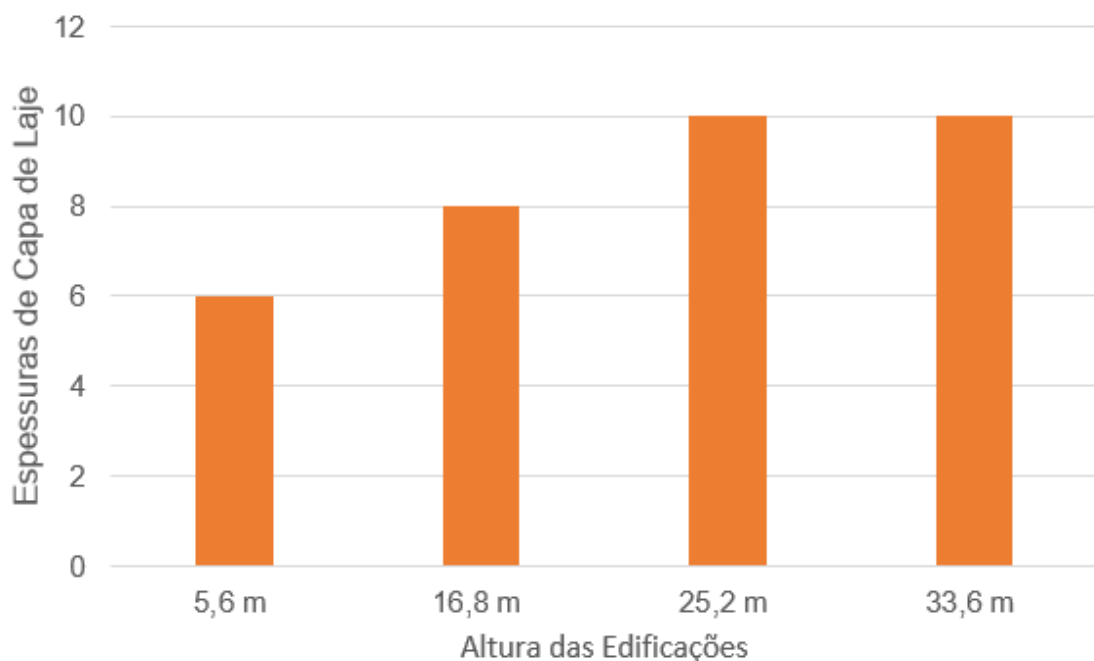
Figura 34 - Percentuais de vigas alteradas em situação de incêndio das edificações com 33,6 m altura



Fonte: O autor (2020)

Dado o exposto no gráfico da figura 35, houve a adoção de uma mesma espessura final de capa para todas as lajes nervuradas, mediante situação de incêndio, em uma determinada altura, em todos os vãos analisados. No entanto, cabe salientar que os incrementos de espessura em relação a condição de não exposição ao fogo variaram de acordo com o vão, conforme foi apresentado nas tabelas 21 e 22.

Figura 35 - Espessuras de capa de laje necessárias versus altura das edificações em situação de incêndio



Fonte: O autor (2020)

Ainda sobre o dimensionamento de elementos em condição de incêndio, é importante observar que no caso dos pilares foi possível perceber, a partir dos relatórios de análise emitidos pelo *software*, que aproximadamente 90% desses elementos estruturais apresentaram valores de excentricidade superiores ao limite (0,15b) imposto pela ABNT NBR 15200:2012. Dessa maneira, a equação 1 teria seu uso inviabilizado tecnicamente, porém sendo a excentricidade a única inconsistência verificada no dimensionamento do pilar pelo *software* e os demais parâmetros estando corretos. Ou seja, o programa não considera que há erro no atendimento aos requisitos de exposição ao fogo. Apenas para efeitos de exemplificação, a tabela 30 mostra os valores de excentricidades constantes no relatório de análise do pavimento 1 da edificação com altura igual 5,6 m e 7,0 m de vão, além dos valores de excentricidade máxima. É importante salientar que valores de excentricidade superiores aos limites também foram encontrados em outros pavimentos das diversas edificações estudadas.

Tabela 30 - Valores de excentricidades para os pilares do pavimento 1 da edificação com 5,6 m de altura (Vão = 7,0 m)

Pilar	Excentricidade (cm)	Excentricidade máxima (cm)
P1	10,46	6,75
P2	8,94	6,75
P3	9,45	6,75
P4	0,76	7,5
P5	0,56	7,5
P6	9,77	6,75
P7	10,44	6,75
P8	1,39	7,5
P9	7,23	7,5
P10	9,67	6,75

Fonte: O autor (2020)

5.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA COM LAJE NERVURADA DE MAIOR PORTE

A edificação foi submetida aos esforços consequentes de um incêndio em uma simulação feita no *software* AltoQi Eberick V10. Dessa forma, a tabela 31 mostra os resultados obtidos para as lajes adotadas na estrutura, mostrando os valores de projetos original, sem análise de incêndio, e os mínimos valores de dimensionamento dos elementos necessários para atender aos requisitos da ABNT NBR 15200:2012. Todas as lajes do tipo nervurada não se adequaram aos requisitos de dimensionamentos mínimo pelo método tabular da norma, o que corresponde a

87,84% das lajes do edifício. Já nas lajes do tipo maciça, as suas espessuras e distância do centro da armadura ao bordo inferior atenderam aos requisitos da norma citada.

Tabela 31 - Valores mínimos de acordo com a ABNT NBR 15200:2012 e de projeto original (sem análise de incêndio) das dimensões de seção transversal das lajes

Pavimento	Laje Nervurada					Laje Maciça				
	ec (cm)		en (cm)		S	h (cm)		c1 (cm)		S
	Mínima	Projeto	Mínima	Projeto		Mínima	Projeto	Mínima	Projeto	
Mezanino	8,00	6,00	10,00	7,00	X	8,00	14,00	10,00	24,00	✓
Garagem Pav 1	6,00	6,00	8,00	7,00	X	6,00	14,00	10,00	24,00	✓
Garagem Pav 2	6,00	6,00	8,00	7,00	X	6,00	14,00	10,00	24,00	✓
Tipo 1	8,00	6,00	10,00	7,00	X	8,00	14,00	10,00	24,00	✓
Tipo 2	8,00	6,00	10,00	7,00	X	8,00	14,00	10,00	24,00	✓
Tipo 3	8,00	6,00	10,00	7,00	X	8,00	14,00	10,00	24,00	✓
Cobertura	8,00	6,00	10,00	7,00	X	8,00	14,00	10,00	24,00	✓

ec - espessura da capa da laje nervurada

en - largura da nervura crítica

h - espessura da laje maciça

c1 - distância do centro das armaduras inferiores à face inferior da capa ou fundo (maciça)

S - Situação = (X) não atende, (✓) atende a ABNT NBR 15200:2012

Fonte: O autor (2020)

Nota-se que nos pavimentos de garagem, como o TRRF é de 30 minutos, de acordo com as classes da edificação segundo a ABNT NBR 14432:2001, a espessura mínima da capa da laje nervurada (ec) é de 6,0 cm de acordo com a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, indicando que a situação é adequada para a função corta fogo. Porém, a largura da nervura (en) não corresponde ao adequado. Além disso, para os demais pavimentos onde a classe da estrutura requer um maior TRRF (60 minutos) e, conseqüentemente, maiores dimensões mínimas para os elementos, as dimensões originais das lajes nervuradas não são adequadas em nenhum requisito.

As lajes maciças possuem dimensões suficientes para espessura da laje (h) e distância do centro das armaduras inferiores à face inferior (c1), fazendo com que sejam aprovadas conforme a norma brasileira de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio (ABNT NBR 15200:2012).

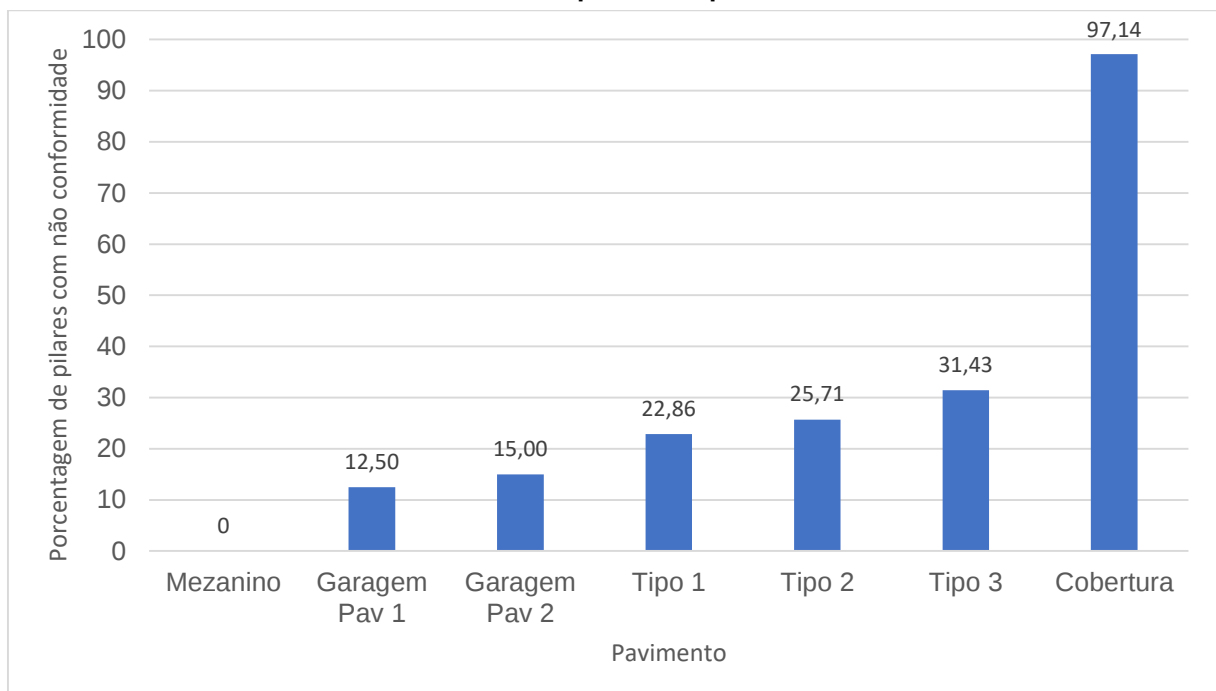
Com relação as vigas da edificação estudada, os resultados foram favoráveis, pois em nenhuma viga houve necessidade de incrementos nas suas dimensões para

atender as normas de incêndio, sejam elas as inicialmente projetadas ou as incrementadas (para adaptação mediante a remoção dos capiteis), conforme dito do item 4.2.

Semelhante ao ocorrido no item anterior, sobre o dimensionamento dos pilares em condição de incêndio, é importante salientar que a partir dos relatórios emitidos pelo *software*, todos os elementos estruturais, exceto o pilar 29 (P29), apresentaram valores de excentricidade superiores ao limite (0,15b) imposto pela ABNT NBR 15200:2012. Dessa maneira, o uso da equação 1 seria errôneo de forma técnica, em contrapartida, sendo a excentricidade em situação de incêndio a única inconsistência verificada no dimensionamento do pilar pelo *software*, com os demais parâmetros estando corretos. Ele não considera que há incorreção no atendimento aos requisitos de exposição ao fogo, admitindo os pilares adequados. Sendo assim, a tabela 32 mostra os pilares que excederam nos valores de excentricidade mínima em situação de incêndio no seu pavimento correspondente.

Conforme a altura da edificação vai aumentando com os pavimentos, as excentricidades em condição de incêndio dos pilares também aumentam. Dessa maneira, o gráfico da figura 36 apresenta o crescente aumento na quantidade de pilares em relação ao número de pilares total da edificação (%), que não estão em conformidade de acordo com a excentricidade máxima da ABNT NBR 15200:2012.

Figura 36 - Gráfico dos valores percentual dos pilares que excederam os valores máximos de excentricidade para cada pavimento



Fonte: O autor (2020)

Tabela 32 - Valores de máximos e de projeto de excentricidade dos pilares da edificação

Pavimento	Pilar	e (mm)	$e_{máx}$ (mm)	Pavimento	Pilar	e (mm)	$e_{máx}$ (mm)
Garagem Pav 1	P2	38,00	37,50	Cobertura	P1	198,60	37,50
	P7	44,90	37,50		P2	249,00	37,50
	P36	88,00	37,50		P3	237,10	37,50
	P37	47,00	45,00		P4	241,10	37,50
	P38	138,00	90,00		P5	245,50	37,50
Garagem Pav 2	P7	45,60	37,50		P6	259,00	37,50
	P36	164,70	37,50		P7	213,60	37,50
	P37	68,10	37,50		P8	181,60	37,50
	P38	72,60	37,50		P9	277,30	135,00
	P39	179,30	37,50		P10	265,90	135,00
Tipo 1	P40	88,70	37,50		P11	271,90	135,00
	P2	40,80	37,50		P12	277,10	135,00
	P3	38,60	37,50		P13	284,10	135,00
	P40	38,70	37,50		P14	51,80	135,00
	P5	39,10	37,50		P15	177,50	37,50
	P6	40,50	37,50		P16	308,90	135,00
	P7	57,70	37,50		P17	291,90	135,00
	P22	39,00	7,50		P18	286,30	135,00
Tipo 2	P28	119,70	111,00		P19	280,50	135,00
	P1	45,60	37,50		P20	274,30	135,00
	P2	55,20	37,50		P21	123,60	37,50
	P3	52,20	37,50		P22	250,10	37,50
	P4	52,60	37,50		P23	240,50	111,00
	P5	53,40	37,50		P24	236,30	111,00
	P6	56,10	37,50		P25	226,60	111,00
	P7	44,60	37,50		P26	214,40	111,00
Tipo 3	P8	38,90	37,50		P27	43,10	37,50
	P28	177,70	111,00		P28	47,40	37,50
	P1	69,20	37,50		P30	218,50	90,00
	P2	82,00	37,50		P31	199,70	90,00
	P3	77,40	37,50		P32	206,60	90,00
	P4	78,10	37,50		P33	211,70	90,00
	P5	79,20	37,50		P34	43,00	37,50
	P6	82,10	37,50		P35	121,70	90,00
	P7	71,80	37,50				
	P8	56,20	37,50				
	P15	55,20	37,50				
	P22	80,80	37,50				
	P28	52,70	37,50				

e - excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio

Fonte: O autor (2020)

É importante salientar que a grande quantidade de lajes que não atenderam os requisitos normativos para edificação de concreto armado em situação de incêndio está ligada ao cobrimento nominal adotado para esses elementos estruturais a partir da classe de agressividade ambiental admitida no projeto original. Conforme já exposto no item 4.2, os cobrimentos da capa da laje nervurada e da laje maciça correspondem ao previsto na ABNT NBR 6118:2014 como sendo o indicado para a classe de agressividade I, já para as nervuras foi adotado como sendo o apropriado para a classe II. Cumpre ressaltar que o valor de cobrimento adotado para a região onde se encontra a edificação (Aracaju/SE) é inferior ao que vem sendo utilizado por vários projetistas locais, que em função da agressividade do meio adotam os valores correspondentes a classe de agressividade III. Sendo assim, caso fosse admitida a classe de agressividade III para a estrutura, mesmo sem levar em conta as condições de incêndio, os valores das dimensões dos elementos estruturais em muitos casos não necessitariam de ajustes quando da verificação de incêndio. No caso dos pavimentos garagens, por exemplo, os valores de dimensões dos elementos estruturais já seriam suficientes para atendimento aos requisitos de incêndio.

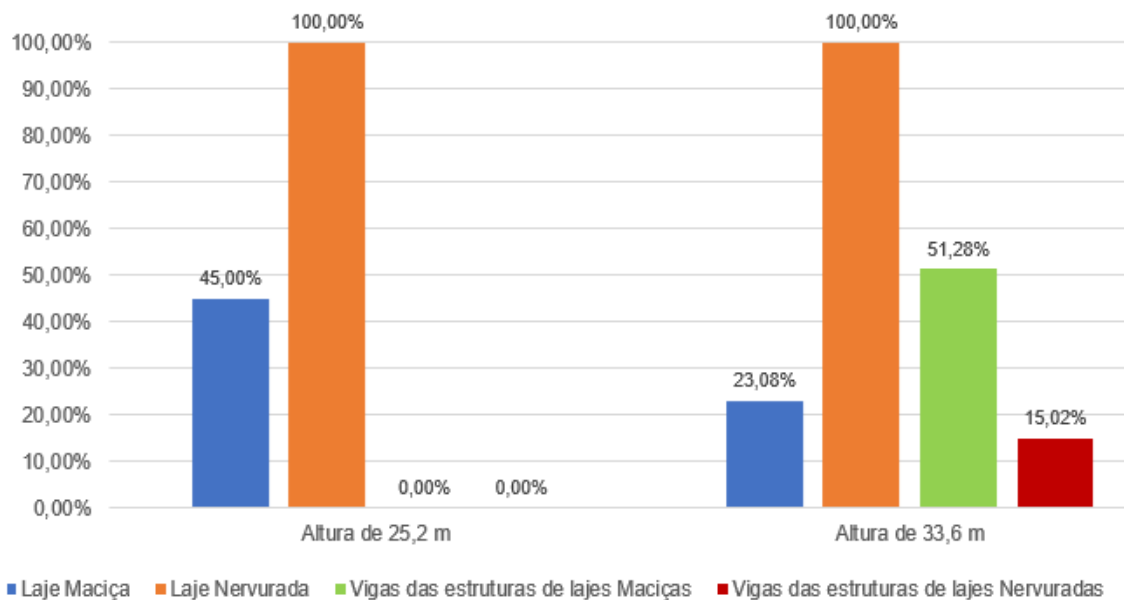
5.3 COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LAJES NERVURADAS VERSUS ESTRUTURAS COM LAJES MACIÇAS

Na análise comparativa dos resultados apresentados no item 5.1 deste trabalho com o estudo de Campos *et al.* (2019), que trata de estruturas de concreto armado com lajes maciças sob condição de exposição a incêndio, foi observado que nas edificações com 25,2 m e 33,6 m de altura, classificadas como classe P4 e P5 de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, houve a necessidade de alterar as dimensões dos elementos estruturais projetadas com lajes maciças. Na primeira classe os impactos com a verificação em situação de incêndio foram maiores no dimensionamento das lajes, já na segunda tanto as lajes como as vigas sofreram ajustes, necessitando de acréscimos nas dimensões da seção desses elementos.

Como mencionado na metodologia (item 4), os pórticos espaciais do estudo de Campos *et al.* (2019) possuem vãos diferentes, com valores iguais a 4,0 m, 5,0 m e 5,5 m, porém vale salientar que a arquitetura das edificações são as mesmas como a representada pelas figuras 17 e 18. Dessa forma, a avaliação aqui proposta é válida,

visto que tem como objetivo analisar comparativamente os ajustes necessários no dimensionamento dos elementos em situação de incêndio de estruturas de mesmo porte concebidas com lajes maciças e com lajes nervuradas, mantendo a mesma relação de correspondência entre as alturas totais das edificações. O gráfico da figura 37 apresenta o comparativo supracitado do impacto gerado pela verificação de incêndio, em termos percentuais médios, na quantidade de vigas e lajes que sofreram alteração em relação ao dimensionamento à temperatura ambiente.

Figura 37 - Gráfico do percentual médio de elementos estruturais alterados nas edificações contendo lajes maciças em contraste com as contendo lajes nervuradas em situação de incêndio para as alturas de 25,2 m e 33,6 m



Fonte: O autor (2020) e Campos *et al.* (2019)

A tabela 33 mostra os valores de altura da laje maciça, do trabalho de Campos *et al.* (2019), previamente dimensionados de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 que necessitaram de ajustes em situação de incêndio. O valor de acréscimo em todos os casos foi de apenas 1 cm e ocorreu somente para os vãos de 4 m.

Tabela 33 - Acréscimo de espessura necessário para as lajes maciças em situação de incêndio

Classe da edificação	Altura Total (m)	Acréscimo na espessura da laje (cm)
P4	25,2	9+1
P5	33,6	9+1

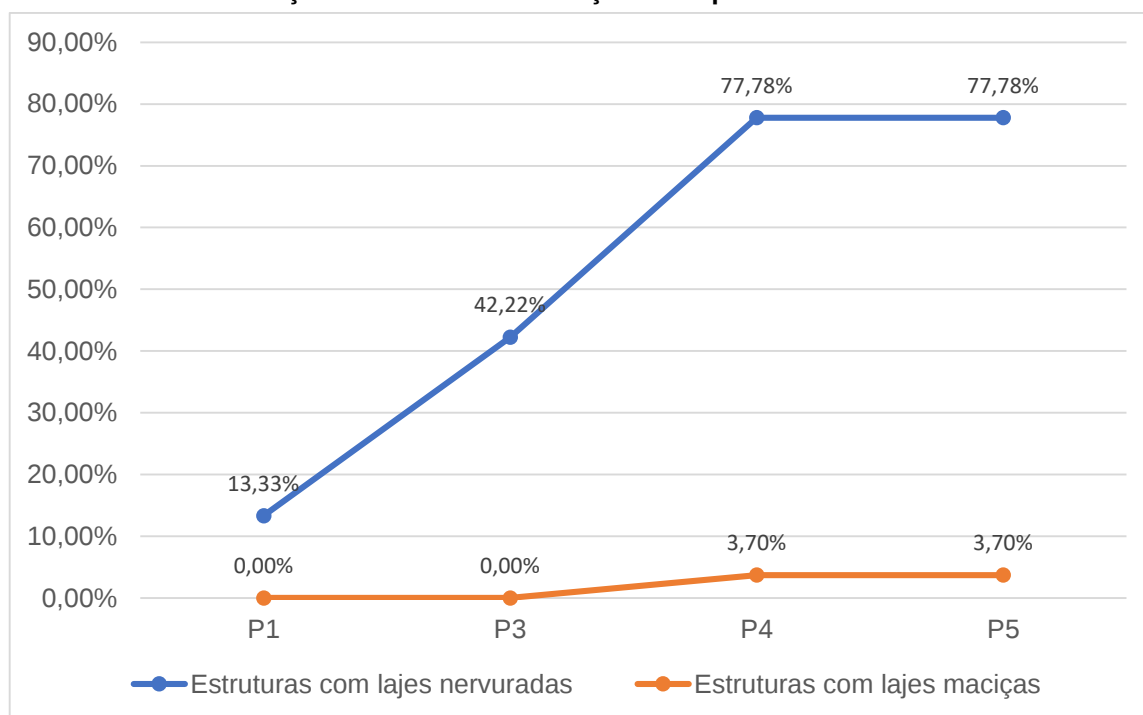
Fonte: Campos *et al.* (2019)

Dessa forma, nota-se que apenas as estruturas de 25,2 m e 33,6 m com vão de 4,0 m houve necessidade incremento em relação ao seu valor inicial de espessura. O

valor médio de incrementos necessários para obedecer a ABNT NBR 15200:2012 com a função corta fogo foi de 3,70% de acordo com as classes das estruturas estudadas.

Diante dessas análises, pôde-se perceber que a necessidade de alteração na espessura das lajes foi maior quando ela era do tipo nervurada como mostra o gráfico comparativo da figura 38. Isso indica que as espessuras mínimas das lajes maciças no dimensionamento, a temperatura ambiente, em sua maioria, já foram suficientes para atenderem as exigências da função corta fogo da ABNT NBR 15200:2012. O que aponta para um efeito menos impactante em termos de segurança contra o incêndio dessa última em relação as lajes nervuradas, nesse porte de estruturas estudado, quando dimensionadas apenas seguindo os requisitos da ABNT NBR 6118:2014.

Figura 38 - Evolução percentual dos incrementos médios necessários nas capas das lajes nervuradas e nas espessuras de lajes maciças, de acordo com a classe da estrutura, em situação de incêndio em relação a temperatura ambiente



Fonte: Campos *et al.* (2019), Adaptado.

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi possível analisar, com o auxílio do software AltoQi Eberick V10, a influência da verificação na situação de incêndio em vigas, pilares, lajes nervuradas e maciças em dois diferentes modelos de pórticos com estrutura de concreto armado e os ajustes necessários ao dimensionamento para atender aos requisitos de exposição ao fogo. O primeiro deles sendo um pórtico padrão com comprimentos de vão e alturas das edificações preestabelecidas, e o segundo uma estrutura existente na cidade de Aracaju/SE. Por fim, foi feito o comparativo entre os pórticos modelo utilizando lajes nervuradas, objeto de estudo deste trabalho, com os pórticos utilizando lajes maciças no trabalho de Campos *et. al.* (2019).

De acordo com os resultados mostrados, para as 12 estruturas do pórtico modelo com lajes nervuradas de menor porte, conclui-se que apenas nas edificações mais altas (33,6 m), com vãos de 7 e 8 m, houve a necessidade de realizar incrementos nos cobrimentos de concreto das vigas para atendimento do c1 (distância entre o cg da armadura até a face exposta da viga) mínimo necessário, sem alterar a seção inicial da forma, previsto na ABNT NBR 15200:2012.

Nas lajes nervuradas, foi constatado que em 11 das 12 edificações estudadas do pórtico modelo, o que representa um percentual de 91,67%, necessitou-se de incrementos na capa de concreto de todas as suas lajes. Então, em um total de 348 lajes nervuradas verificadas, correspondentes as 12 edificações, apenas 8 delas não sofreram modificações na espessura da capa, traduzindo-se em um percentual 2,30%. É importante destacar que a edificação que não necessitou desses incrementos nas lajes nervuradas é a com altura fixada em 5,6 m e vão de 8,0 m, uma vez que o próprio dimensionamento segundo a ABNT NBR 6118:2014 na temperatura ambiente exigiu uma capa de concreto para as lajes nervuradas de 6 cm, valor que atende também a função corta fogo exigida pela ABNT NBR 15200:2012.

Além disso, ainda com relação as 12 edificações de menor porte, verificou-se que para as lajes nervuradas das estruturas mais altas (33,6 m), com 7 m e 8 m de vão, foi preciso efetuar acréscimos de cobertura de concreto nas nervuras de todas as lajes para resguardar o valor mínimo de c1 exigido. Dessa forma, conclui-se que o dimensionamento de estruturas de concreto armado com lajes nervuradas apenas obedecendo a ABNT NBR 6118:2014 não assegura as condições de incêndio exigidas

na ABNT 15200:2012, principalmente em estruturas mais altas e em edificações mais baixas com vãos menores.

Com relação aos pilares das estruturas analisadas, observou-se que a ferramenta computacional utilizada empregou a equação 1 referente ao Método Tabular de dimensionamento prescrito pela ABNT NBR 15200:2012 para efetuar o cálculo do TRF. Entretanto, foi verificado que inúmeros pilares dos diversos pavimentos das 12 estruturas estudadas de menor porte, e da estrutura de maior porte, apresentaram um valor de excentricidade acima do limite permitido, o que torna incorreta a verificação de incêndio feita para os pilares. Além disso, notou-se que o número de pilares com valores de excentricidade maior do que o limite em situação de incêndio era maior à medida que nível do pavimento subia (tabela 22). Desse modo, para contornar essa situação, é necessário que o projetista se atente para a necessidade de fazer ajustes na concepção estrutural dos pilares.

No tocante as lajes do edifício de grande porte, todas as lajes nervuradas necessitaram de incrementos quando submetidos ao fogo para adequação aos requisitos de incêndio da ABNT NBR 15200:2012. Já as lajes maciças, que correspondem a 12,16% das lajes da estrutura, possuem dimensões suficientes para espessura da laje (h) e distância do centro das armaduras inferiores à face inferior da capa ou fundo (c_1), estando em conformidade com a norma. Com relação as vigas da edificação estudada, nenhuma viga houve necessidade de incrementos nas suas dimensões para atender as normas de incêndio, sejam elas as inicialmente projetadas ou as incrementadas (para adaptação mediante a remoção dos capiteis), conforme dito do item 4.2, sendo os resultados positivos para as vigas.

Vale ressaltar que para a estrutura de maior porte, existente na cidade de Aracaju/SE, o grande número de lajes nervuradas que não atenderam aos requisitos da ABNT NBR 15200:2012 está diretamente ligada ao cobrimento nominal adotado para esses elementos estruturais, pois no projeto original a classe de agressividade ambiental adotada não corresponde ao usualmente utilizada na cidade.

Assim como no trabalho de Campos *et. al.* (2019), notou-se que para as estruturas de concreto armado analisadas, tanto para lajes maciças quanto para lajes nervuradas, com alturas maiores (no caso, entre 25,2 m e 33,6 m), foi necessário executar mais ajustes de elementos estruturais em relação as edificações mais baixas, com alturas entre 5,6 m e 16,8 m. Isso mostra, que no dimensionamento de edificações altas, faz-se necessário projetar com um maior rigor para atender os

requisitos de exposição ao fogo. Além disso, as estruturas dimensionadas com lajes maciças apenas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 necessitaram de menos ajustes em relação as que utilizam as lajes nervuradas como solução.

Outro aspecto a se destacar é que a NBR 6118:2014 apenas faz menção a verificação de incêndio de maneira geral, o que de certa forma contribui para colocá-la como uma ação cuja consideração fosse de relevância similar as de outras comumente bem menos recorrentes. Além disso, ela não especifica nos procedimentos alusivos ao dimensionamento estrutural dos elementos as verificações no tocante as condições de incêndio.

Por fim, percebe-se que, mesmo diante das inconformidades observadas em parte dos pilares analisados pelo *software*, os resultados podem ser considerados satisfatórios. E para continuar os estudos, atrelados com estruturas de concreto armado em situação de incêndio, é importante observar o comportamento de estruturas de grande porte com diferentes tipos de lajes e modelos estruturais (estruturas pré-moldadas, estruturas concebidas com lajes sem vigas e com lajes tipo grelhas), verificando, assim, se possui alguma semelhança com os pórticos modelos estudadas no comparativo desse trabalho. Sugere-se ainda uma investigação dos impactos gerados em obras já executadas sem considerar a situação de incêndio de acordo com os requisitos da ABNT NBR 15200:2012, estimando, assim, quanto tempo a estrutura resistiria ao fogo tendo sido calculada apenas levando em conta a ABNT NBR 6118:2014.

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.
- ANDERBERG, Yngve. **Spalling Phenomena of HPC and OC**. In: PHAN, Long T.; CARINO, Nicholas J.; DUTHINH, Dat; GARBOCZI, Edward. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete — NIST — Gaithersburg, MD, February 13-14, 1997. Proceedings. NIST. Gaithersburg (E.U.A.), February, 1997.
- ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. v.4, 4.ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- 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 5628**: Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- 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 13860**: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997.
- 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.
- BERNHART, D. **Thue effect f support conditions on the fire resistance of a reinforced concrete beam**. Fire Enginerring Research Report. Thesis (Dipom-Bauingenieurin) – University of Karlsruhe, Karlsruhe and University of Canterbury, Christchurch, 2004.
- BRITEZ, Carlos Amado; COSTA, Carla Neves. **Ações do Fogo nas Estruturas de Concreto**. Concreto: Ciência e Tecnologia, Volume II. IBRACON, São Paulo, 2011.

BRITEZ, C. A.; CARVALHO, M.; HELENE, P. **Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão.** Vol 10, Nº1. Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción - Revista ALCOPAT, 2020.

BOLINA, Fabrício Longhi; PRAGER, Gustavo Luis; RODRIGUES, Eduardo; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. **Avaliação da resistência a fogo de paredes maciças de concreto armado.** Ambiente construído, Porto Alegre, 2015.

CAMPOS, Jhon Deivison Santos; SANTOS, Euler Wagner Freitas; CONCEIÇÃO, Rodolfo Santos da. **Análise dos recursos de uma ferramenta computacional quanto ao atendimento às prescrições normativas no projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** In: IBRACON, 2019, Fortaleza. Anais do 61º Congresso Brasileiro de Concreto.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118/2014.** 4ª edição. São Carlos: EdUFSCar. São Paulo, 2017.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio.** Artigo publicado nos anais do NUTAU – Núcleo de pesquisa em tecnologia da arquitetura e urbanismo da universidade de São Paulo, 2006.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues; SILVA, Valdir Pignatta. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica.** Instituto Brasileiro de Concreto – 44º Congresso Brasileiro. Belo Horizonte, 2002.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. UnB – Universidade de Brasília. Brasília, 2002.

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.

GRAZIANO, Francisco Paulo. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado.** São Paulo: O nome da rosa, 2005.

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

ISAIA, G. Cechella. **A Evolução do Concreto Estrutural.** IBRACON – Concreto: Ciência e Tecnologia. Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº02/2018. **Conceitos Básicos de Segurança Contra Incêndios.** Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo. Secretaria de estado dos negócios da segurança pública, 2018.

INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº08/2011. **Resistência ao fogo de elementos de construção**. Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo. Secretaria de estado dos negócios da segurança pública, 2018.

KAWAGOE, K., SEKINE, T. **Building Research Estimation of fire temperature-time curve**. Institute Occasional Report No. 11 June 1963 and No. 17 March 1964. Japan, 1963.

KEAFER, Luís F. **A evolução do concreto**. PEF 5707 – Concepção, Projeto e Realização das estruturas: aspectos históricos – 1998.3. São Paulo, 1998.

LIE, T. T. **Temperature of protected steel in fire**. Paper 8 of Behaviour of Structural Steel in Fire. Ministry of Technology and Fire Offices' Committee Joint Fire Research Organization Symposium No.2. London, 1968.

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.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. 5ª edição. – Porto Alegre: Bookman, 2016.

PEDROSO, Fábio L. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem**. Revista de Nº53 do IBRACON – Concreto: material construtivo mais utilizado do mundo. São Paulo, 2009.

PIERIN, Igor; SILVA, Valdir Pignatta. **Análise termestrutural de lajes nervuradas preenchidas em situação de incêndio**. IBRACON, São Paulo, 2015.

SÃO PAULO (Estado). Decreto nº 56.819, de 10 de março de 2011. **Institui o Regulamento de Segurança contra Incêndio das edificações e áreas de risco no Estado de São Paulo e estabelece outras providências**. São Paulo, 2011.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estrutura de concreto em situação de incêndio**. 2ª Edição. 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.

SOUSA, M. M. **Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação de condições de incêndio**. 2009. 126 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

TAVARES, Thiago Sousa; NOGUEIRA, Uiatan Aguiar. **Análise de Painéis de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2016. 147f. Monografia (graduação em engenharia civil) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e ambiental, Goiânia, 2016.

The Concrete Centre, “**Concrete and fire: using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures**”. Camberley, Surrey, England. 2004.

WIT, A. **Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire**. Thesis (Master of Science_ - Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2011.

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.