



UEPB

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

MAYRLA DA SILVA SANTOS

**ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB ALTAS TEMPERATURAS E
SUA RESISTÊNCIA RESIDUAL**

**ARARUNA/PB
2020**

MAYRLA DA SILVA SANTOS

**ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB ALTAS TEMPERATURAS E
SUA RESISTÊNCIA RESIDUAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti.

**ARARUNA/PB
2020**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S237a Santos, Mayrla da Silva.

Análise de vigas de concreto armado sob altas temperaturas e sua resistência residual [manuscrito] / Mayrla da Silva Santos. - 2020.

72 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2020.

"Orientação : Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Incêndio. 2. Cisalhamento. 3. Momento fletor. I. Título

21. ed. CDD 624

MAYRLA DA SILVA SANTOS

ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SOB ALTAS TEMPERATURAS E
SUA RESISTÊNCIA RESIDUAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Programa de Graduação em Engenharia
Civil, da Universidade Estadual da Paraíba,
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

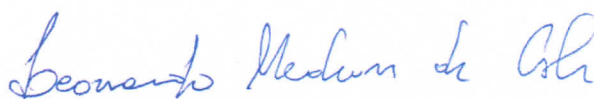
Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 08/12/2020

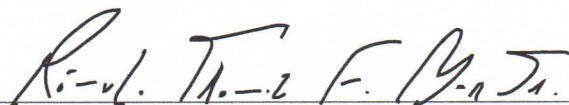
BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Rômulo Thomaz de Figueiredo Borja
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

A Deus e à Nossa Senhora pela força e amparo,
e à minha mãe Graça e irmã Maiza, pela
dedicação, companheirismo e amizade,
DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por todo amor, cuidado, proteção, por me levantar nos momentos de angústia, por ter me concedido discernimento nas decisões mais difíceis, por me permitir viver e estar em lugares inimagináveis, por segurar minha mão e prometer que eu iria conseguir chegar até aqui, mesmo não sendo fácil, a Ele toda a minha vida e adoração.

À minha forte mãe, minha fonte de inspiração, meu amparo e minha fortaleza, por toda sua vida de dedicação a mim, por seu cuidado e preocupação, por fazer o impossível em prol dos meus sonhos, por nunca me deixar desistir e estar ao meu lado, sempre desejando o meu bem. Obrigada por seu amor infinito e por ser a melhor mãe e amiga que eu poderia ter.

À minha irmã, minha metade e minha amiga, por todo zelo, paciência e carinho, pelos diversos conselhos que me fizeram colocar os pés no chão, por ser minha inspiração e não me permitir desistir. Ao meu cunhado, por toda paciência, por estar sempre disponível a me ajudar, por fazer parte da minha família e agregar positivamente minha vida. Ao meu padrasto, por toda dedicação e auxílio diante das adversidades que surgiram no caminho. Ao meu pai e meu irmão Gabriel, por todo amor, cuidado e paciência. Vocês fazem parte de mim e da minha história!

A Leonardo e Alan, pessoas do meu coração, por todo conhecimento transmitido, pelos inúmeros conselhos e conversas nos momentos de angústia, por serem pessoas honestas, carismáticas, humildes e sempre dispostos a me ajudar, pela paciência, auxílio e dedicação. Vocês sempre serão referências de vida para mim, por isso, muito obrigada!

Ao meu namorado, por todo apoio, paciência, incentivo e cuidado, pelas inúmeras vezes que ficou ao meu lado quando estava distante da minha família e pelos anos de carinho e compreensão, a ele todo meu amor.

À Alice, minha grande amiga, por estar ao meu lado nos momentos em que mais precisei e ter sido meu braço direito durante esta trajetória. Aos meus amigos de curso, principalmente Suzane, Carmem, Renato, Jefferson, Eduardo e William, por todo companheirismo e auxílio, por estarem ao meu lado nas adversidades e por terem sido minha família em todos esses anos juntos.

À Universidade Estadual da Paraíba e aos professores que contribuíram em minha formação, especialmente Rômulo Thomaz por aceitar fazer parte deste trabalho.

Por fim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram ao longo dessa jornada, ajudando-me a não desistir e me fazendo chegar até aqui, meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

A engenharia de segurança contra incêndio tem crescido muito nos últimos anos, e tem voltado sua atenção para definição de parâmetros de projeto, dimensionamento e verificação. Nesse sentido, já se tem disponível na literatura códigos normativos que abrangem algumas condições para análise de estruturas em situação de incêndio. No entanto, se tratando da resistência residual dos elementos de concreto armado, a literatura ainda é escassa, principalmente em relação aos esforços de cisalhamento. Devido a essa circunstância, propõe-se, neste trabalho, avaliar a resistência ao momento fletor e ao cisalhamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio e após incêndio. As vigas analisadas são oriundas da simulação de um edifício residencial composto por 16 pavimentos e possuem diferentes seções transversais, taxas e cobrimentos da armadura, vãos e tempos de exposição ao fogo de 60, 90 e 120 min sob a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. As vigas são dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Em situação de incêndio, os métodos tabulares prescritos pelas normas ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 (Part. 1-2):2004 serão comparados entre si ao método simplificado de cálculo da norma europeia (Método das Isotermas dos 500°C). Após incêndio, será realizado um procedimento que contempla o Método das Isotermas dos 500°C e fatores de redução da resistência do aço proposto por Molkens (2017). Em situação de incêndio o momento fletor se mostrou mais crítico, como a literatura já preconiza, principalmente nas vigas de menor cobrimento, porém, o cisalhamento também apresentou sua resistência reduzida para vigas com maior taxa de armadura longitudinal e transversal, assim como as de mesma relação altura/vão. Entretanto, após incêndio as vigas apresentaram maior necessidade de reforço para esforços de cisalhamento, sobretudo nas que possuem cargas elevadas, menor vão e, conseqüentemente, maiores taxas de armação. Portanto, as resistências ao esforço cortante após incêndio mostraram-se carecidas de atenção nos projetos de reforço estrutural, visto que se trata de um esforço causador de rupturas rápidas e repentinas.

Palavras-Chave: Incêndio. Cisalhamento. Momento fletor.

ABSTRACT

Fire safety engineering has grown a lot in recent years, and has turned its attention to defining design, sizing and verification parameters. In this sense, normative codes that cover some conditions for the analysis of structures in fire situations are already available in the literature. However, when it comes to the residual resistance of reinforced concrete elements, the literature is still scarce, especially in relation to shear efforts. Due to this circumstance, it is proposed, in this work, to evaluate the resistance to the flexor moment and the shear of reinforced concrete beams in fire situation and after fire. The beams analyzed come from the simulation of a residential building composed of 16 floors and have different cross sections, reinforcement rates and covers, spans and fire exposure times of 60, 90 and 120 min under the fire-standard curve ISO 834-1:1999. The beams are sized at room temperature according to ABNT NBR 6118:2014. In a fire situation, the tabular methods prescribed by ABNT NBR 15200:2012 and Eurocode 2 (Part. 1-2):2004 will be compared to the simplified method of calculating the European standard (500°C Isotherm Method). After fire, a procedure will be performed that includes the Method of Isotherms of 500°C and factors of reduction of steel resistance proposed by Molken (2017). In a fire situation, the traction moment was more critical, as the literature already recommends, especially in the beams with less cover, however, the shear also presented its reduced resistance to beams with a higher rate of longitudinal and transverse reinforcement, as well as those of the same height/span ratio. However, after fire, the beams presented a greater need for reinforcement for shear efforts, especially those with high loads, lower span and, consequently, higher frame rates. Therefore, the resistance to the cutting effort after fire showed lack of attention in the structural reinforcement projects, since it is an effort that caused rapid and sudden ruptures.

Keywords: Fire. Shear. Bending moment.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio real.	17
Figura 2 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio-padrão.	21
Figura 3 – Tipos de lascamento do concreto.	23
Figura 4 – Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura.	24
Figura 5 – Modelo matemático para as relações de tensão-deformação do concreto em compressão a altas temperaturas.	26
Figura 6 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.	28
Figura 7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.	28
Figura 8 – Exposição ao fogo em três lados com zona tracionada exposta.	33
Figura 9 – Ponto P de referência para cálculo da resistência ao esforço cortante para uma seção retangular.	35
Figura 10 – Fluxograma da metodologia realizada.	36
Figura 11 – Vistas 3D da estrutura do edifício.	37
Figura 12 – Planta de forma do pavimento tipo com localização das vigas V307a, V308a e V309 (medidas em cm).	39
Figura 13 – Planta de forma da casa de máquinas com localização da viga V1707 (medidas em cm).	40
Figura 14 – Detalhamento das seções transversais das vigas V307a, V308a e V309 (medidas em cm).	43
Figura 15 – Detalhamento das seções transversais da viga V1707 (medidas em cm).	44
Figura 16 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x45 cm.	51
Figura 17 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x27,5 cm.	51
Figura 18 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x33 cm.	52
Figura 19 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x30 cm.	52
Figura 20 – Perfis de temperatura na seção transversal 16x30 cm.	53

Figura 21 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V1707 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	56
Figura 22 – Relação entre a resistência em incêndio e à temperatura ambiente para a viga V1707 (25x30-6,0) nos TRRF de 60, 90 e 120 min.	57
Figura 23 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V307a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	57
Figura 24 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V308a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	58
Figura 25 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V309 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	59
Figura 26 – Relação entre a resistência em incêndio e à temperatura ambiente para as vigas V307a, V308a e V309 de mesma relação vão/altura nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	59
Figura 27 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V1707 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	63
Figura 28 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V307a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	64
Figura 29 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V308a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	64
Figura 30 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V309 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.	65
Figura 31 – Relação entre a resistência residual e à temperatura ambiente do momento fletor para cada TRRF.	65
Figura 32 – Relação entre a resistência residual e resistência de cálculo à temperatura ambiente do esforço cortante para cada TRRF.	66
Figura 33 – Relação entre a resistência residual e resistência de cálculo à temperatura ambiente dos esforços de flexão e cisalhamento para cada TRRF nas vigas de relação altura/vão iguais.	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Temperatura dos gases em função do tempo da ASTM E-119:2000.	20
Tabela 2 – Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados silicosos e calcários.	25
Tabela 3 – Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{E_s,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva.	29
Tabela 4 – Identificação e carregamentos.	39
Tabela 5 – Identificação, seções transversais, vãos, cobrimentos e esforços solicitantes.	41
Tabela 6 – Identificação, esforços, áreas de aço e taxas de armadura.	41
Tabela 7 – Resumo de barras de aço e seus diâmetros nas seções transversais das vigas.	42
Tabela 8 – Verificações para o estado limite de serviço.	45
Tabela 9 – Esforços resistentes de cálculo para o momento fletor e esforço cortante.	46
Tabela 10 – Fator de redução da resistência residual do aço.	47
Tabela 11 – Validação dos momentos fletores residuais.	48
Tabela 12 – Validação do esforço cortante residual.	49
Tabela 13 – Classificação do TRRF em função das dimensões mínimas das vigas pelo método tabular.	50
Tabela 14 – Momentos fletores solicitantes e resistentes de cálculo em situação de incêndio.	54
Tabela 15 – Esforços cortantes solicitantes e resistentes de cálculo em situação de incêndio.	55
Tabela 16 – Classificação ao TRF pelos métodos tabular e simplificado de cálculo.	60
Tabela 17 – Momentos fletores solicitantes e resistentes residuais de cálculo.	61
Tabela 18 – Esforços cortantes solicitantes e resistentes residuais de cálculo.	62
Tabela 19 – Contribuições do concreto e do aço nos esforços de cada viga.	68

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas ^a	31
Quadro 2 – Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas simplesmente apoiadas de concreto armado.	32
Quadro 3 – Largura mínima da seção transversal em função da resistência ao fogo (para a exposição ao fogo padrão) e da densidade de carga de incêndio (para exposição ao fogo paramétrico).....	34

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 Justificativa	15
1.2 Objetivos	16
<i>1.2.1 Objetivo geral</i>	16
<i>1.2.2 Objetivos específicos</i>	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 Fenômeno do incêndio	17
<i>2.1.1 Modelo de incêndio-natural</i>	19
<i>2.1.2 Modelo de incêndio-padrão</i>	20
2.2 Efeitos térmicos nos elementos estruturais	21
2.3 Propriedades térmicas e mecânicas do concreto	23
<i>2.3.1 Resistência à compressão do concreto a altas temperaturas</i>	24
<i>2.3.2 Diagrama tensão-deformação</i>	25
2.4 Propriedades térmicas e mecânicas do aço	27
<i>2.4.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas</i>	27
2.5 Resistência ao fogo	29
<i>2.5.1 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)</i>	29
<i>2.5.2 Tempo de resistência ao fogo (TRF)</i>	30
2.6 Análise de estruturas em situação de incêndio e após incêndio	30
<i>2.6.1 Ações em estruturas sob altas temperaturas</i>	30
<i>2.6.2 Método tabular</i>	31
<i>2.6.3 Método simplificado de cálculo para vigas em situação de incêndio</i>	32
<i>2.6.4 Procedimento para verificação de vigas após incêndio</i>	35
3. METODOLOGIA	36
3.1 Definição da arquitetura	36

3.2 Carregamentos aplicados à estrutura.....	38
3.3 Esforços solicitantes.....	40
3.4 Dimensionamento à temperatura ambiente	41
3.5 Dimensionamento em situação de incêndio e após incêndio.....	46
3.6 Verificação e análise estrutural em situação de incêndio e após incêndio	47
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	48
4.1 Validação	48
<i>4.1.1 Validação do momento fletor residual (após incêndio).....</i>	<i>48</i>
<i>4.2.2 Validação do esforço cortante residual (após incêndio)</i>	<i>49</i>
4.2 Método tabular	49
4.3 Método simplificado para vigas em situação de incêndio	50
4.4 Análise das resistências após incêndio	60
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	69
REFERÊNCIAS.....	70

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia atual de edificações, há uma grande preocupação em se projetar e executar estruturas que respeitem os conceitos técnicos da profissão e garantam durabilidade e segurança. Por isso, não se deve analisar as estruturas somente submetidas às ações do dia a dia, mas especialmente, quando submetidas às ações excepcionais e inesperadas (REINA, 2010).

De acordo com Castro (2005), ao realizar a verificação para esforços atuantes em situação de incêndio, esta é considerada como uma ação excepcional, ocorrendo a redistribuição das tensões nos elementos e a redução das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Até o início de 1970, a segurança contra incêndio no Brasil era relegada a segundo plano. A regulamentação relativa ao tema era escassa e continha pouco aprendizado dos incêndios ocorridos no exterior. Apenas após eventos marcantes no país foi que teve início uma reformulação das medidas de segurança contra incêndio. Dentre estes eventos trágicos, pode-se citar os incêndios no Gran Circo Norte-Americano, em 17 de dezembro de 1961 (Niterói-RJ), no Edifício Andraus, em 24 de fevereiro de 1972 e no Edifício Joelma, em 01 de fevereiro de 1974, ambos na cidade de São Paulo (SILVA, 2012).

Nessa perspectiva, é essencial que sejam realizadas avaliações para elementos expostos a esse fenômeno, a fim de não ocorrer comprometimento em suas funções estruturais, pois o maior objetivo da segurança contra incêndios em edificações é proteger a vida humana.

Ao dimensionar estruturas quanto a ação do fogo, estas precisam resistir um certo período visando minimizar os riscos de colapso, visto que é necessário um tempo para que as pessoas abandonem, em segurança, o local onde ocorre o sinistro. Além disso, ao se projetar adequadamente uma edificação para a situação de incêndio, visa-se preservar a segurança da equipe de combate, limitar os danos que podem ser causados nas propriedades vizinhas e reduzir as perdas patrimoniais da sociedade (ALBUQUERQUE, 2012). Por este motivo, a normatização referente a verificação da segurança estrutural de elementos de concreto armado tem evoluído cada vez mais no país.

Segundo Silva (2012), as exigências são definidas pela legislação estadual, pelo CDC – Código de Defesa do Consumidor ou pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), e que, na ausência de lei específica, valerá a norma ABNT NBR 14432:2001, que versa sobre “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações”.

Quanto ao dimensionamento das estruturas de concreto em situação de incêndio, têm-se as normas ABNT NBR 15200:2012 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” e a Norma Portuguesa Eurocódigo 2:2004 – “Projecto de estruturas de betão”. De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio tem como base a correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura à temperatura ambiente (20°C), com o que ocorre em situação de incêndio. No entanto, suas considerações são mínimas quanto à proteção sobre a propriedade, ou recuperação estrutural após o incêndio (Mostafaei *et al*, 2014).

Ao observar o que leciona Reina (2010) sobre o tema, pode-se afirmar que o concreto apresenta bom desempenho quando submetido ao fogo, principalmente se comparado com outros materiais, devido sua baixa condutividade térmica. Porém, apesar das estruturas de concreto armado serem, geralmente, robustas e rígidas, seus elementos sofrem perdas consideráveis de resistência e rigidez quando submetidos a altas temperaturas, comprometendo seu comportamento. Portanto, desde que dimensionados para resistir em situações de incêndio pelo tempo requerido, o concreto armado apresenta bom desempenho.

Segundo Neves *et al* (1996) e Molkens *et al* (2017), na maioria dos edifícios com estruturas de concreto armado, os elementos estruturais não colapsam durante a exposição ao fogo, tornando possível o uso do edifício posteriormente. Entretanto, dependendo das temperaturas atingidas, as peças sofrem o efeito de “*spalling*”, que consiste no lascamento de partes do concreto nos elementos estruturais. Neste sentido, quanto às resistências residuais, o concreto torna-se mais vulnerável que o aço, visto que o aço recupera quase integralmente sua resistência, quando não ultrapassadas as temperaturas de 500 a 600°C.

No contexto, os requisitos de desempenho para estruturas sob a ação do fogo precisam evoluir para incorporar a proteção da propriedade. Enquanto isso, novos métodos precisam ser desenvolvidos para serem capazes de avaliar o nível de dano, ou nível de segurança residual, de estruturas após um incêndio. Ou seja, é necessário identificar se um edifício pode ser reutilizado como está, precisa de reparo estrutural ou deve ser demolido e reconstruído (Molkens *et al*, 2017).

Diversos trabalhos analíticos, numéricos e experimentais vêm sendo desenvolvidos com o objetivo de analisar melhor o comportamento das estruturas de concreto armado submetidas a esse fenômeno. Entre estes, pode-se citar: Costa e Silva (2005), Reina (2010), Albuquerque e Silva (2013), Sousa e Silva (2015), Amaral (2018) e Bolina *et al* (2018).

Os trabalhos supracitados possuem em comum a análise das estruturas somente em relação ao esforço de momento fletor em situação de incêndio, visto que a ABNT NBR

15200:2012 afirma que, nos ensaios realizados em situação de incêndio, as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexocompressão, e não por cisalhamento. Dessa forma, não é recorrente a discussão a respeito da resistência residual ao cisalhamento após incêndio, levando a análise das pesquisas somente à verificação da capacidade resistente ao momento fletor.

De acordo com Faria; Xavier e Vila Real (2010), ao considerar os efeitos de altas temperaturas nos cálculos de projeto à temperatura ambiente, os elementos expostos ao fogo reduzem sua força resultante nos estribos e a área efetiva das seções transversais. Portanto, cria-se a possibilidade de que as vigas de concreto armado após incêndio se tornem mais suscetíveis à ruptura por cisalhamento do que por flexão. Nesse sentido, torna-se necessário compreender e orientar a respeito dos procedimentos de cálculo para resistências residuais, a fim de verificar se a estrutura possui possibilidade de rompimento. Caso haja, deve-se identificar qual esforço é mais comprometido para realizar reparos estruturais com eficiência.

1.1 Justificativa

A ABNT NBR 15200:2012 e o EC 2 (Part. 1-2):2004 dispensam a verificação de esforço cortante em situação de incêndio, quando atendidas as dimensões mínimas da seção transversal especificadas nestas normas. Entretanto, o EC 2 (Part. 1-2):2004 concede a possibilidade de utilizar métodos de cálculo para esforços de cisalhamento quando baseados em informações resultantes de ensaios. Segundo Diab (2014), as falhas por cisalhamento podem ser críticas e decisivas em elementos de concreto armado, destacando que por se tratar de um esforço com modo de ruptura inesperado, torna-se um agravante na análise dos elementos.

Concomitantemente, as normas ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004 omitem informações e especificações a respeito da capacidade resistente residual dos elementos de concreto armado após o incêndio. Atrelado a isto, há a insuficiência de pesquisas que analisem o desempenho dessas estruturas expostas a condições críticas de cisalhamento e meçam a resistência residual das peças.

Neste sentido, este trabalho motiva-se na necessidade de referências literárias sobre o efeito do cisalhamento nas vigas de concreto armado após incêndio, como também, quais suas capacidades resistentes residuais. Dessa forma, o estudo torna-se contribuinte, de forma efetiva, na literatura atual.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Analisar diferentes vigas de concreto armado em situação de incêndio e após incêndio, estimando a resistência residual das peças sob esforços de momento fletor e cortante, submetidas a variados tempos de exposição ao fogo, como também, diferentes cobrimentos e taxas de armadura.

1.2.2 Objetivos específicos

- Dimensionar as vigas de concreto armado à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 6118:2014; em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 15200:2012 e o EC 2 (Part. 1-2):2004; e após incêndio, conforme o EC 2 (Part. 1-2):2004 e os fatores de redução da resistência do aço recomendados por Molken *et al* (2017), considerando cargas atuantes em um edifício residencial;
- Avaliar qual o esforço crítico residual nos elementos estruturais após incêndio;
- Comparar os métodos tabulares e simplificado de cálculo em situação de incêndio.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

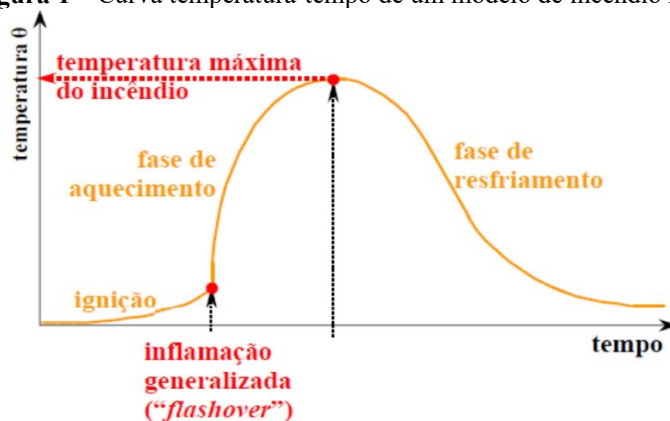
2.1 Fenômeno do incêndio

Segundo Fernandes (2008), o fogo é entendido como uma mistura de gases em altas temperaturas. Para o autor, esta mistura resulta de um processo químico denominado por oxidação, caracterizado por ser uma reação fortemente exotérmica, de onde resulta liberação de calor, luz e gases.

Ainda segundo ele, para que esta reação ocorra, é necessário que estejam reunidos os seguintes elementos: combustível (componente inflamável), comburente (elemento capaz de oxidar o combustível, como o oxigênio) e fonte de ignição (fonte de calor para fornecer energia a reação), designados por triângulo do fogo. Após iniciar a reação, o fogo liberta a energia necessária para se propagar para os elementos combustíveis circundantes (FERNANDES, 2008). Dessa forma, para prevenir e combater incêndios é necessário a separação destes elementos ou a eliminação de algum deles.

Segundo Castro (2005), o incêndio é definido como uma curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. Nesta curva, chamada curva de incêndio natural, pode-se observar a evolução da temperatura dos gases em um incêndio real, composta por fases (Figura 1). Portanto, ela representa a principal característica de um incêndio no quesito de estudo das estruturas.

Figura 1 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio real.



Fonte: Costa e Silva, 2003.

Em virtude da turbulência ocorrida durante o incêndio, é usual adotar-se, em métodos simplificados de análise, uma distribuição uniforme de temperaturas no compartimento após o *flashover*. A partir dessa curva é possível determinar o campo térmico nos elementos estruturais

e assim, avaliar o comportamento dos materiais submetidos a altas temperaturas (SILVA, 2012).

De acordo com Silva (2012), essa curva apresenta as três fases que ocorrem em um incêndio. A fase inicial, chamada de ignição ou *pré-flashover*, exibe um ramo inicial de baixa temperatura. Neste momento, é possível haver riscos à vida humana em função dos gases tóxicos ou asfixiantes exalados do material de combustível em chamas. Porém, não há suscetibilidade de riscos à estrutura, pois são necessárias altas temperaturas para ocorrer perda de capacidade resistente.

Dessa forma, os meios de proteção ativa (proteção contra incêndio ativada manual, ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo) possuem grande importância nesta fase, permitindo a detecção e o primeiro combate ao incêndio, assim como, possibilitando a desocupação rápida da edificação. Dentre estes meios, pode-se citar: os alarmes de incêndio, extintores, chuveiros automáticos, hidrantes, detectores de calor e fumaça e iluminação de emergência (SEITO *et al.*, 2008).

Não ocorrendo o combate do incêndio e existindo caminhos de propagação do fogo, há a elevação da temperatura, onde quase toda carga combustível entra em ignição. Esta fase é conhecida como *flashover* ou instante de inflamação generalizada. A curva apresenta aumento brusco da inclinação, ou seja, elevado gradiente térmico, tornando, assim, um incêndio de grandes proporções. O tempo para chegar nesta fase depende, essencialmente, dos revestimentos e acabamentos presentes no ambiente (CASTRO, 2005).

Segundo Silva (2012), a favor da segurança, é usual admitir-se que a temperatura do ambiente em chamas atinge sempre seu valor máximo, e a estrutura deve ser verificada para tal situação.

Neste caso, os meios de proteção ativa não são suficientes, sendo efetiva apenas a proteção passiva, onde a ABNT NBR 14432:2001 define como um 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, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários e a aproximação no edifício para ações de combate. Dentre estas medidas, destacam-se a compartimentação (horizontal e vertical) e a resistência estrutural em situação de incêndio, garantindo que a edificação não entre em colapso (ALMEIDA, 2018).

Finalmente, a terceira e última fase é conhecida como fase de redução da temperatura ou fase de resfriamento. Ocorre a redução gradativa da temperatura e o esfriamento dos

elementos estruturais, não havendo mais liberação de energia térmica, pois todo o material combustível já foi consumido (REINA, 2010).

2.1.1 Modelo de incêndio-natural

A curva de temperatura-tempo representa o desenvolvimento de um incêndio natural e possui as três fases bem definidas (fase de ignição, aquecimento e resfriamento), como mostra a Figura 1. Segundo Silva (2012), esta curva é construída a partir de análises experimentais ou computacionais que simulam a real situação de um compartimento em chamas. O autor ressalta que os ensaios são realizados em um ambiente com aberturas, como portas e janelas, mas sempre nas condições de não permitir que o incêndio se propague para fora, em virtude das características de isolamento térmico, estanqueidade e resistência ao fogo dos elementos de vedação. Nesse sentido, este modelo de incêndio denomina-se por incêndio natural compartimentado.

Através de um modelo elaborado pelo sueco Pettersson e um conjunto de cientistas suecos e franceses, foi possível calcular as curvas de temperatura-tempo de um incêndio compartimentado. De acordo com Pettersson *et al* (1976) e Silva (1997), baseado nas hipóteses desse modelo, concluiu-se que, com o aumento do grau de ventilação, a temperatura máxima de um incêndio se eleva e a sua duração decresce, já com o aumento da carga de incêndio, tanto a temperatura máxima como a duração do incêndio se elevam.

A ABNT NBR 14432:2001 define o incêndio natural como a variação de temperatura que simula o incêndio real em função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica. Neste caso, cada compartimento de uma edificação apresenta uma curva temperatura-tempo diferente, de acordo com suas características particulares. Diante das especificidades no sentido prático, este modelo é utilizado somente em pesquisas acadêmicas ou em edifícios de grande porte, onde o custo do projeto seja justificado pela economia no dimensionamento das estruturas.

De acordo com Silva (2012), a tendência é que a utilização das curvas reais temperatura-tempo dos gases se generalize em alguns anos, em virtude da evolução científica na área de estruturas em situação de incêndio.

2.1.2 Modelo de incêndio-padrão

Através da necessidade de facilitar a compreensão do comportamento do incêndio e visto que a curva de incêndio natural, como supracitado, se modifica para cada situação analisada, foi adotada uma curva padrão da temperatura em função do tempo.

De acordo com Reina (2010), foram realizados testes em pilares metálicos submetidos a fornos com temperaturas elevadas. Através destes ensaios, definiu-se uma curva logarítmica simples, adotada pela normatização nacional e internacional.

Segundo a ABNT NBR 14432:2001, o incêndio-padrão se caracteriza por ser uma elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela seguinte expressão:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

onde:

t é o tempo, em minutos;

θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, 20°C;

θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t.

A Tabela 1 exibe os valores de temperatura dos gases em função do tempo, de acordo com a ASTM E-119:2000.

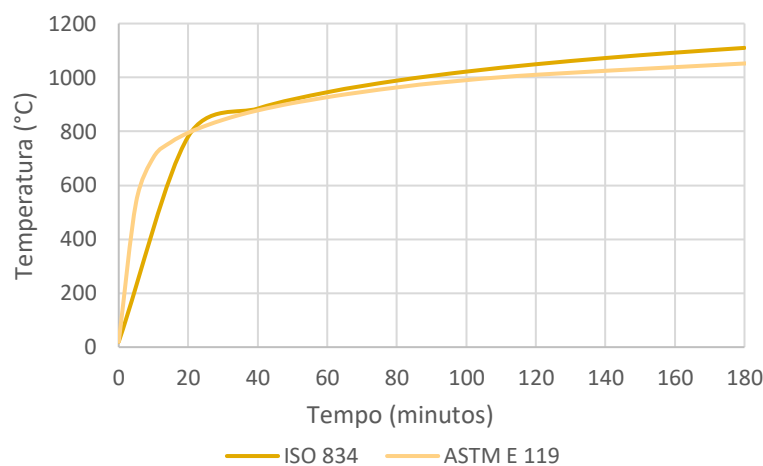
Tabela 1 – Temperatura dos gases em função do tempo da ASTM E-119:2000.

Tempo (minutos)	Temperatura (°C)
0	20
5	538
10	704
15	760
20	795
25	821
30	843
35	862
40	878
45	892
50	905
55	916
60	927
65	937
70	946
75	955
80	963
85	971
90	978
120	1010
240	1093
480	1260

Fonte: ASTM E-119, 2000.

A partir da Equação 1 e da Tabela 1 é possível construir as curvas de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 e ASTM E-119:2000, respectivamente, conforme mostrado na **Erro! Autoreferência de indicador não válida..**

Figura 2 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio-padrão.



Fonte: Adaptado da ISO 834-1:1999 e ASTM E-119:2000.

Segundo Silva (2012), com o intuito de simplificação, as normas técnicas permitem a utilização dessas curvas padronizadas como curvas de aquecimento em projeto de estruturas. Sua característica principal é possuir apenas um ramo ascendente, portanto, admite-se que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo, independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

Como visto anteriormente, a curva que corresponde à situação real de incêndio, é a curva de incêndio-natural, sendo a curva de incêndio-padrão apenas um modelo prático para efeito de projeto. Portanto, todas as considerações feitas com base nesta curva devem ser analisadas cuidadosamente, visto que, na realidade, a maior parte das estruturas atinge o colapso na fase de resfriamento que não é considerada na curva-padrão (ALMEIDA, 2018).

Vale salientar que, segundo Silva (2012), esta curva-padrão ISO 834-1:1999 é aplicável a incêndios em que a carga de incêndio é, em termos de potencial calorífico, similar à madeira, como papel, pano e palha.

2.2 Efeitos térmicos nos elementos estruturais

As estruturas de concreto armado submetidas à altas temperaturas trazem como consequência a redução nas propriedades mecânicas de seus materiais, como a resistência característica e o módulo de elasticidade do aço e do concreto.

Em virtude da robustez e alta rigidez das seções é comum considerar uma distribuição uniforme de temperatura na seção da peça, porém são decisões conservadoras e extremamente a favor da segurança, levando ao superdimensionamento dos elementos. De acordo com Reina (2010), geralmente, a temperatura se distribui de forma desigual ao longo da peça, gerando gradientes térmicos.

Além disso, o concreto armado é considerado um material “homogêneo” à temperatura ambiente, em virtude da solidariedade entre concreto e aço. Entretanto, ao se submeter a temperaturas maiores que 100°C, ocorre transformações físicas, químicas e mineralógicas envolvendo a pasta de cimento, os agregados e o aço, levando o elemento a perder esta característica (COSTA, 2008).

De acordo com Castro (2005), a distribuição de temperatura, além de reduzir a resistência dos materiais, gera esforços solicitantes adicionais devido o alongamento dos elementos e os gradientes térmicos. Contudo, devido a redução da rigidez da peça e ao aumento da capacidade de adaptação plástica com o aumento da temperatura, estes esforços somados podem ser desprezados.

Segundo Landi (1986), os problemas mais graves de uma estrutura de concreto armado ocorrem quando sua armadura atinge temperaturas maiores que 500° a 600°C, visto que, acima delas, o aço perde sensivelmente sua resistência à tração, comprometendo toda a estrutura.

Outro efeito a ser considerado é o fenômeno conhecido por “*spalling*”, pois a partir da temperatura de 100°C é iniciada a evaporação da água presente na estrutura do concreto. Nesse processo, o vapor exerce tensões internas no concreto, levando a possibilidade de desprendimento ou lascamento de suas camadas superficiais, características desse efeito.

Segundo Costa e Silva (2002), o lascamento pode se manifestar de duas formas: através do desprendimento do revestimento (“*sloughing*”) ou o estilhaçamento violento (“*explosive spalling*”). Quando o concreto apresenta um grau de porosidade elevado maior, a concentração de umidade é elevada, ou seja, pode gerar descamações profundas no material, desprendendo inicialmente o revestimento das armaduras e, conseqüentemente, diminuindo a resistência do material e a aderência entre o aço e o concreto.

Por outro lado, concretos com alta resistência possuem a tendência ao lascamento instantâneo, devido possuir baixa porosidade e boa compactação, dificultando o transporte

interno dos gases e aumentando as tensões nas camadas periféricas. Dessa forma, ocorre a desagregação brusca do material (REINA, 2010).

A Figura 3 ilustra à esquerda, um lascamento gradual de canto expondo a armadura (“*sloughing*”), e, à direita, um lascamento explosivo (“*explosive spalling*”), caracterizado por ser instantâneo e violento, podendo ocasionar consequências graves para a estrutura.

Figura 3 – Tipos de lascamento do concreto.



a) Lascamento de canto (“*sloughing*”) b) Lascamento explosivo (“*explosive spalling*”)

Fonte: Costa, 2008.

Em virtude de se tratar de um fenômeno natural do concreto quando submetido a altas temperaturas em um longo período, as normatizações não estabelecem diretrizes para evitar o efeito de lascamento, apenas tentam retardar o processo. De forma geral, apenas são especificadas dimensões mínimas de seção para garantir o bom desempenho dos elementos nessa situação (ALMEIDA, 2018).

Nesse contexto, de acordo com Almeida (2018), as mudanças que ocorrem na microestrutura do concreto em situação de incêndio, influenciam tanto nas propriedades mecânicas (resistência a compressão e módulo de elasticidade), quanto nas propriedades térmicas (alongamento, calor específico, condutividade térmica e densidade). Igualmente, as armaduras passivas dos elementos sofrem mudanças em sua resistência ao escoamento e módulo de elasticidade. Portanto, com o intuito de compreender o comportamento dessas estruturas, estas propriedades serão abordadas a seguir.

2.3 Propriedades térmicas e mecânicas do concreto

Todas as informações apresentadas a seguir aplicam-se para concretos com resistência característica convencional, grupo I de resistência (C20 a C50), conforme classificação da ABNT NBR 8953:2015. Dentre as propriedades térmicas e mecânicas do concreto, pode-se citar: resistência à compressão, resistência à tração, distribuição de tensões e deformação, alongamento térmico, condutividade térmica, calor específico e densidade.

Todas estas propriedades são detalhadas pelos normativos técnicos ANBT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004 e, neste trabalho, serão abordadas apenas algumas delas.

2.3.1 Resistência à compressão do concreto a altas temperaturas

Com o aumento da temperatura a resistência à compressão decresce (ABNT NBR 15200, 2012), conforme mostrado na Figura 4, podendo ser obtida pela seguinte equação:

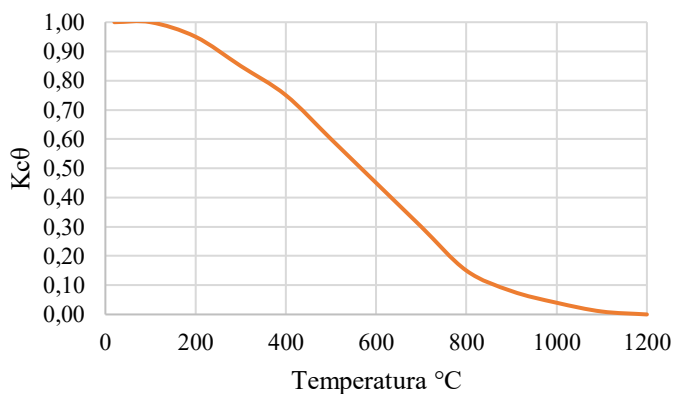
$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente, 20°C.

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme a Tabela 2.

Figura 4 – Fator de redução da resistência do concreto silicioso em função da temperatura.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200, 2012.

A Tabela 2 especifica a relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente (f_{ck}), para concretos preparados siliciosos e calcários, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004, respectivamente.

Tabela 2 – Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados silicosos e calcários.

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	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004.

Para valores intermediários de temperatura pode ser feita a interpolação linear e para concretos de massa específica diferente da especificada na Tabela 2, deve ser consultado o EC 2 (Part. 1-2):2004. Dessa forma, é possível estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto sob altas temperaturas a partir da resistência à compressão.

Segundo Almeida (2018), concretos preparados, predominantemente, com agregados silicosos apresentam desempenho inferior aos preparados com agregados calcários quando submetidos ao fogo, em relação a redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade.

2.3.2 Diagrama tensão-deformação

A ABNT NBR 6118:2014 diz que a distribuição de tensões de compressão no concreto em temperatura ambiente é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo com tensão de pico (σ_{pico}) determinada pela Equação 3.

$$\sigma_{pico} = \alpha f_{cd} \quad (3)$$

Onde:

σ_{pico} é a tensão de pico à temperatura ambiente;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente, 20°C;

α é o redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto em temperatura ambiente, sendo considerado 0,85.

O valor de α igual a 0,85 resulta dos produtos de três coeficientes: o primeiro, devido ao acréscimo da resistência do concreto após 28 dias; o segundo, que admite que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos de 15x30 cm é superestimada; o terceiro, e mais importante, consiste no efeito Rusch, que representa uma redução na resistência à compressão do concreto devido à duração prolongada do carregamento (ALBUQUERQUE, 2012).

Contudo, a ação do incêndio é de curta duração, portanto, o efeito Rusch não se aplica, não sendo necessária a aplicação do coeficiente α (Boletim nº 46 da FIB, 2008). Nesse caso, é adotada a tensão de pico de acordo com a temperatura, como mostra a Equação 4.

$$\sigma_{\text{pico},\theta} = f_{\text{cd},\theta} \quad (4)$$

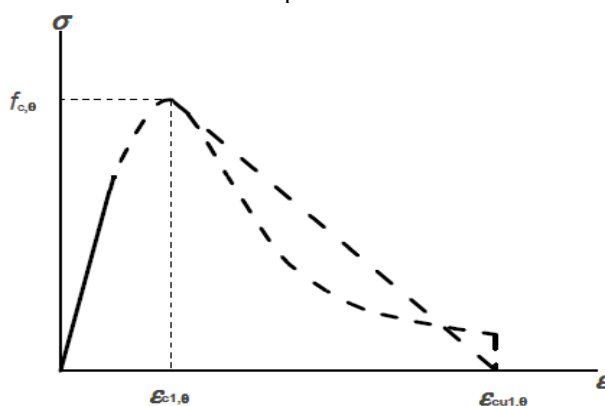
Onde:

$\sigma_{\text{pico},\theta}$ é a tensão de pico em função da temperatura;

$f_{\text{cd},\theta}$ é a resistência de cálculo à compressão do concreto em função da temperatura.

O EC 2 (Part. 1-2):2004 fornece as relações de tensão-deformação em temperaturas elevadas e são definidas por dois parâmetros: a resistência à compressão ($f_{\text{cd},\theta}$) e a extensão ($\varepsilon_{\text{c1},\theta}$) correspondente a $f_{\text{cd},\theta}$. Os valores de $\varepsilon_{\text{c1},\theta}$ definem o limite do ramo descendente da curva e a Figura 5 ilustra o comportamento dessas relações no concreto. A EC 2 (Part. 1-2):2004 ressalta que não deve ser considerado o possível ganho de resistência do concreto na fase de resfriamento.

Figura 5 – Modelo matemático para as relações de tensão-deformação do concreto em compressão a altas temperaturas.



Fonte: EC 2 (Part. 1-2), 2004.

Este diagrama obedece a Equação 5, que é citada tanto na ABNT NBR 15200:2012 como no EC 2 (Part. 1-2):2004.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (5)$$

Onde:

$\sigma_{c,\theta}$ é o valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$\varepsilon_{c,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ (adimensional);

$\varepsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ (adimensional), conforme Tabela B.1 da ABNT NBR 15200:2012.

2.4 Propriedades térmicas e mecânicas do aço

No concreto armado, o aço é utilizado para compensar a baixa resistência à tração do concreto. Nesse sentido, é altamente relevante o conhecimento deste material a respeito de seu comportamento em altas temperaturas. De acordo com Fernandes (2008), os aços utilizados no concreto armado são aços laminados à quente, produzidos em temperaturas acima dos 700°C, podendo ou não ser tratados após a laminação.

Assim, pode-se considerar que as armaduras recuperam a resistência em incêndio, desde que a temperatura seja em cerca de 500°C. Por esse motivo, neste trabalho, serão abordadas algumas propriedades do aço.

2.4.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade de armadura passiva a altas temperaturas

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012, a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, e pode ser obtida através da Equação 6.

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (6)$$

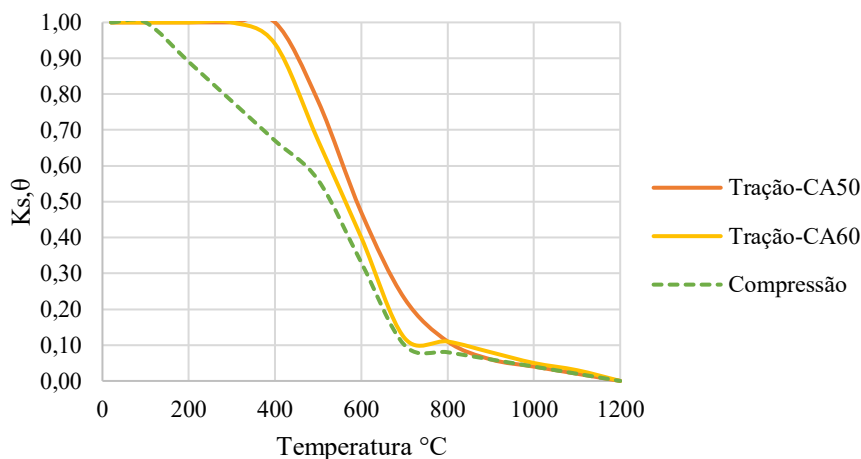
Onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente, 20°C.

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme a Tabela 3.

A Figura 6 ilustra os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.

Figura 6 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200, 2012.

Quanto ao módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, este também decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela Equação 7.

$$E_{s,\theta} = k_{E_s,\theta} E_s \quad (7)$$

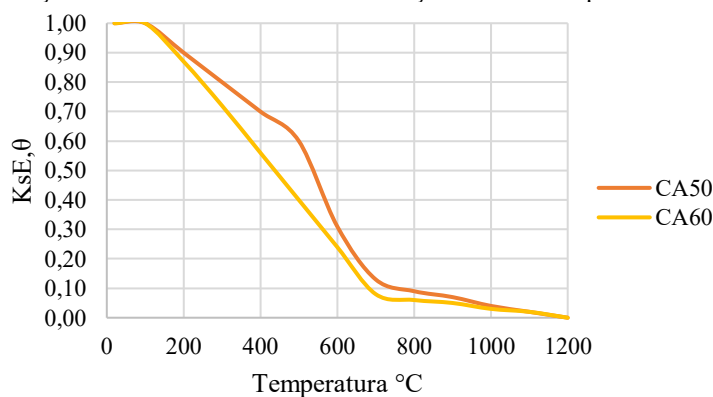
Onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente, 20°C.

$k_{E_s,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço, conforme a Tabela 3.

A Figura 7 mostra os fatores de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.

Figura 7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200, 2012.

A Tabela 3 fornece as relações de resistência do aço e do módulo de elasticidade em situação de incêndio e à temperatura ambiente. Para valores intermediários de temperatura pode-se utilizar interpolação linear.

Tabela 3 – Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do concreto (°C)	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60		
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200:2012.

2.5 Resistência ao fogo

A ABNT NBR 14432:2001 define resistência ao fogo como uma propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por um certo período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento.

2.5.1 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)

O intervalo de tempo em que um elemento está exposto à ação do fogo é chamado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), ou seja, é o tempo mínimo de resistência do elemento, segundo a ABNT NBR 14432:2001. Esta norma especifica as situações em que uma estrutura deve ser verificada quanto ao seu TRRF que, por sua vez, dependem das características da estrutura, como sua arquitetura e finalidade de uso, além disso, determina o TRRF necessário para a edificação. Nesse sentido, as normas ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004 estabelecem formas de verificação desse TRRF para cada tipo de elemento estrutural.

2.5.2 Tempo de resistência ao fogo (TRF)

O tempo máximo que um elemento suporta um incêndio padrão corresponde ao tempo de resistência ao fogo (TRF), ou seja, não ocorre um colapso estrutural sob a ação do fogo (AMARAL, 2018). Nesse sentido, para que a estrutura possa garantir segurança, deve-se atender a seguinte condição: $TRF \geq TRRF$.

2.6 Análise de estruturas em situação de incêndio e após incêndio

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, as estruturas são projetadas à temperatura ambiente, em situações usuais, conforme a ABNT NBR 6118:2014, e devem ser verificadas quanto à situação de incêndio dependendo das suas características e uso. Estas verificações podem ser feitas pelos seguintes métodos: método tabular; método simplificado de cálculo; método avançado de cálculo; e método experimental.

De acordo com Albuquerque (2012), em virtude de o método tabular ser bastante prático e simples, este é o único realmente detalhado, tanto na norma brasileira quanto na europeia. Em contrapartida, os outros métodos apresentam apenas diretrizes para aplicação, demandando a utilização de programas computacionais específicos ou a realização de ensaios em laboratório.

2.6.1 Ações em estruturas sob altas temperaturas

A verificações realizadas em situação de incêndio e após incêndio devem ser feitas no estado-limite último (ELU) de utilização para a combinação excepcional correspondente. Como forma de simplificação, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,\theta}$) podem ser determinadas admitindo-as iguais a 70 % das solicitações de cálculo à temperatura ambiente (S_d) respeitando a condição de segurança (ABNT NBR 15200, 2012), conforme a Equação 8.

$$S_{d,\theta} = 0,70 S_d \leq R_{d,\theta} \quad (8)$$

Onde:

$R_{d,\theta}$ é o valor de cálculo dos esforços resistentes, reduzido em função do aumento da temperatura.

No dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200:2012 recomenda que os valores de cálculo das resistências do concreto e dos aços devem ser

determinados usando-se $\gamma_m = 1,0$, ou seja, as resistências de cálculo devem ser iguais as resistências características.

Contudo, para situações após incêndio, considera-se que os elementos estruturais sejam submetidos aos mesmos carregamentos de uso que à temperatura ambiente para o qual foram dimensionados, além disso, admite-se a degradação do concreto e aço. Logo, na metodologia utilizada, os fatores ponderadores $\alpha_{c\theta}$, $\gamma_{c\theta}$ e $\gamma_{s\theta}$ que são iguais a 1,0 em incêndio, passam a assumir os valores de 0,85, 1,4 e 1,15, após incêndio, prescritos pela ABNT NBR 6118:2014.

2.6.2 Método tabular

O método tabular se baseia nas dimensões mínimas dos elementos estruturais, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012. Estas dimensões, normalmente, são a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e, principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Para valores intermediários de dimensões pode ser feita a interpolação linear.

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, para os elementos estruturais sendo vigas de concreto armado, no Quadro 1 são expostas as dimensões mínimas b_{\min} e $b_{w\min}$ das vigas e o valor de c_1 das armaduras inferiores, em função dos TRRF. Nestas, é considerada a hipótese de vigas com aquecimento em três lados, sob a laje, enquadrando-se no estudo deste trabalho.

Quadro 1 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas ^a.

TRRF mín	Combinações de b_{\min}/c_1				$b_{w\min}$ mm
	mm/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

^a Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15200:2012.

O EC 2 (Part. 1-2):2004 também apresenta o método tabular para verificação do TRRF. O Quadro 2 indica os valores a serem aplicados quando as vigas estiverem expostas ao fogo em três lados, ou seja, o lado superior está isolado por lajes ou outros elementos.

Quadro 2 – Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas simplesmente apoiadas de concreto armado.

Resistência ao fogo padrão	Dimensões mínimas (mm)						
	Combinações possíveis de a e b_{\min} em que a é a distância média ao eixo de b_{\min} é a largura da viga				Espessura da alma b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15 ^{*)}	200 15 ^{*)}	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$							

Fonte: Adaptado da EC 2 (Part. 1-2), 2004.

Dentre o Quadro 1 e Quadro 2, relativos as normas ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004, respectivamente, a diferenças de valores são pequenas. Apenas para alguns TRRF's os valores das dimensões mínimas se divergem. No sentido deste trabalho, procurou-se para efeito de pré-dimensionamento, adotar uma dimensão mínima que atendesse as duas normatizações, para um TRRF de 120 min.

2.6.3 Método simplificado de cálculo para vigas em situação de incêndio

Diferentemente do método tabular, que consiste em uma verificação, o método simplificado de cálculo determina a capacidade resistente última de uma seção exposta ao aquecimento do fogo. O EC 2 (Part. 1-2):2004 apresenta dois métodos alternativos para utilização, que são o “Método da isotérmica de 500°C” e o “Método das zonas”, porém, neste trabalho será utilizado o primeiro, que pode ser empregado tanto para exposição à fogo padrão como para fogo paramétrico.

Para determinar a capacidade resistente das peças é necessário conhecer a distribuição de temperatura ao longo da seção e, para isso, os perfis de temperaturas são determinados conforme o Anexo A da norma internacional EC 2 (Part. 1-2):2004.

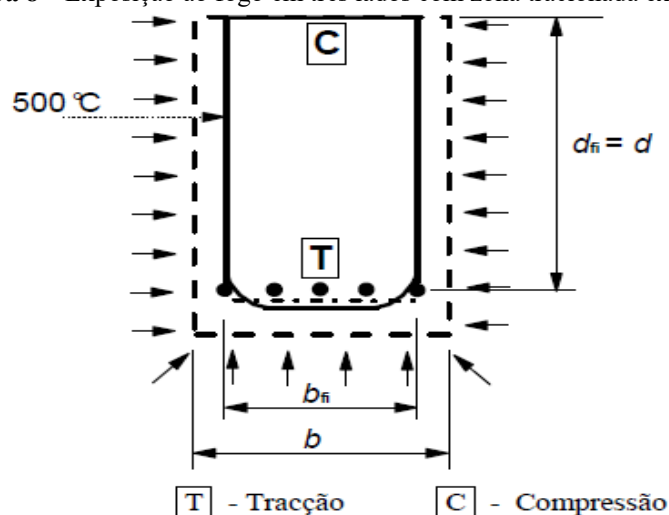
Nesse contexto, a ABNT NBR 15200:2012 determina que a distribuição de temperatura na seção está condicionada ao uso de *softwares* que permitam esta análise, sendo utilizado,

neste trabalho, o *software* ABAQUS. O EC 2 (Part. 1-2):2004 detalha como devem ser realizadas estas análises para cada tipo de elemento estrutural.

Se tratando do método da isotérmica de 500°C, de acordo com o EC 2 (Part. 1-2):2004, este método inclui uma redução geral das dimensões da seção transversal, considerando uma zona danificada nas superfícies do concreto. Considera-se que a parte danificada da seção, quando a temperatura ultrapassa 500°C, não contribui para a capacidade resistente do elemento, enquanto que a região residual do concreto permanece com seus valores iniciais de resistência e módulo de elasticidade.

Para vigas retangulares expostas ao fogo em três lados, a seção transversal reduzida em situação de incêndio será conforme a Figura 8, considerando esta caracterização em todas as análises deste trabalho.

Figura 8 – Exposição ao fogo em três lados com zona tracionada exposta.



Fonte: EC 2 (Part. 1-2), 2004.

De acordo com a Figura 8, é determinada uma nova seção para a viga, excluindo o concreto após a isotérmica de 500°C. O EC 2 (Part. 1-2):2004, como forma de simplificação, permite considerar os cantos arredondados das isotérmicas se assemelhando a um retângulo ou quadrado.

A partir das temperaturas encontradas nas armaduras do detalhamento da seção transversal, dimensionadas à temperatura ambiente pela ABNT NBR 6118:2014, determina-se os coeficientes de redução da resistência do aço para o TRRF especificado. Nesse sentido, os cálculos consideram a redução do concreto e implementam os fatores de redução para o aço.

O método da isotérmica de 500°C é válido para as larguras mínimas de seção transversal indicadas no Quadro 3, onde, para exposição ao fogo padrão depende da resistência ao fogo e, para exposição ao fogo paramétrico, depende da densidade de carga de incêndio.

Quadro 3 – Largura mínima da seção transversal em função da resistência ao fogo (para a exposição ao fogo padrão) e da densidade de carga de incêndio (para exposição ao fogo paramétrico).

Resistência ao fogo	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Largura mínima da seção transversal (mm)	90	120	160	200	280
-					
Densidade de carga de incêndio (MJ/m ²)	200	300	400	600	800
Largura mínima da seção transversal (mm)	100	140	160	200	240

Fonte: Adaptado da EC 2 (Part. 1-2):2004.

O EC 2 (Part. 1-2):2004 determina que para avaliar a resistência ao esforço cortante em uma seção de concreto armado, também é adotada a redução da seção transversal e resistência reduzida do aço.

Nesse sentido, a norma especifica o ponto, citando o EC 2 (Part. 1-1):2004, em que deve ser determinada a altura da região através da Equação 9. Neste ponto são medidas as temperaturas das barras de aço transversais.

$$h_{c,ef} = \min \left[2,5 \cdot (h-d) , \frac{(h-x)}{3} , \frac{h}{2} \right] \quad (9)$$

Onde:

$h_{c,ef}$ é a altura do ponto P para determinação da temperatura nos estribos;

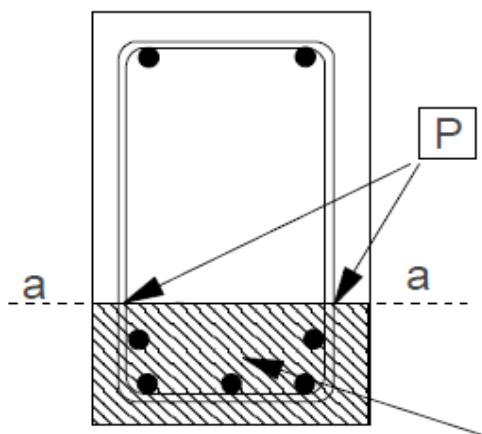
h é a altura da seção transversal;

d é a altura até o centroide das armaduras tracionadas;

x é a posição da linha neutra na seção.

A Figura 9 ilustra a localização deste ponto nos estribos, sendo onde as primeiras fissuras de cisalhamento tendem a surgir.

Figura 9 – Ponto P de referência para cálculo da resistência ao esforço cortante para uma seção retangular.



Fonte: EC 2 (Part. 1-2), 2004.

Nesse contexto, o método da isotérmica de 500°C permite determinar as capacidades resistentes dos elementos estruturais para esforço cortante e fletor em situação de incêndio.

2.6.4 Procedimento para verificação de vigas após incêndio

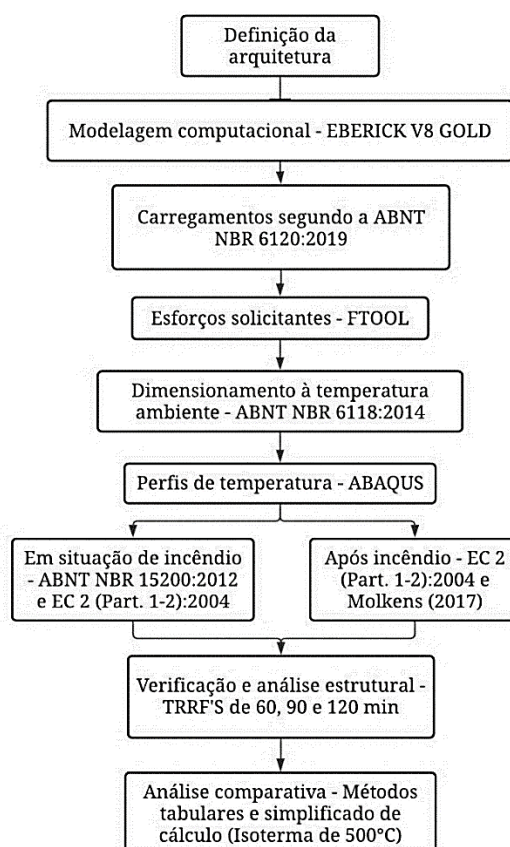
Embora não haja especificações normativas a respeito da situação após incêndio, existem algumas propostas na literatura. O procedimento proposto neste trabalho apresenta a possibilidade de utilizar o método simplificado de cálculo, mais precisamente, o método da isotérmica de 500°C conforme o EC 2 (Part. 1-2):2004, em conjunto com os fatores de redução da resistência residual do aço estabelecidos por Molken *et al* (2017).

Nesse caso, a diferença em relação a situação de incêndio se aplica nos fatores de redução do aço e nos fatores ponderadores de dimensionamento, em que, estes últimos, são considerados os mesmos que em temperatura ambiente.

3. METODOLOGIA

As análises estruturais propostas neste trabalho foram realizadas para três situações, à temperatura ambiente, em situação de incêndio e após incêndio. O estudo em questão foi dividido nas etapas descritas pela Figura 10.

Figura 10 – Fluxograma da metodologia realizada.



Fonte: Autoria própria, 2020.

3.1 Definição da arquitetura

O estudo foi realizado considerando a situação hipotética de um edifício residencial com 16 pavimentos, constituído por um sistema estrutural em laje maciça, com área aproximada de 3459,48 m². A escolha do sistema se deu baseada na simplicidade de análise e na consistência dos resultados obtidos, comparada com outros sistemas estruturais.

A modelagem da estrutura foi realizada por meio do Sistema Eberick V8 Gold, um *software* especializado no cálculo e análise estrutural de concreto armado. A escolha do programa computacional facilitou o lançamento dos elementos estruturais para melhor visualização.

Neste *software*, há a possibilidade de realizar o dimensionamento e detalhamento da estrutura, porém, optou-se por utilizá-lo apenas para modelagem, determinando os carregamentos das vigas em análise de forma manual. Os esforços solicitantes de flexão e cisalhamento, foram determinados a partir do lançamento das vigas no programa FTOOL, considerando-as vigas biapoiadas. Esta consideração foi adotada com o intuito de simplificar das análises, utilizando os parâmetros das normatizações para este tipo de apoio nas vigas.

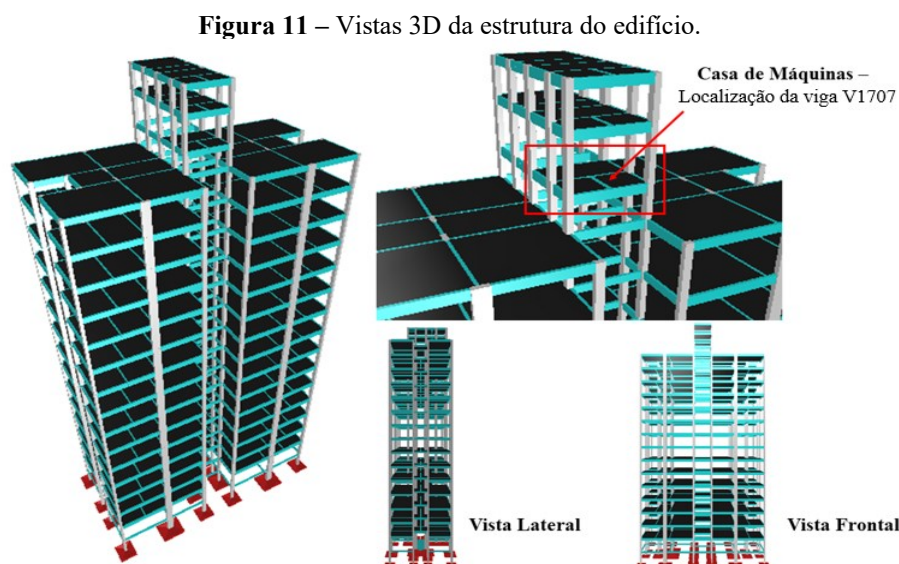
Os dimensionamentos à temperatura ambiente e em situação de incêndio foram feitos seguindo rigorosamente as referências normativas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004, respectivamente, através de rotinas de cálculo elaboradas no programa computacional Mathcad 15.

As vigas foram escolhidas para análise com base nas que apresentaram maiores solicitações e vãos distintos, a fim de encontrar resultados possíveis de comparação. Estas foram avaliadas em situação de incêndio e após incêndio, de forma que os TRRF's considerados foram de 60, 90 e 120 min, conforme as normatizações ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004, além da utilização da curva de incêndio padrão ISO 834-1:1999. Vale salientar que, de acordo com a Tabela A.1 da ABNT NBR 14432:2001, o edifício classifica-se na Classe P.1 com TRRF de 120 min, por possuir altura maior que 30 m.

A edificação possui as seguintes características arquitetônicas:

- a) Altura: $h = 48,75$ m;
- b) Pé direito: $H = 2,75$ m.

A Figura 11 exibe as vistas 3D da estrutura do edifício modelado no *software* Eberick V8 Gold.



Fonte: Autoria própria, 2020.

3.2 Carregamentos aplicados à estrutura

As cargas da estrutura foram definidas conforme a ABNT NBR 6120:2019, com base na finalidade de utilização do edifício. Nesse sentido, foram definidas cargas comuns em ambientes residenciais, por se tratar de um edifício residencial.

As cargas permanentes de uma estrutura são provenientes de seu peso próprio e componentes construtivos, como o contrapiso, piso, revestimento, forro e entre outros, a depender das características da edificação.

Neste sentido, foi aplicada a carga dos componentes construtivos de $1,31 \text{ kN/m}^2$, somando ao peso próprio dos elementos estruturais em função de suas dimensões, considerando o peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 .

Para as vigas, elementos de estudo deste trabalho, foram adicionadas as cargas de parede de acordo com suas alturas, onde a parcela de carregamento das lajes foi determinada pelo método das charneiras plásticas, conforme o item 14.7.6.1 da ABNT NBR 6118:2014.

As cargas acidentais, de acordo com a ABNT NBR 6120:2019, são ações que apresentam variações significativas ao longo da vida útil da edificação, ou seja, dependem do seu uso e ocupação.

Dessa forma, para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro, foi utilizada uma carga de $1,5 \text{ kN/m}^2$ e para despensa, área de serviço e lavanderia, considerou-se uma carga de 2 kN/m^2 .

No caso das lajes com dois tipos de ambiente, considerou-se a maior carga. Além disso, para áreas comuns adotou-se uma carga de 3 kN/m^2 . Todas as outras áreas do edifício foram aplicadas suas respectivas cargas conforme a ABNT NBR 6120:2019.

Nesse contexto, foram selecionadas as vigas V307a, V308a e V309 localizadas no pavimento tipo por se tratarem de vigas internas e com vãos distintos. Além destas, foi incluída na análise a viga V1707 do poço de elevador, em virtude de sua carga elevada e pequeno vão. A numeração das vigas corresponde ao pavimento que se encontram e os valores dos carregamentos permanentes e variáveis para estas vigas são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Identificação e carregamentos.

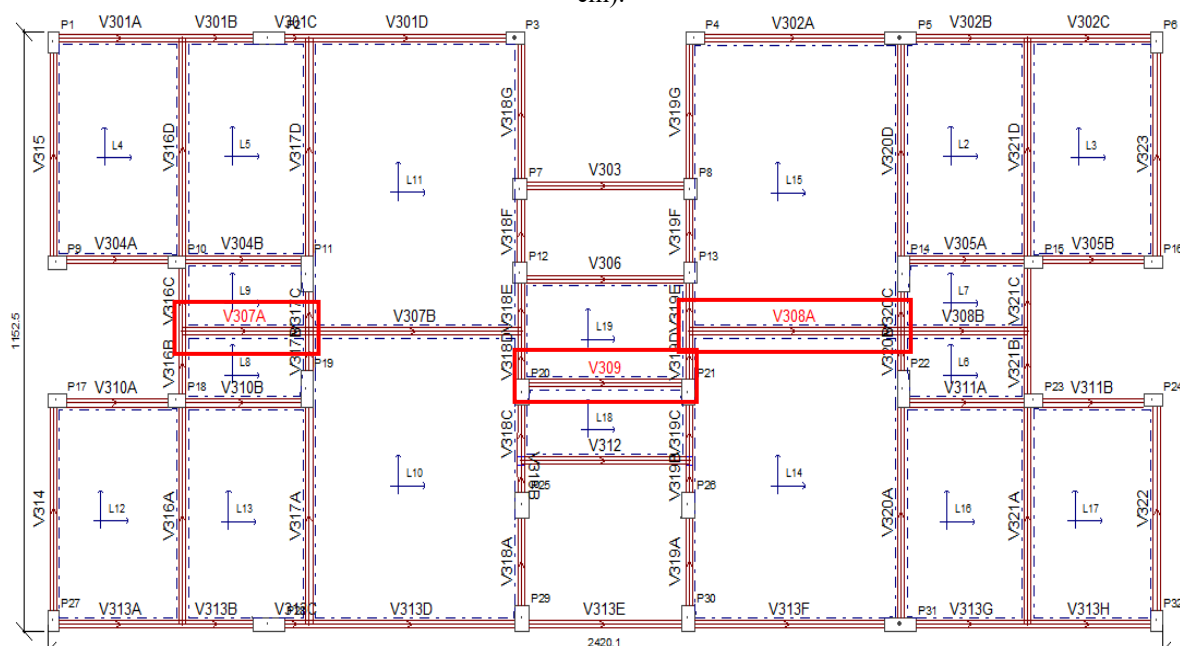
ID. (seção-cobrimento)	Carga Permanente (kN/m)	Carga Acidental (kN/m)	Pk (kN/m)
V307a (20x45-3,0)	12,37	1,44	13,81
V307a (20x45-4,5)	12,37	1,44	13,81
V307a (20x45-6,0)	12,37	1,44	13,81
V307a (20x27,5-4,5)	11,49	1,44	12,93
V308a (20x45-3,0)	16,59	2,69	19,28
V308a (20x45-4,5)	16,59	2,69	19,28
V308a (20x45-6,0)	16,59	2,69	19,28
V308a (20x46-4,5)	16,64	2,69	19,33
V309 (20x45-3,0)	11,77	2,53	14,30
V309 (20x45-4,5)	11,77	2,53	14,30
V309 (20x45-6,0)	11,77	2,53	14,30
V309 (20x33-4,5)	11,17	2,53	13,70
V1707 (20x30-3,0)	55,25	1,00	56,25
V1707 (20x30-4,5)	55,25	1,00	56,25
V1707 (20x30-6,0)	55,25	1,00	56,25
V1707 (16x30-3,0)	55,25	1,00	56,25
V1707 (16x30-4,5)	55,25	1,00	56,25

Pk: carga total característica.

Fonte: Autoria própria, 2020.

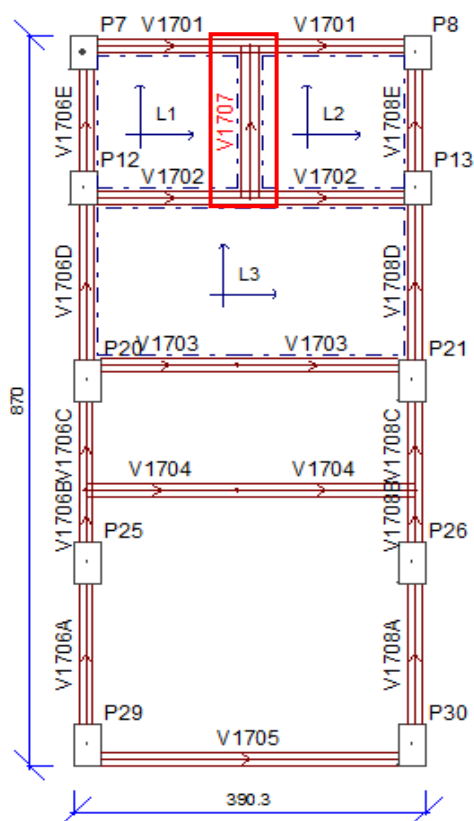
A Figura 12 e Figura 13 apresentam as plantas de forma do pavimento tipo e casa de máquinas, de onde foram selecionadas as vigas.

Figura 12 – Planta de forma do pavimento tipo com localização das vigas V307a, V308a e V309 (medidas em cm).



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 13 – Planta de forma da casa de máquinas com localização da viga V1707 (medidas em cm).



Fonte: Autoria própria, 2020.

3.3 Esforços solicitantes

Em posse dos carregamentos, cada viga foi inserida no software FTOOL a fim de obter os esforços solicitantes de momento fletor e esforço cortante à temperatura ambiente, expostos na Tabela 5. Para todas as vigas foram admitidas bases iguais a 20 cm respeitando a dimensão mínima especificada nos Quadros 1, 2 e 3 para analisar até o TRRF de 120 min, exceto as vigas V1707 (16-30-3,0) e V1707 (16x30-4,5) que foram reduzidas suas bases para 16 cm.

Além disso, realizou-se variações em suas seções transversais, com o intuito de atingir resultados para comparação, onde as vigas V307a (20x27,5-4,5), V308a (20x46-4,5) e V309 (20x33-4,5) foram alteradas suas alturas em função da relação vão/10.

Por se tratar de uma edificação residencial com classe de agressividade ambiental II, segundo a ABNT NBR 6118:2014, o cobrimento foi igual a 30 mm, com f_{ck} de 25 MPa e aço CA-50. No entanto, para efeito de análise comparativa, foram adotados cobrimentos de 30, 45 e 60 mm, como mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 – Identificação, seções transversais, vãos, cobrimentos e esforços solicitantes.

ID. (seção-cobrimento)	Base (cm)	Altura (cm)	Vão (cm)	Cobrimento (cm)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kN.cm)
V307a (20x45-3,0)	20	45	275	3,0	22,68	1834
V307a (20x45-4,5)	20	45	275	4,5	22,68	1834
V307a (20x45-6,0)	20	45	275	6,0	22,68	1834
V307a (20x27,5-4,5)	20	27,5	275	4,5	22,82	1708
V308a (20x45-3,0)	20	45	460	3,0	56,56	7140
V308a (20x45-4,5)	20	45	460	4,5	56,56	7140
V308a (20x45-6,0)	20	45	460	6,0	56,56	7140
V308a (20x46-4,5)	20	46	460	4,5	56,84	7154
V309 (20x45-3,0)	20	45	330	3,0	29,12	2716
V309 (20x45-4,5)	20	45	330	4,5	29,12	2716
V309 (20x45-6,0)	20	45	330	6,0	29,12	2716
V309 (20x33-4,5)	20	33	330	4,5	28,84	2604
V1707 (20x30-3,0)	20	30	200	3,0	68,63	3921
V1707 (20x30-4,5)	20	30	200	4,5	68,63	3921
V1707 (20x30-6,0)	20	30	200	6,0	68,63	3921
V1707 (16x30-3,0)	16	30	200	3,0	68,63	3921
V1707 (16x30-4,5)	16	30	200	4,5	68,63	3921

V_{sd} : esforço cortante solicitante de cálculo; M_{sd} : momento fletor solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria, 2020.

3.4 Dimensionamento à temperatura ambiente

Após o detalhamento dos elementos conforme a ABNT NBR 6118:2014, foram obtidas as áreas de aço e taxas de armadura longitudinal e transversal, expostos na Tabela 6.

Tabela 6 – Identificação, esforços, áreas de aço e taxas de armadura.

ID. (seção-cobrimento)	Áreas de aço				Taxas de aço	
	A_{st1} (cm ²)	A_{st2} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	$A_{sw,ef}$ (cm ² /m)	ρ_l (%)	$\rho_{t,ef}$ (%)
V307a (20x45-3,0)	1,318	0,000	0,392	2,052	0,15	0,23
V307a (20x45-4,5)	1,318	0,000	0,392	2,052	0,15	0,23
V307a (20x45-6,0)	1,318	0,000	0,392	2,052	0,15	0,23
V307a (20x27,5-4,5)	2,073	0,000	0,392	2,970	0,38	0,33
V308a (20x45-3,0)	4,908	0,000	0,392	2,052	0,55	0,23
V308a (20x45-4,5)	3,681	1,006	0,392	2,052	0,52	0,23
V308a (20x45-6,0)	2,454	3,238	0,392	2,052	0,63	0,23
V308a (20x46-4,5)	3,681	1,006	0,392	2,052	0,51	0,23
V309 (20x45-3,0)	1,570	0,000	0,392	2,052	0,17	0,23
V309 (20x45-4,5)	1,790	0,000	0,392	2,052	0,20	0,23
V309 (20x45-6,0)	1,006	1,006	0,392	2,052	0,22	0,23
V309 (20x33-4,5)	2,355	0,000	0,392	2,376	0,36	0,26
V1707 (20x30-3,0)	4,022	0,000	0,392	2,886	0,67	0,32
V1707 (20x30-4,5)	4,334	0,000	0,392	3,309	0,72	0,37
V1707 (20x30-6,0)	4,002	1,006	0,392	3,897	0,84	0,43
V1707 (16x30-3,0)	4,002	0,000	0,392	3,490	0,67	0,39
V1707 (16x30-4,5)	4,002	0,503	0,392	3,959	0,75	0,44

A_{st1} : área de aço tracionada na 1ª camada; A_{st2} : área de aço tracionada na 2ª camada; A_{sc} : área de aço armadura construtiva; $A_{sw,ef}$: área de aço dos estribos efetiva; ρ_l : taxa de armadura longitudinal; $\rho_{t,ef}$: taxa de armadura transversal efetiva.

Fonte: Autoria própria, 2020.

Os espaçamentos máximo e mínimo das barras de aço para a armadura longitudinal seguiram o especificado pela ABNT NBR 6118:2014, assim como todo o detalhamento.

Na determinação das bitolas da armadura longitudinal, foram adotadas as que gerassem maior economia e, obviamente, atendessem ao esforço solicitante em cada viga, visto que, na prática, a economia é um requisito importante a ser considerado.

A armadura transversal também seguiu os requisitos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, respeitando o espaçamento mínimo suficiente para permitir a passagem do vibrador, a fim de garantir um bom adensamento da massa. A Tabela 7 expõe a quantidade barras de aço e seus diâmetros para as vigas analisadas neste estudo.

Tabela 7 – Resumo de barras de aço e seus diâmetros nas seções transversais das vigas.

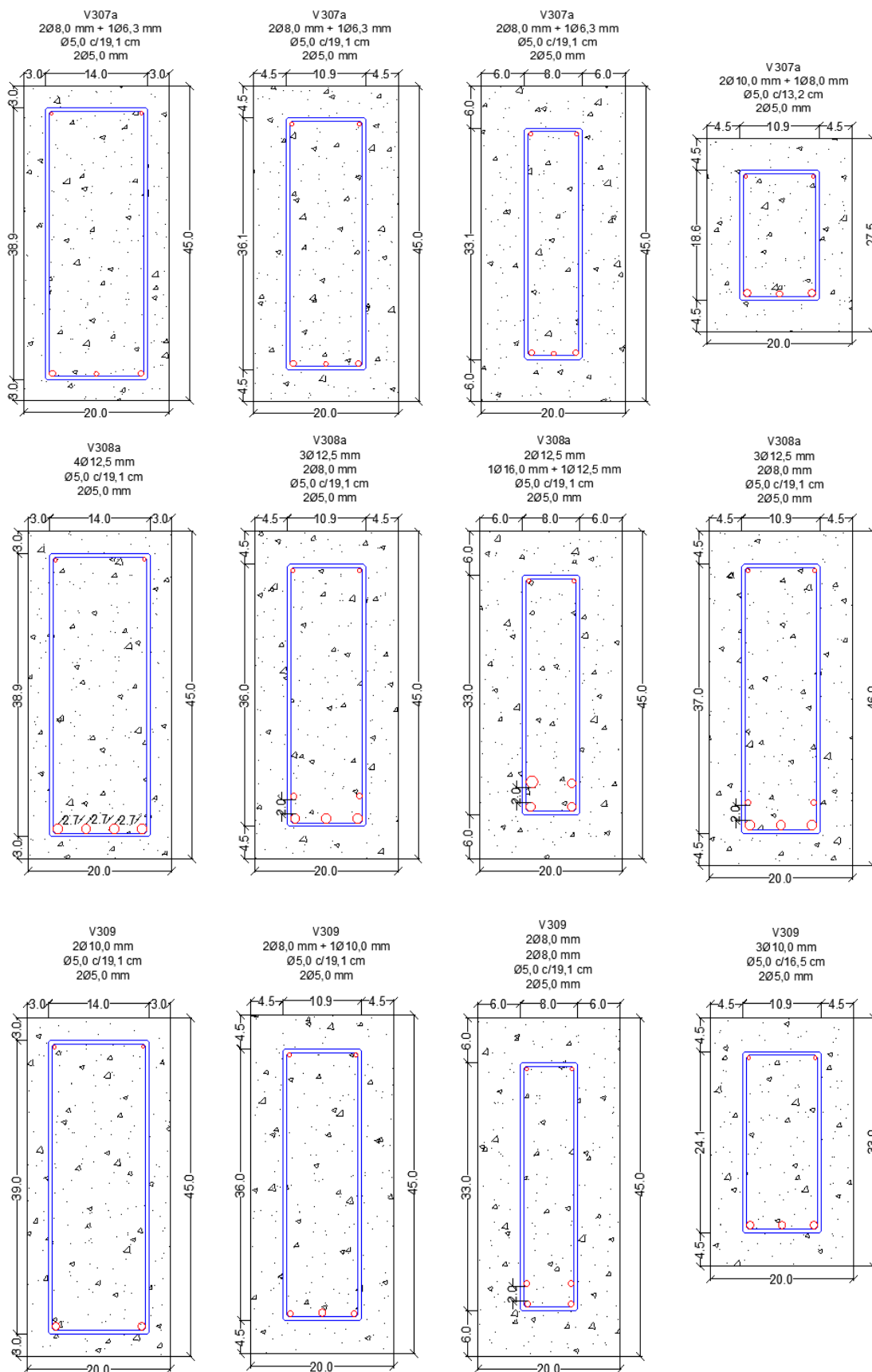
ID. (seção-cobrimento)	N_{t1} (mm)	N_{t2} (mm)	N_c (mm)	N_w (mm)	$N_{w,ef}$ (mm)
V307a (20x45-3,0)	2 ϕ 8,0 + 1 ϕ 6,3	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V307a (20x45-4,5)	2 ϕ 8,0 + 1 ϕ 6,3	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V307a (20x45-6,0)	2 ϕ 8,0 + 1 ϕ 6,3	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V307a (20x27,5-4,5)	2 ϕ 10,0 + 1 ϕ 8,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/13,2cm
V308a (20x45-3,0)	4 ϕ 12,5	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V308a (20x45-4,5)	3 ϕ 12,5	2 ϕ 8,0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V308a (20x45-6,0)	2 ϕ 12,5	1 ϕ 16,0 + 1 ϕ 12,5	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V308a (20x46-4,5)	3 ϕ 12,5	2 ϕ 8,0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V309 (20x45-3,0)	2 ϕ 10,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V309 (20x45-4,5)	2 ϕ 8,0 + 1 ϕ 10,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V309 (20x45-6,0)	2 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/19,1cm
V309 (20x33-4,5)	3 ϕ 10,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/19,1cm	ϕ 5 c/16,5cm
V1707 (20x30-3,0)	2 ϕ 16,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/13,58cm	ϕ 5 c/13,58cm
V1707 (20x30-4,5)	2 ϕ 16,0 + 1 ϕ 6,3	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/11,84cm	ϕ 5 c/11,84cm
V1707 (20x30-6,0)	2 ϕ 16,0	2 ϕ 8,0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/10,06cm	ϕ 5 c/10,06cm
V1707 (16x30-3,0)	2 ϕ 16,0	0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/11,23cm	ϕ 5 c/11,23cm
V1707 (16x30-4,5)	2 ϕ 16,0	1 ϕ 8,0	2 ϕ 5,0	ϕ 5 c/9,9cm	ϕ 5 c/9,9cm

N_{t1} : número de barras de aço tracionadas na primeira camada; N_{t2} : número de barras de aço tracionadas na segunda camada; N_c : número de barras de aço da armadura construtiva; N_w : número de barras de aço dos estribos calculadas; $N_{w,ef}$: número de barras de aço dos estribos efetivas.

Fonte: Autoria própria, 2020.

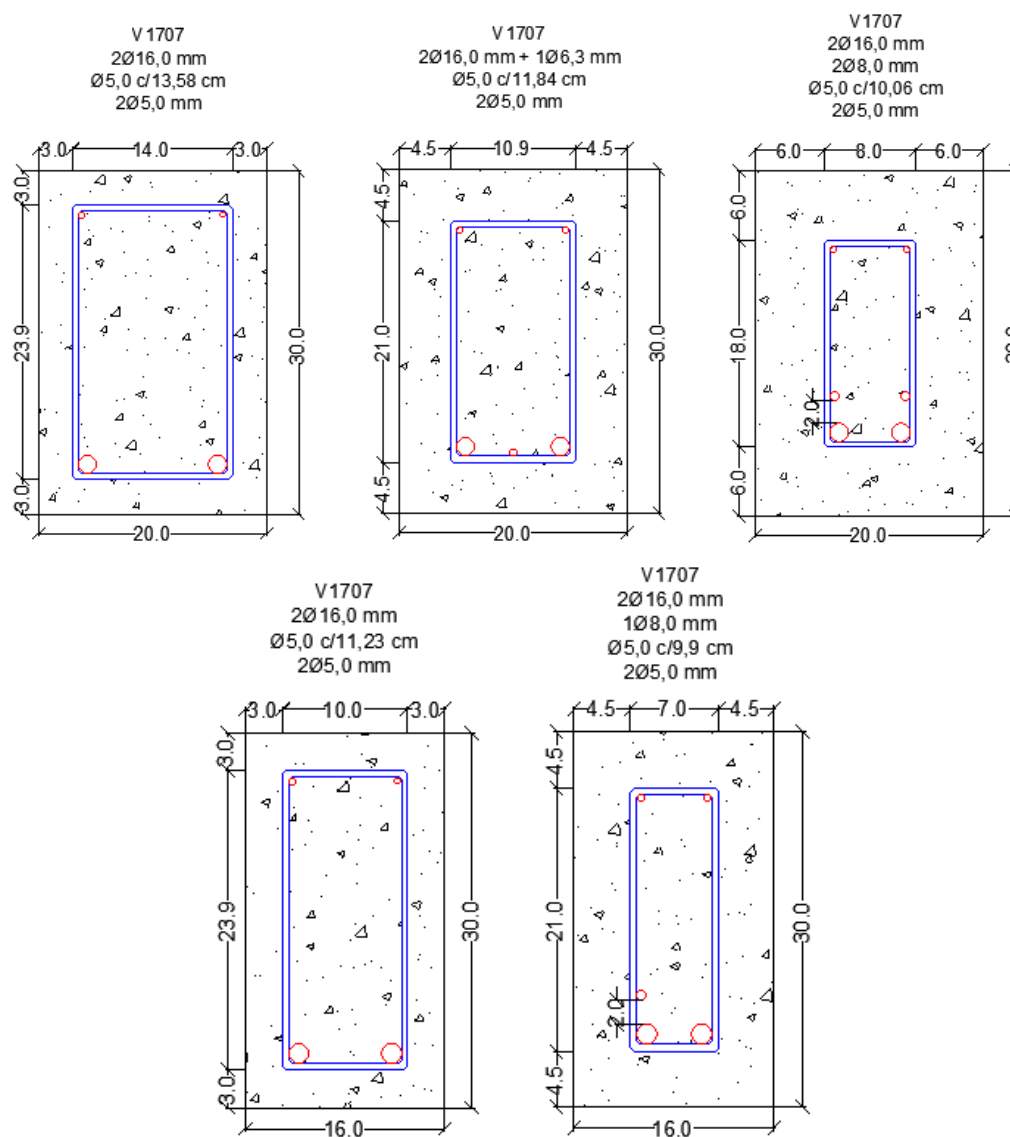
A Figura 14 e a Figura 15 ilustram o detalhamento das seções transversais de cada viga.

Figura 14 – Detalhamento das seções transversais das vigas V307a, V308a e V309 (medidas em cm).



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 15 – Detalhamento das seções transversais da viga V1707 (medidas em cm).



Fonte: Autoria própria, 2020.

Além disso, as análises e verificações foram realizadas conforme as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, de modo a atender o estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU). A Tabela 8 apresenta as verificações ao ELS em todas as vigas selecionadas.

Tabela 8 – Verificações para o estado limite de serviço.

ID. (seção-cobrimento)	ELS- DEF	ELS-F	ELS-W	w	w_{lim}	w_k	$w_{k,lim}$
				(cm)	(cm)	(mm)	(mm)
V307a (20x45-3,0)	OK	Sem fissuras	OK	0,007	1,1	0,069	0,3
V307a (20x45-4,5)	OK	Sem fissuras	OK	0,007	1,1	0,075	0,3
V307a (20x45-6,0)	OK	Sem fissuras	OK	0,007	1,1	0,081	0,3
V307a (20x27,5-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	0,344	1,1	0,149	0,3
V308a (20x45-3,0)	OK	Verificar abertura	OK	1,46	1,84	0,165	0,3
V308a (20x45-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	1,563	1,84	0,195	0,3
V308a (20x45-6,0)	OK	Verificar abertura	OK	1,504	1,84	0,147	0,3
V308a (20x46-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	1,416	1,84	0,186	0,3
V309 (20x45-3,0)	OK	Sem fissuras	OK	0,037	1,32	0,163	0,3
V309 (20x45-4,5)	OK	Sem fissuras	OK	0,038	1,32	0,108	0,3
V309 (20x45-6,0)	OK	Sem fissuras	OK	0,038	1,32	0,094	0,3
V309 (20x33-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	0,413	1,32	0,155	0,3
V1707 (20x30-3,0)	OK	Verificar abertura	OK	0,674	0,80	0,293	0,3
V1707 (20x30-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	0,714	0,80	0,265	0,3
V1707 (20x30-6,0)	OK	Verificar abertura	OK	0,735	0,80	0,251	0,3
V1707 (16x30-3,0)	OK	Verificar abertura	OK	0,773	0,80	0,254	0,3
V1707 (16x30-4,5)	OK	Verificar abertura	OK	0,800	0,80	0,262	0,3

w : deslocamento calculado; w_{lim} : deslocamento limite; w_k : abertura de fissuras calculada; $w_{k,lim}$: abertura de fissuras limite.

Fonte: Autoria própria, 2020.

Após o detalhamento, obteve-se os esforços resistentes de cálculo, necessários para a análise comparativa que será realizada neste estudo, conforme exposto na Tabela 9. A verificação quanto ao ELU foi realizada comparando os esforços solicitantes aos resistentes de cálculo, onde de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as solicitações necessitam ser menores ou iguais as resistências para garantir a estabilidade da estrutura.

Tabela 9 – Esforços resistentes de cálculo para o momento fletor e esforço cortante.

ID. (seção-cobrimento)	Vc0 (kN)	Vsw (kN)	Vsw, ef (kN)	VRd (kN)	VRd, ef (kN)	MRd (kN.cm)
V307a (20x45-3,0)	63,10	36,58	36,58	99,68	99,68	2301,12
V307a (20x45-4,5)	60,79	35,24	35,24	96,03	96,03	2215,17
V307a (20x45-6,0)	58,48	33,90	33,90	92,38	92,38	2129,21
V307a (20x27,5-4,5)	33,86	19,63	28,41	53,49	62,26	1849,07
V308a (20x45-3,0)	63,10	36,58	36,58	99,68	99,68	7972,37
V308a (20x45-4,5)	60,79	35,24	35,24	96,03	96,03	7207,65
V308a (20x45-6,0)	58,48	33,90	33,90	92,38	92,38	7906,95
V308a (20x46-4,5)	63,33	36,13	36,13	99,46	99,46	7411,43
V309 (20x45-3,0)	63,10	36,58	36,58	99,68	99,68	2721,95
V309 (20x45-4,5)	60,79	35,24	35,24	96,03	96,03	2983,76
V309 (20x45-6,0)	58,48	33,90	33,90	92,38	92,38	3084,41
V309 (20x33-4,5)	42,32	24,53	28,41	66,86	70,73	2643,08
V1707 (20x30-3,0)	39,55	32,25	32,25	71,80	71,80	3990,00
V1707 (20x30-4,5)	37,24	34,81	34,81	72,05	72,05	3975,00
V1707 (20x30-6,0)	34,93	37,37	37,37	72,30	72,30	4035,00
V1707 (16x30-3,0)	31,6	39,0	39,0	70,6	70,6	3865,00
V1707 (16x30-4,5)	29,8	41,0	41,0	70,8	70,8	3894,00

Vc0: parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça; Vsw: parcela resistida pela armadura transversal; Vsw,ef: parcela resistida pela armadura transversal efetiva; VRd: força cortante resistente de cálculo; VRd, ef: força cortante resistente de cálculo efetiva; MRd: momento fletor resistente de cálculo.

Fonte: Autoria própria, 2020.

3.5 Dimensionamento em situação de incêndio e após incêndio

Após o dimensionamento à temperatura ambiente, realizou-se a obtenção dos perfis de temperatura das seções transversais através do *software* ABAQUS. No modelo foi considerada a perda da massa do concreto, a variação da condutividade e do calor específico do concreto (umidade de 1,5%) com o aumento da temperatura, de acordo com o EC 2 (Part. 1-2):2004, assim como, a emissividade da superfície de 0,7 e o coeficiente de transferência de calor devido à convecção de 25W/m²°C.

As barras de aço longitudinais tiveram suas temperaturas medidas em seu eixo, aplicando seu respectivo fator redutor. Quanto as barras de aço transversais (estribos), tiveram o fator de redução em função da temperatura no ponto recomendado pelo EC 2 (Part. 1-2):2004, como descrito anteriormente no tópico 2.6.3 e exposto na Figura 9, de modo a encontrar a altura $h_{c,ef}$ sendo o menor valor obtido na Equação 9, já descrita.

Na utilização de métodos simplificados de cálculo para determinação do momento fletor em situação de incêndio, Costa e Silva (2005) e Amaral (2018) ressaltam que se pode assumir a viga de concreto armado solicitada no domínio 3 de deformação para considerar a posição da linha neutra. Além disso, considera-se que o diagrama tensão-deformação do concreto é retangular. Esta consideração também foi realizada para análise do momento fletor resistente residual dos elementos.

Quanto ao esforço cortante resistente de cálculo em situação de incêndio e após incêndio, estes foram determinados conforme o Modelo I de cálculo preconizado na ABNT NBR 6118:2014 à temperatura ambiente, baseado na treliça clássica de Morsch e Ritter com estribos a 90° e bielas comprimidas a 45°. Entretanto, foram consideradas as seções de concreto reduzidas e os fatores de redução da resistência do aço, conforme descrito em cada situação.

3.6 Verificação e análise estrutural em situação de incêndio e após incêndio

O estudo foi conduzido para avaliações das vigas sob os TRRF's de 60, 90 e 120 min e a utilização da curva padrão ISO 834-1:1999 em situação de incêndio e após incêndio. Inicialmente, verificou-se os valores de TRRF das vigas em situação de incêndio a partir do método tabular, conforme a ABNT NBR 15200:2012 e o EC 2 (Part. 1-2):2004, em função de suas dimensões mínimas, a fim de realizar uma análise comparativa com o método simplificado de cálculo.

Posteriormente, fez-se a utilização do método simplificado de cálculo pelo método da isotérmica de 500°C, conforme o EC 2 (Part. 1-2):2004, com o intuito de determinar as resistências de cálculo dos elementos em situação de incêndio, admitindo, para isto, 70% das solicitações à temperatura ambiente. Nesse contexto, todas as análises são realizadas considerando a seção transversal reduzida, ou seja, admite-se que as bordas da seção a partir da isoterma de 500°C não possui mais capacidade resistente.

Quanto a situação após incêndio, realizou-se o procedimento de cálculo para determinação das resistências residuais baseado no método da isotérmica de 500°C, exposto pelo EC 2 (Part.1-2):2004 junto aos fatores de redução da resistência do aço conforme Molken et al (2017), expostos na Tabela 10.

Tabela 10 – Fator de redução da resistência residual do aço.

T (°C)	20	50	100	200	400	550	600	700	850
k_{sr}	1	1	1	1	1	1	1	0,7	0,6

Fonte: Adaptado de Molken et al, 2017.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados serão apresentados em subtópicos para melhor compreensão e discussão sobre o comportamento dos elementos estudados, a saber: (4.1) validação; (4.2) método tabular; (4.3) método simplificado para vigas em situação de incêndio; e (4.4) vigas após incêndio a partir do procedimento proposto.

4.1 Validação

A validação das expressões resultantes utilizadas para determinação das resistências ao cisalhamento e ao momento fletor após incêndio foi realizada através de comparação com resultados experimentais disponíveis na literatura.

4.1.1 Validação do momento fletor residual (após incêndio)

O procedimento proposto foi realizado para as mesmas vigas analisadas nos experimentos de Xu *et al.* (2012) e Xu *et al.* (2013), onde a validação se deu na comparação dos resultados obtidos pelo procedimento com os valores da literatura citada.

As vigas estudadas nos trabalhos experimentais tinham seção transversal 25x40cm, f_{ck} de 41,2 MPa, armadura tracionada de 3 ϕ 25mm e armadura comprimida de 2 ϕ 14mm, variando apenas os pontos de aplicação de carga na flexão pura. Logo, os momentos de ruptura nos experimentos foram próximos e não teve alteração no cálculo para o momento resistente à temperatura ambiente como é possível ver na Tabela 11.

Tabela 11 – Validação dos momentos fletores residuais.

Referência	Tempo de incêndio	M_r Experimental (kN.m)	M_r Analítico (kN.m)	Erro
Xu <i>et al.</i> (2013)	60	196	211,4	7,86%
Xu <i>et al.</i> (2012)	120	167,1	170	1,74%

M_r : Momento fletor resistente residual após incêndio.

Fonte: Aatoria própria, 2020.

A diferença encontrada entre os resultados deste trabalho e os experimentos foram de 7,86% e 1,74% para 60 e 120min, respectivamente. Portanto, os valores encontrados mostraram boa aproximação para um método simplificado.

4.2.2 Validação do esforço cortante residual (após incêndio)

A validação do esforço cortante residual, em uma série comparativa, foi realizada com os resultados experimentais de Kumar e Kumar (2003), conforme a Tabela 12.

Tabela 12 – Validação do esforço cortante residual.

Referência	Tempo de incêndio	V _r Experimental (kN)	V _r Analítico (kN)	Erro
Kumar (2003)	60	71,9	71,7	-0,3%
	90	61,9	61,0	-1,4%
	120	47,4	46,0	-3,1%

V_r: Cortante resistente residual após incêndio.

Fonte: Autoria própria, 2020.

As diferenças encontradas entre o valor experimental e o procedimento proposto usado foram de 0,3%, 1,4% e 3,1% para 60min, 90min e 120min, respectivamente. A análise feita confirma um resultado bastante consistente, principalmente, por se tratar de um método simplificado.

4.2 Método tabular

A ABNT NBR 15200:2012 e o EC 2 (Part. 1-2):2004 apresentam diversos métodos de verificação relativos aos elementos estruturais em situação de incêndio, como já descrito. Nesse sentido, foi realizada uma análise comparativa das classificações encontradas para o TRRF das vigas quanto aos métodos tabular e simplificado de cálculo.

A Tabela 13 exhibe a comparação entre os TRRF's classificados para cada viga em função de suas dimensões mínimas, tanto para a ABNT NBR 15200:2012 e EC 2 (Part. 1-2):2004.

Tabela 13 – Classificação do TRRF em função das dimensões mínimas das vigas pelo método tabular.

ID. (seção-cobrimento)	Base (mm)	c ₁ (mm)	ABNT NBR 15200:2012	EC 2 (Part. 1-2):2004
			TRRF (min)	TRRF (min)
V307a (20x45-3,0)	200	39,0	30	30
V307a (20x45-4,5)	200	54,0	90	90
V307a (20x45-6,0)	200	69,0	120	120
V307a (20x27,5-4,5)	200	55,0	90	90
V308a (20x45-3,0)	200	41,3	60	60
V308a (20x45-4,5)	200	62,7	90	90
V308a (20x45-6,0)	200	89,7	120	120
V308a (20x46-4,5)	200	74,7	120	120
V309 (20x45-3,0)	200	40,0	60	60
V309 (20x45-4,5)	200	54,0	90	90
V309 (20x45-6,0)	200	83,0	120	120
V309 (20x33-4,5)	200	55,0	90	90
V1707 (20x30-3,0)	200	43,0	60	60
V1707 (20x30-4,5)	200	58,0	90	90
V1707 (20x30-6,0)	200	79,4	120	120
V1707 (16x30-3,0)	160	43,0	60	60
V1707 (16x30-4,5)	160	61,6	90	90

Fonte: Autoria própria, 2020.

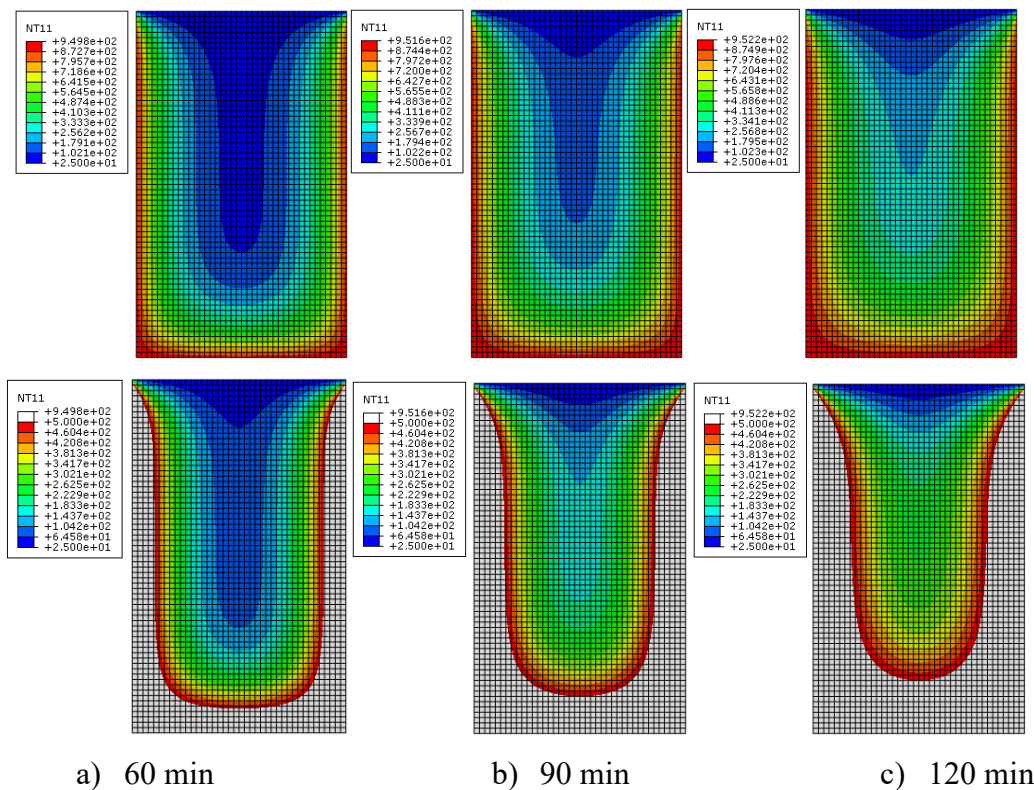
Percebe-se, diante da Tabela 13, a mesma classificação de verificação para o TRRF em todas as vigas. Ou seja, as duas normatizações, embora apresentem relações de dimensões mínimas diferentes, possuem dados semelhantes tendendo a levar a mesma classificação. Portanto, como descrito, todas as vigas foram submetidas aos TRRF's de 60, 90 e 120 min, com o intuito de extrapolar resultados e obter análises mais completas.

Em relação ao método simplificado de cálculo, a ABNT NBR 15200:2012 não apresenta detalhamento de cálculo, deixando a critério do projetista utilizar a metodologia desejada. No entanto, de acordo com o EC 2 (Part. 1-2):2004, os elementos devem possuir dimensões mínimas para estarem aptos à aplicação deste método, onde, por sua vez, as dimensões adotadas nas vigas estudadas podem ser analisadas para tempos de até 180 min, exceto as vigas V1707 (16x30-3,0) e V1707 (16x30-4,5) para 120 min, conforme a normatização europeia.

4.3 Método simplificado para vigas em situação de incêndio

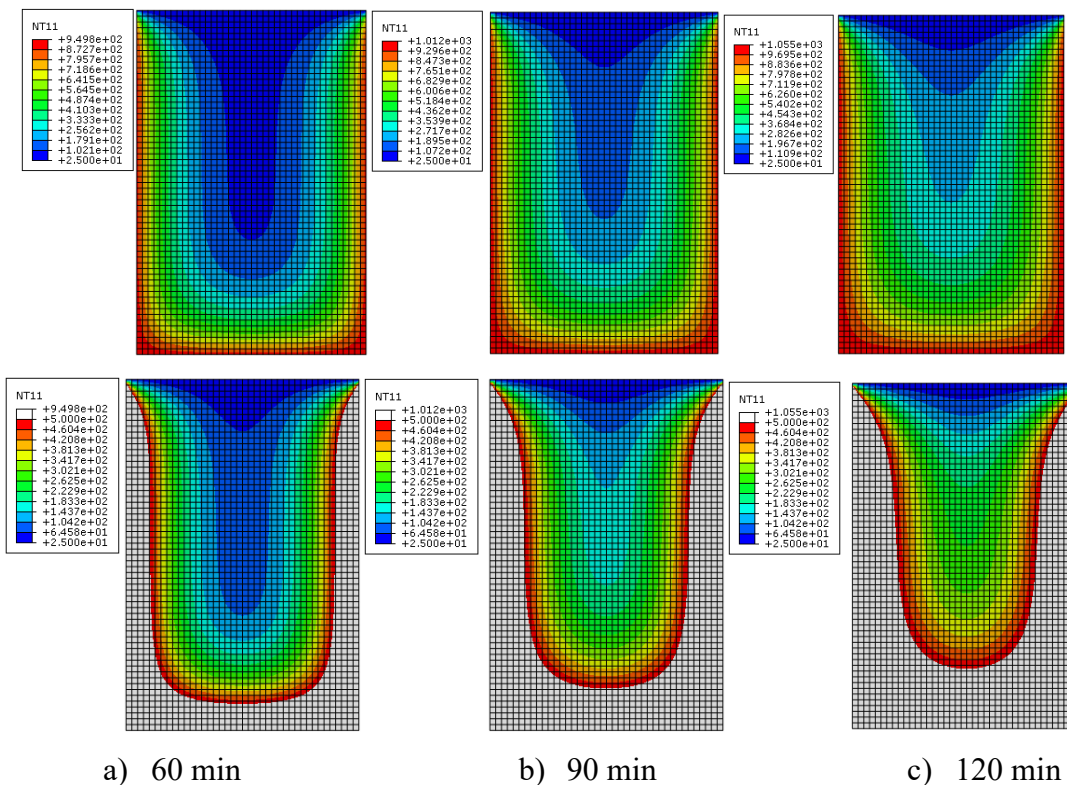
As vigas analisadas neste trabalho, foram submetidas aos diferentes TRRF's e suas resistências em incêndio comparadas às solicitações de cálculo, correspondentes a 70% da combinação última à temperatura ambiente, como antes descrito. As Figuras 16 a 20 mostram

Figura 18 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x33 cm.



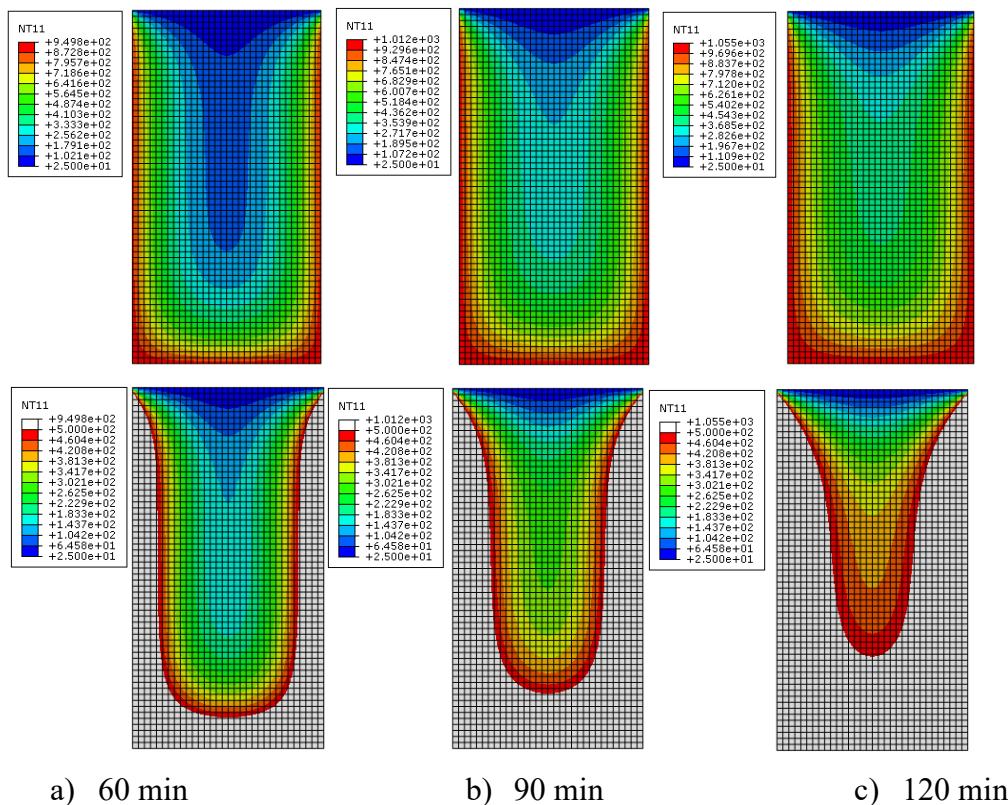
Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 19 – Perfis de temperatura (superior) e isotermas dos 500°C (inferior) na seção transversal 20x30 cm.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 20 – Perfis de temperatura na seção transversal 16x30 cm.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Analisando a distribuição de temperatura é possível observar que a área da seção transversal correspondente a isoterma de 500°C diminui com o aumento do tempo de exposição ao incêndio, o que é trivial. Isto pode ser verificado nas Tabelas 14 e 15 onde se nota que as resistências ao momento fletor e cortante diminuem com o aumento do TRRF, de forma coerente com o esperado. A classificação das vigas quanto ao TRF para o momento fletor estão expostas na Tabela 14.

Tabela 14 – Momentos fletores solicitantes e resistentes de cálculo em situação de incêndio.

ID. (seção-cobrimento)	$M_{Sd\theta}$ (kN.cm)	$M_{Rd\theta}$ (kN.cm)			TRF (min)
		60 min	90 min	120 min	
V307a (20x45-3,0)	1283,8	2336,9	1426,6	766,7	90
V307a (20x45-4,5)	1283,8	2249,7	1373,7	738,4	90
V307a (20x45-6,0)	1283,8	2162,5	1320,8	710,2	90
V307a (20x27,5-4,5)	1195,6	2115	1900,6	1330,8	120
V308a (20x45-3,0)	4998,0	8455,9	6019,6	3867	90
V308a (20x45-4,5)	4998,0	8221,3	7630,8	5963,7	120
V308a (20x45-6,0)	4998,0	8960,8	8780,0	8216,6	120
V308a (20x46-4,5)	5007,8	8455,6	7849,9	6133,1	120
V309 (20x45-3,0)	1901,2	2653,9	1440,7	819,6	60
V309 (20x45-4,5)	1901,2	3419	3172,6	2425,3	120
V309 (20x45-6,0)	1901,2	3534,4	3511,8	3304,6	120
V309 (20x33-4,5)	1822,8	3021,5	2761,3	2088,5	120
V1707 (20x30-3,0)	2744,7	4436,2	2904,0	1514,7	90
V1707 (20x30-4,5)	2744,7	4518,1	4329,6	3187,5	120
V1707 (20x30-6,0)	2744,7	4558,3	4417,2	3924,3	120
V1707 (16x30-3,0)	2671,9	4081,9	2547,1	1136,6	60
V1707 (16x30-4,5)	2671,9	4348,5	3835,0	2387,7	90

$M_{Sd\theta}$: Momento solicitante de cálculo em incêndio; $M_{Rd\theta}$: Momento resistente de cálculo em incêndio.

Fonte: Autoria própria, 2020.

Em relação ao momento fletor, a maioria das vigas classificaram-se em TRF de 90 a 120 min, com exceção das vigas V309 (20x45-3,0) e V1707 (16x30-3,0), que apresentou um TRF de 60 min. Também é possível notar a tendência de menor esforço resistente para um TRRF de 120 min, visto que com o aumento da exposição, as peças passam a resistir menos. A Tabela 15 expõe a classificação e o comportamento das vigas em relação ao esforço cortante.

Tabela 15 – Esforços cortantes solicitantes e resistentes de cálculo em situação de incêndio.

ID. (seção-cobrimento)	V_{sd0} (kN)	V_{Rd0} (kN)			TRF (min)
		60 min	90 min	120 min	
V307a (20x45-3,0)	15,876	110,146	86,6	63,794	120
V307a (20x45-4,5)	15,876	108,886	98,8	82,149	120
V307a (20x45-6,0)	15,876	104,762	96,6	86,736	120
V307a (20x27,5-4,5)	15,974	70,668	61,3	46,933	120
V308a (20x45-3,0)	39,592	109,9	87,9	67,673	120
V308a (20x45-4,5)	39,592	106,53	96,6	81,256	120
V308a (20x45-6,0)	39,592	98,801	91,1	81,626	120
V308a (20x46-4,5)	39,788	109,279	99,0	83,353	120
V309 (20x45-3,0)	20,384	110,236	88,2	67,673	120
V309 (20x45-4,5)	20,384	108,886	98,8	83,65	120
V309 (20x45-6,0)	20,384	100,926	93,0	83,653	120
V309 (20x33-4,5)	20,188	80,071	72,2	60,917	120
V1707 (20x30-3,0)	48,041	79,6	62,4	43,51	90
V1707 (20x30-4,5)	48,041	81,87	73,4	55,71	120
V1707 (20x30-6,0)	48,041	81	74,4	58,33	120
V1707 (16x30-3,0)	46,76	76,18	56,3	28,2	90
V1707 (16x30-4,5)	46,76	77,57	61,5	34,15	90

V_{sd0} : Cortante solicitante de cálculo em incêndio; V_{Rd0} : Cortante resistente de cálculo em incêndio.

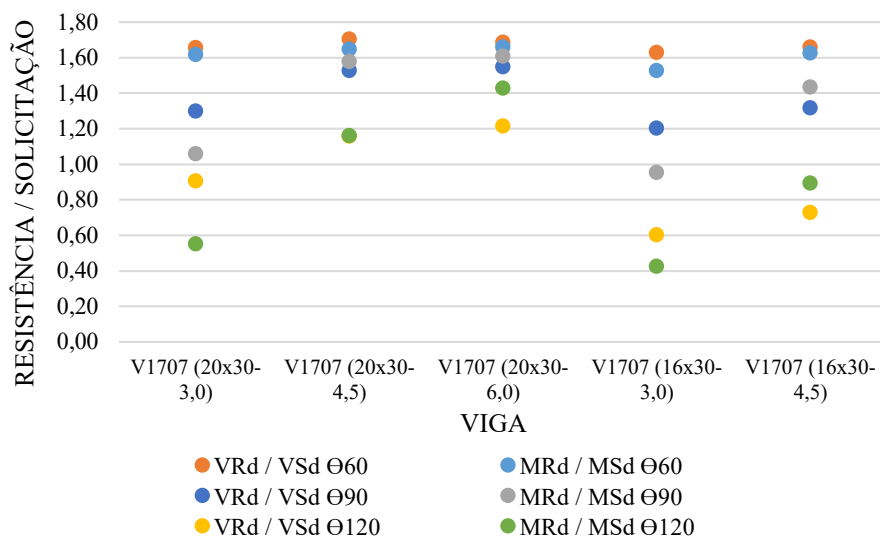
Fonte: Autoria própria, 2020.

É notório que grande parte das vigas obtiveram menores TRF's quanto ao momento fletor, visto que a própria ABNT NBR 15200:2012 afirma a maior probabilidade de rompimento por flexão e não por cisalhamento em situação de incêndio. Nesse sentido, analisando o critério mais rigoroso entre o momento e o cortante, a maioria das vigas se classificaram com base no TRF para momento fletor por apresentarem maior vulnerabilidade a este esforço.

Vale destacar as vigas V1707 (20x30-3,0), V1707 (16x30-3,0) e V1707 (16x30-4,5) que obtiveram um TRF de 90 min para esforço cortante. Esta situação pode ser explicada pelo fato de estarem submetidas a cargas elevadas em relação as demais, em virtude de sua posição, além de possuírem um vão inferior.

As Figuras 21, 23, 24 e 25 mostram a relação entre os esforços resistentes e solicitantes das peças para o TRRF de 60, 90, e 120 min, respectivamente, em cada grupo de vigas.

Figura 21 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V1707 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



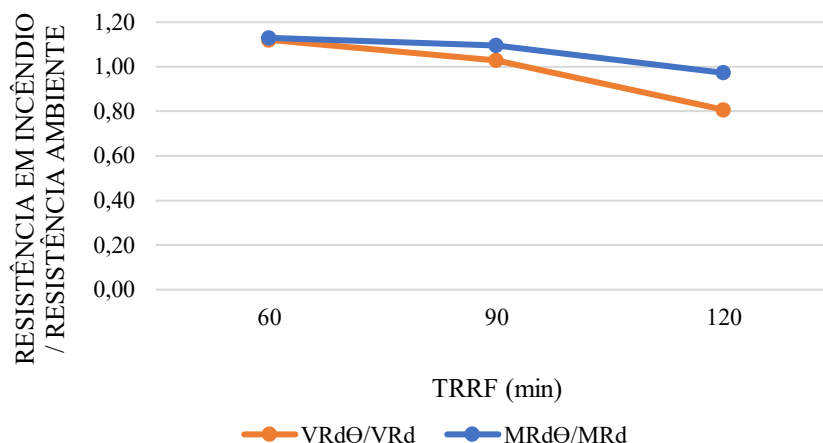
Fonte: Autoria própria, 2020.

Analisando o grupo de vigas V1707, nota-se uma relação próxima entre o esforço cortante e o momento fletor em um TRRF de 60 min, indicando que podem estar vulneráveis ao cisalhamento sob a ação do fogo. Se tratando dos TRRF's de 90 e 120 min, percebe-se que as vigas com cobrimento de 3,0 cm, apresentaram menor resistência para o momento fletor, devido as barras de aço atingirem maiores temperaturas comprometendo o desempenho a flexão, enquanto as de cobrimento iguais a 4,5 e 6,0 cm, demonstraram resistência mais crítica em relação ao cortante.

Apesar de as vigas V1707 (20x30-4,5) e V1707 (20x30-6,0) resistirem a 120 min de exposição, esta última destaca-se por apresentar sua resistência ao cisalhamento mais crítica que ao momento fletor para este TRRF, mesmo sem entrar em colapso. Isto ocorre por seu cobrimento e taxa de armadura longitudinal serem maiores, resultando em uma temperatura mais baixa nas barras de aço longitudinais. Deste modo, a resistência à flexão é mais preservada que ao cortante, visto que estas armaduras são responsáveis, em boa parte, pela resistência ao momento fletor.

A Figura 22 ilustra a queda da resistência em situação de incêndio comparada à temperatura ambiente para os três tempos de exposição ao fogo da viga V1707 (20x30-6,0), onde é possível perceber este comportamento de forma mais clara.

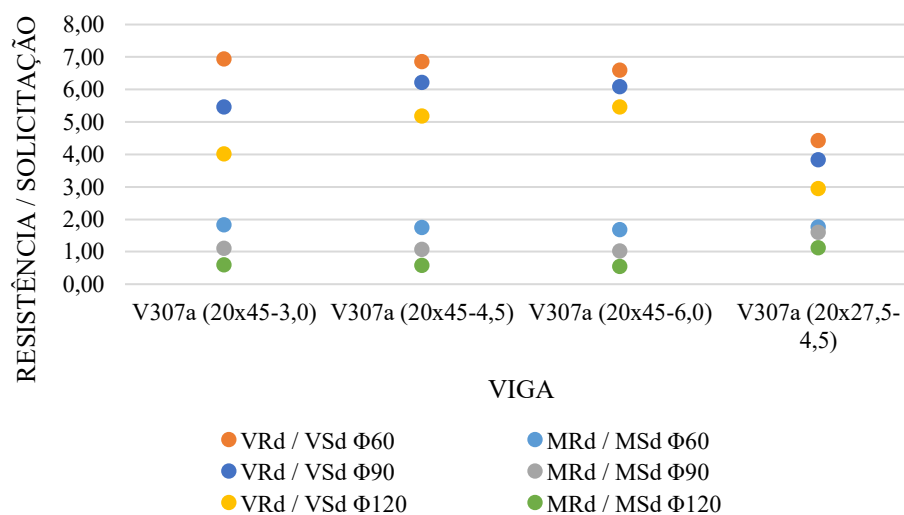
Figura 22 – Relação entre a resistência em incêndio e à temperatura ambiente para a viga V1707 (25x30-6,0) nos TRRF de 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Os resultados para o grupo de vigas V307a seguem a tendência de que o momento fletor é mais crítico em situação de incêndio, conforme a Figura 23. No entanto, apenas a viga V307a (20x27,5-4,5) resistiu a 120 min de exposição ao fogo em relação ao momento fletor, mesmo possuindo a altura da seção transversal menor, devido sua taxa de armadura longitudinal (0,38%) ser mais alta que as demais (0,15%). Portanto, evidencia-se o fato de que a contribuição do aço neste esforço é maior que a contribuição do concreto.

Figura 23 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V307a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.

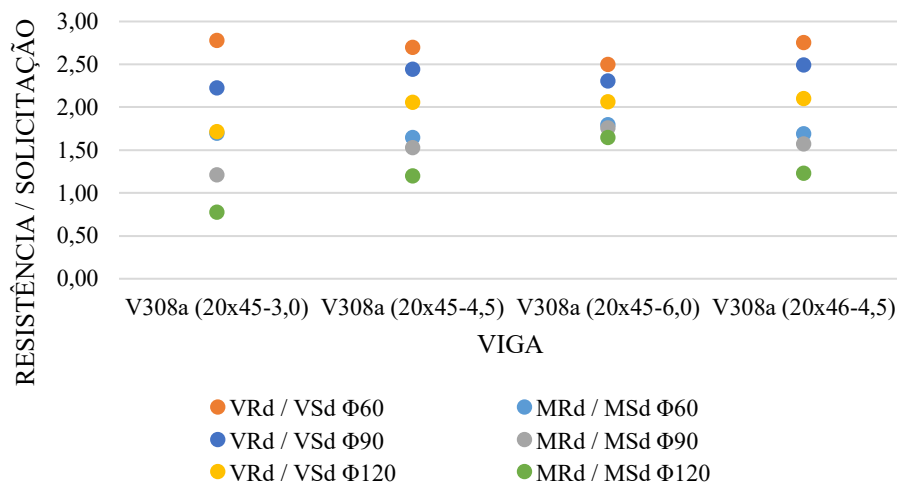


Fonte: Autoria própria, 2020.

As vigas V308a possuem comportamentos semelhantes as vigas V1707, onde todas resistiram aos esforços no TRRF de 120 min, exceto a viga V308a (20x45-3,0), conforme a

Figura 24. Isto explica-se devido seu menor cobrimento, visto que as taxas de armadura transversal são iguais para todas as vigas e as taxas de armadura longitudinal são próximas, além disso, as seções transversais são praticamente iguais. Ou seja, nesse caso, o cobrimento influenciou de forma significativa no comportamento desta viga.

Figura 24 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V308a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.

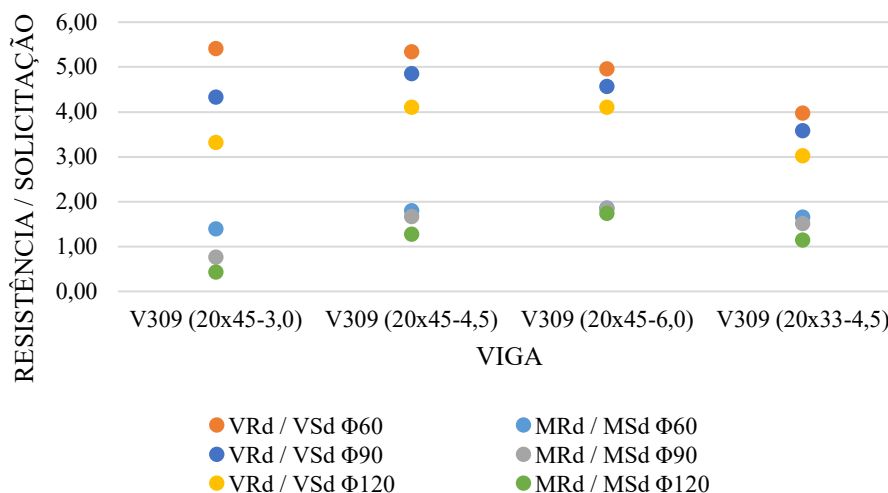


Fonte: Autoria própria, 2020.

Em relação ao grupo de vigas V309, ressalta-se o comportamento da viga V309 (20x45-3,0), apresentando capacidade resistente ao momento fletor somente em 60 min de exposição ao fogo, como exposto na Figura 25.

Esta situação ocorre devido sua taxa de armadura longitudinal e cobrimento serem menores que as vigas V309 (20x45-4,5) e V309 (20x45-6,0), o que implica na temperatura elevada das barras de aço de tração comprometendo o desempenho a flexão e um maior braço de alavanca levando a uma redução na área de aço necessária, mesmo apresentando solicitações iguais.

Figura 25 – Relação entre a resistência e solicitação de cálculo para as vigas V309 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.

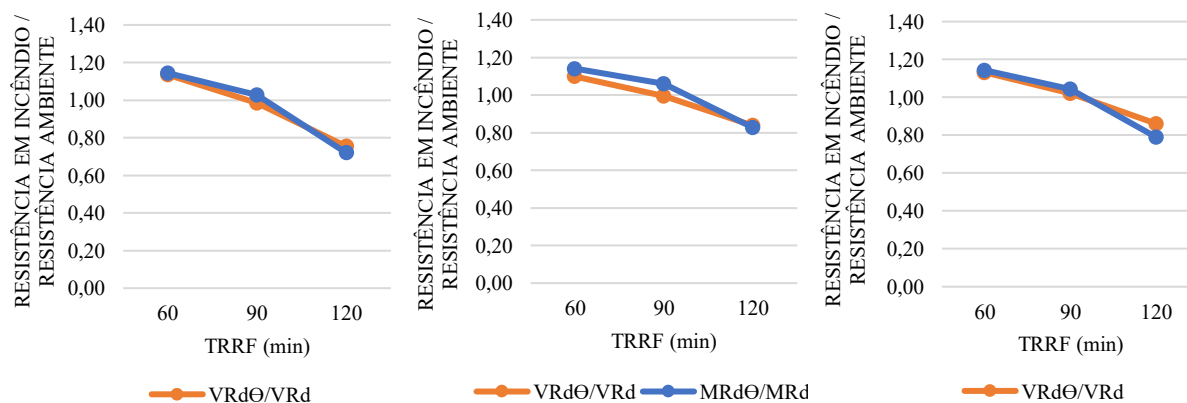


Fonte: Autoria própria, 2020.

Analisando as vigas com a mesma relação vão/altura expostas na Figura 26, observa-se a perda de resistência em função do tempo de incêndio, comparados com a resistência à temperatura ambiente. Estas perdas foram próximas para momento fletor e o esforço cortante, ressaltando-se a redução maior de resistência ao cisalhamento na viga V307a (20x27,5-4,5) para TRRF de 90 min e na V308a (20x46-4,5) para os TRRF's de 60 e 90 min.

Deste modo, torna-se evidente a fragilidade da resistência ao esforço cortante dependendo do tempo de exposição e taxa de armadura longitudinal, seguindo uma tendência de aproximação ou até inversão do comportamento.

Figura 26 – Relação entre a resistência em incêndio e à temperatura ambiente para as vigas V307a, V308a e V309 de mesma relação vão/altura nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



a) V307a (20x27,5-4,5)

b) V308a (20x46-4,5)

c) V309 (20x33-4,5)

Fonte: Autoria própria, 2020.

Portanto, realizando a comparação de classificação quanto ao TRRF das vigas para o método tabular e simplificado, a partir da Tabela 16, pode-se destacar que o método tabular se mostrou mais conservador, o que pode acarretar, muitas vezes, em um superdimensionamento dos elementos.

Tabela 16 – Classificação ao TRF pelos métodos tabular e simplificado de cálculo.

ID. (seção-cobrimento)	Método Tabular	Método Simplificado de Cálculo
	TRF (min)	TRF (min)
V307a (20x45-3,0)	30	90
V307a (20x45-4,5)	90	90
V307a (20x45-6,0)	120	120
V307a (20x27,5-4,5)	90	120
V308a (20x45-3,0)	60	90
V308a (20x45-4,5)	90	120
V308a (20x45-6,0)	120	120
V308a (20x46-4,5)	90	120
V309 (20x45-3,0)	60	60
V309 (20x45-4,5)	90	120
V309 (20x45-6,0)	120	120
V309 (20x33-4,5)	90	120
V1707 (20x30-3,0)	60	90
V1707 (20x30-4,5)	90	120
V1707 (20x30-6,0)	120	120
V1707 (16x30-3,0)	60	60
V1707 (16x30-4,5)	90	90

Fonte: Autoria própria, 2020.

Nesse sentido, o método simplificado de cálculo indica ser mais exato devido sua metodologia de cálculo, o que irá gerar uma consequência positiva no aspecto econômico de dimensionamento das peças.

4.4 Análise das resistências após incêndio

As resistências residuais das peças são comparadas às solicitações de cálculo provenientes da combinação última à temperatura ambiente, visto que estes elementos foram dimensionados para resistir a estas solicitações e se espera que sejam preservadas estas condições após o sinistro. Ou seja, as solicitações serão consideradas integralmente e não 70% delas, como é permitido simplificar em situação de incêndio.

A Tabela 17 mostra os valores das resistências residuais obtidas para cada viga e tempo de exposição ao fogo, comparadas às solicitações.

Tabela 17 – Momentos fletores solicitantes e resistentes residuais de cálculo.

ID. (seção-cobrimento)	$M_{Sd\theta}$ (kN.cm)	$M_{Rd\theta}$ (kN.cm)		
		60 min	90 min	120 min
V307a (20x45-3,0)	1834	2270,70	2186,7	*
V307a (20x45-4,5)	1834	2184,74	2103,6	*
V307a (20x45-6,0)	1834	2097,43	2019,2	*
V307a (20x27,5-4,5)	1708	1777,31	1747,4	1707,62
V308a (20x45-3,0)	7140	7550,49	7325,2	*
V308a (20x45-4,5)	7140	6826,41	6673,7	6470,17
V308a (20x45-6,0)	7140	7316,30	7091,1	6790,91
V308a (20x46-4,5)	7154	7026,69	6874,0	6670,45
V309 (20x45-3,0)	2716	2678,78	*	*
V309 (20x45-4,5)	2716	2926,04	2903,8	2874,08
V309 (20x45-6,0)	2716	3013,95	2985,8	2948,31
V309 (20x33-4,5)	2604	2545,95	2507,4	2483,69
V1707 (20x30-3,0)	3921	3707,00	3594,8	*
V1707 (20x30-4,5)	3921	3652,97	3522,4	3348,37
V1707 (20x30-6,0)	3921	3592,50	3416,8	3182,60
V1707 (16x30-3,0)	3817	3444,80	*	*
V1707 (16x30-4,5)	3817	3380,40	3114,8	*

$M_{Sd\theta}$: Momento solicitante de cálculo em incêndio; $M_{Rd\theta}$: Momento resistente de cálculo em incêndio.

* Não suportou esse tempo de incêndio.

Fonte: Autoria própria, 2020.

Diante do exposto, percebe-se que após um incêndio de 60 min algumas vigas irão necessitar de reabilitação ou reforço, que são elas: V308a (20x45-4,5), V308a (20x46-4,5), V309 (20x45-3,0), V309 (20x33-4,5) e todas as variações da viga V1707. As demais vigas necessitarão de reforço após um incêndio de 90 min, com exceção das vigas V309 (20x45-4,5) e V309 (20x45-6,0) que mantiveram sua capacidade resistente mesmo após um incêndio de 120 min. Em destaque, tem-se a viga V308a (20x45-6,0) que suportou mais de 120 min em situação de incêndio, porém necessita de reforço estrutural após se submeter por mais de 90 min a ação do fogo.

A Tabela 18 expõe as resistências residuais e solicitantes de esforço cortante para as vigas em cada TRRF.

Tabela 18 – Esforços cortantes solicitantes e resistentes residuais de cálculo.

ID. (seção-cobrimento)	$V_{Sd\theta}$ (kN)	$V_{Rd\theta}$ (kN)		
		60 min	90 min	120 min
V307a (20x45-3,0)	22,68	92,770	86,2	*
V307a (20x45-4,5)	22,68	89,384	83,3	*
V307a (20x45-6,0)	22,68	85,945	80,1	*
V307a (20x27,5-4,5)	22,82	59,861	56,5	53,078
V308a (20x45-3,0)	56,56	92,262	86,0	*
V308a (20x45-4,5)	56,56	87,450	81,5	75,525
V308a (20x45-6,0)	56,56	81,106	75,6	70,046
V308a (20x46-4,5)	56,84	89,668	83,6	77,441
V309 (20x45-3,0)	29,12	92,544	*	*
V309 (20x45-4,5)	29,12	89,384	83,3	77,001
V309 (20x45-6,0)	29,12	82,850	77,2	71,552
V309 (20x33-4,5)	28,84	66,528	62,3	60,179
V1707 (20x30-3,0)	68,63	68,720	64,8	*
V1707 (20x30-4,5)	68,63	69,930	66,2	62,470
V1707 (20x30-6,0)	68,63	70,140	66,7	63,350
V1707 (16x30-3,0)	66,80	68,570	*	*
V1707 (16x30-4,5)	66,80	69,470	65,8	*

$V_{Sd\theta}$: Cortante solicitante de cálculo em incêndio; $V_{Rd\theta}$: Cortante resistente de cálculo em incêndio.

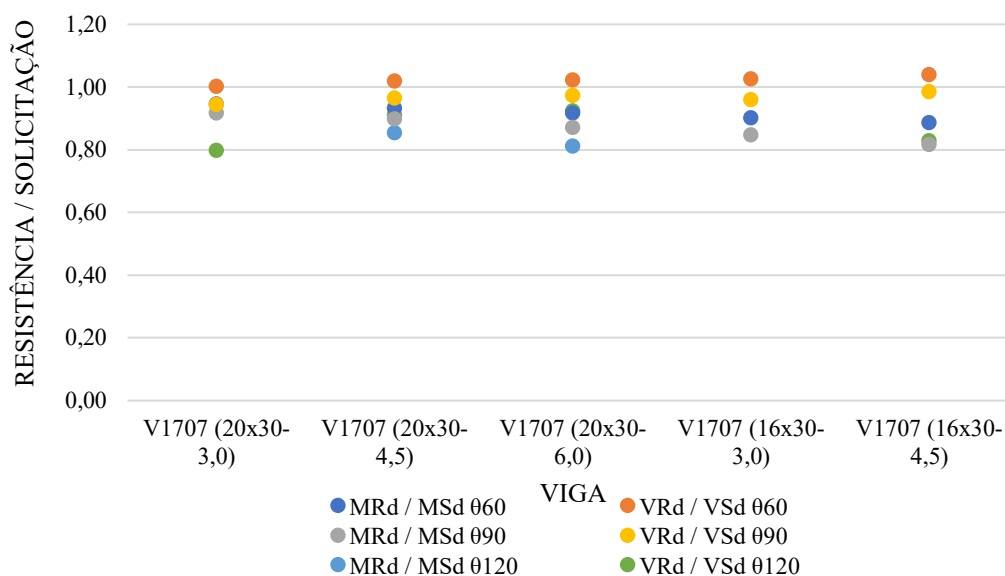
* Não suportou esse tempo de incêndio.

Fonte: Autoria própria, 2020.

Primeiramente, pode-se verificar que a partir da viga V307a (20x45-3,0) a V309 (20x33-4,5) o esforço cortante solicitado se manteve inferior a todas as resistências, o que significa que estas vigas suportariam os mesmos esforços de cisalhamento após incêndio. Porém, percebe-se uma situação inversa em todas as variações da viga V1707, necessitando de reforço estrutural após 90 min de exposição ao fogo, evidenciando que estas apresentariam falhas ao cisalhamento após incêndio. Esta tendência ocorre por se tratarem de vigas com vão menor e cargas elevadas, em virtude de sua posição no edifício.

Desse modo, a fim de verificar se a resistência residual ao cisalhamento caracteriza uma situação mais crítica em relação ao momento fletor, é necessário analisar a relação resistência/solicitação das vigas. A Figura 27 mostra este comportamento para o grupo de vigas V1707.

Figura 27 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V1707 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autoria própria, 2020.

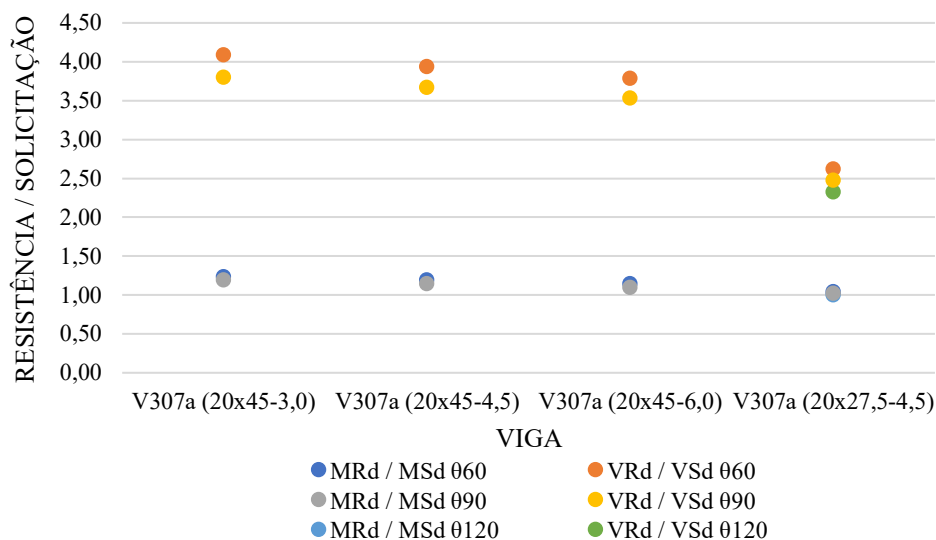
É notório que, para as variações da viga V1707, as relações apresentaram valor inferior a 1, significando demanda de reabilitação estrutural não só para esforços de flexão, como também, para o cisalhamento. Vale ressaltar que já não há mais resistência a flexão e ao cisalhamento que suporte a solicitação dimensionada, exceto o esforço cortante até 60 min.

Isto torna-se um agravante, em virtude de a ruptura por cisalhamento ocorrer de forma brusca e inesperada, tornando os reparos estruturais necessários não somente aos esforços de momento fletor, mas também, ou mais, aos esforços de cisalhamento.

Com relação as vigas V307a expostas na Figura 28, observa-se a necessidade de reabilitação somente aos esforços de flexão após um incêndio de 90 min, exceto a viga V307a (20x27,5-4,5) que necessita de reforço apenas após 120 min.

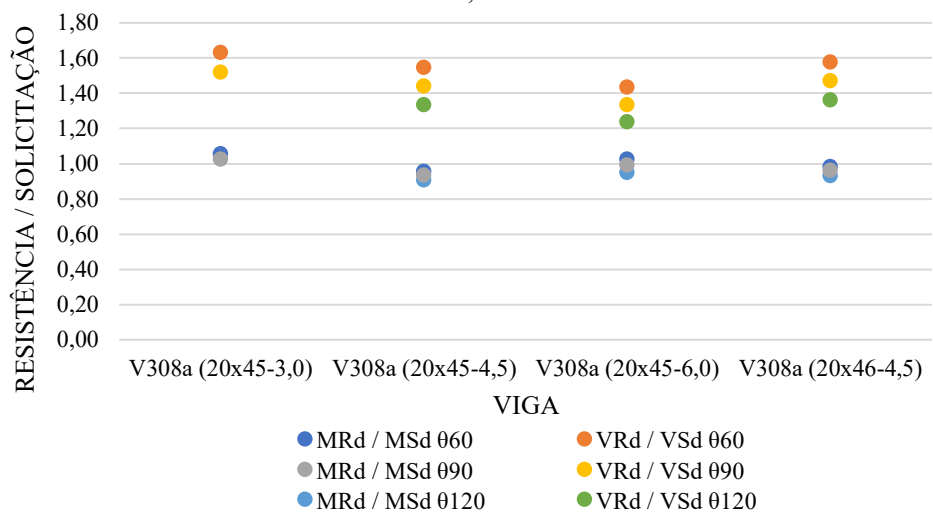
É pertinente ressaltar que as vigas com maior taxa de armadura longitudinal apresentaram redução da resistência ao cisalhamento, isto pode ser observado nas vigas V308a (Figura 29) e V1707 (Figura 27).

Figura 28 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V307a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autoria própria, 2020.

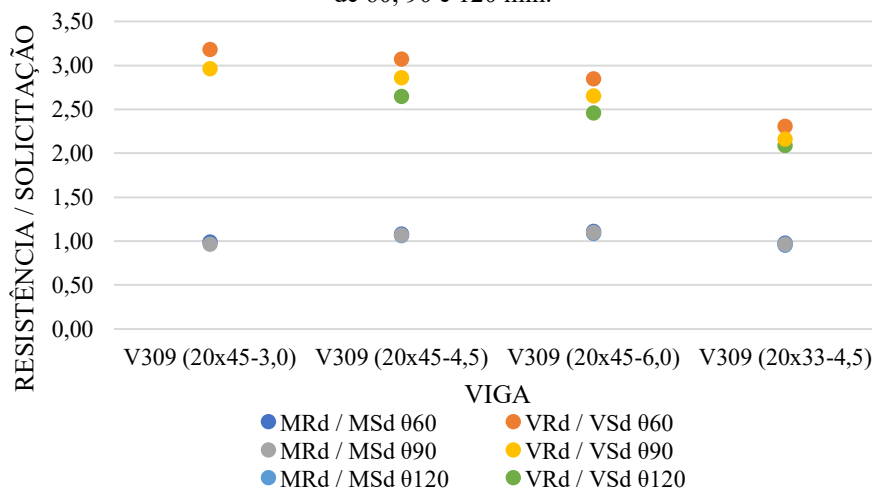
Figura 29 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V308a nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autoria própria, 2020.

A Figura 30 apresenta as vigas V309, evidenciando que apenas as vigas V309 (25x45-4,5) e V309 (20x45-6,0) não necessitariam de reforço estrutural para o momento fletor, mesmo após 120 min de incêndio.

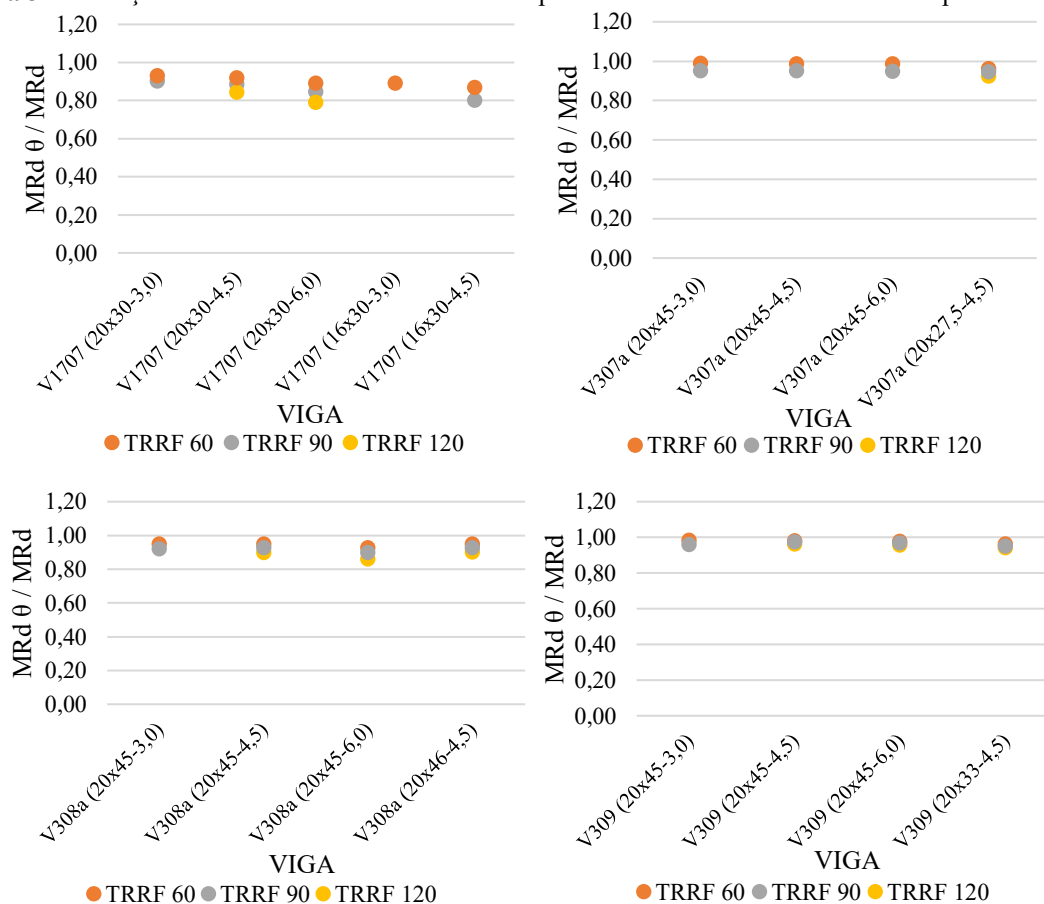
Figura 30 – Relação entre a resistência residual e solicitação de cálculo para o grupo de vigas V309 nos TRRF's de 60, 90 e 120 min.



Fonte: Autoria própria, 2020.

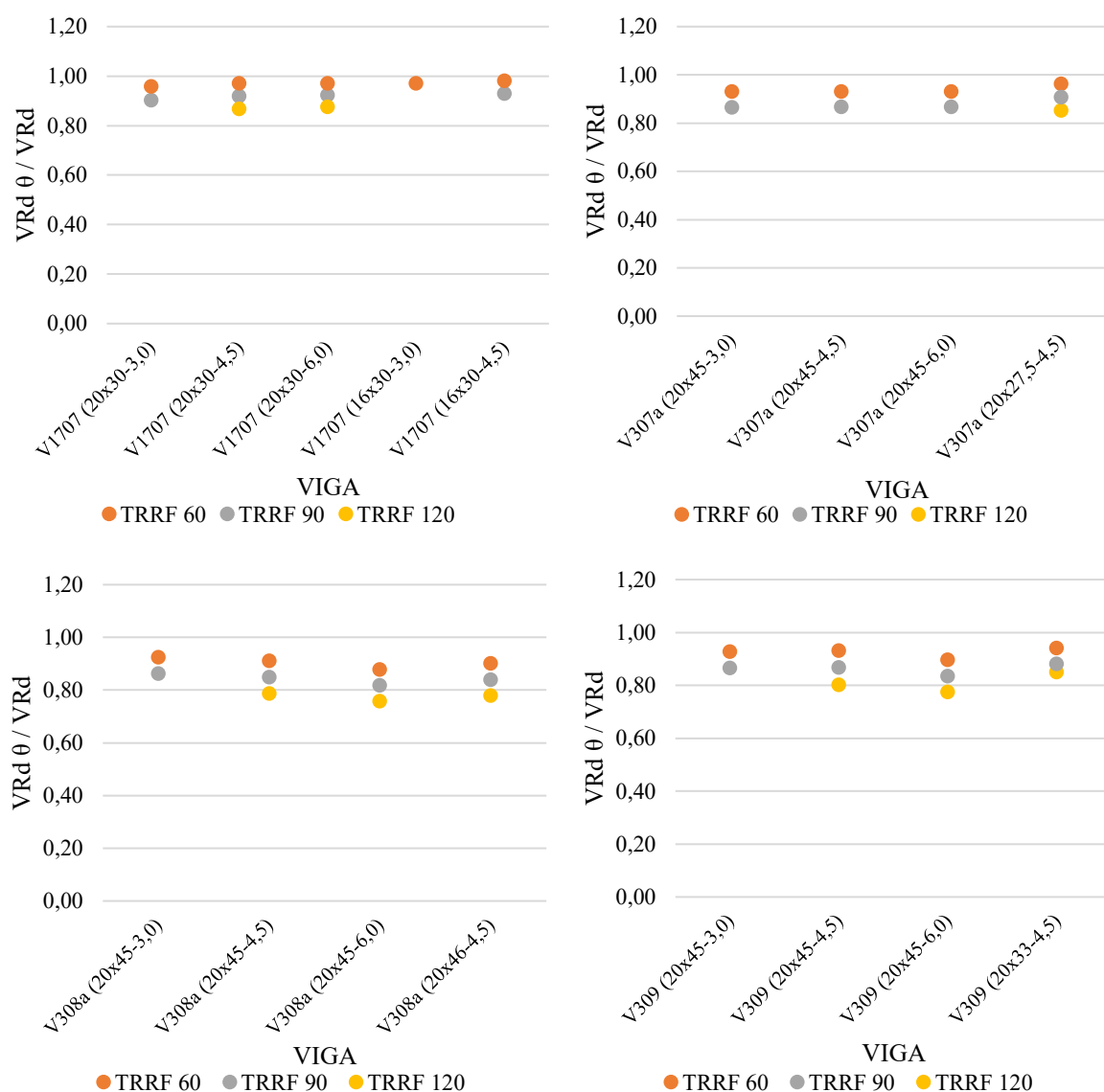
A fim de evidenciar a importância da análise de elementos estruturais quanto às suas resistências residuais, vale interpretar a relação dos esforços entre a resistência residual e a temperatura ambiente para a qual foram dimensionadas, a partir das Figuras 31 e 32.

Figura 31 – Relação entre a resistência residual e à temperatura ambiente do momento fletor para cada TRRF.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 32 – Relação entre a resistência residual e resistência de cálculo à temperatura ambiente do esforço cortante para cada TRRF.

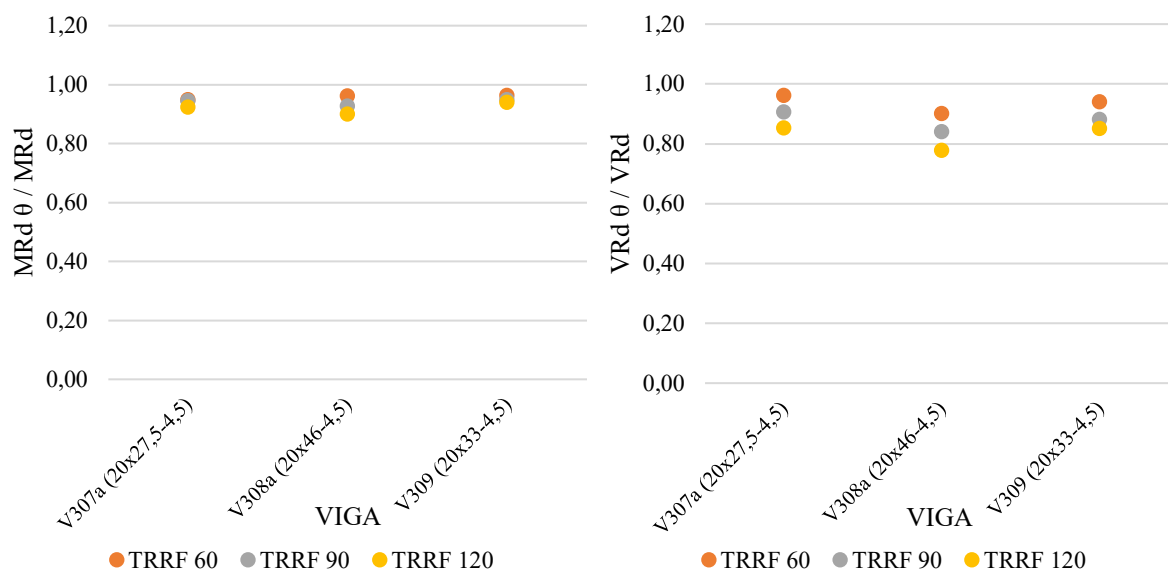


Fonte: Autoria própria, 2020.

Observa-se, através das Figuras 31 e 32, que para todos os tempos de exposição as vigas apresentaram declínio da resistência, ou seja, nenhuma viga permaneceu com sua capacidade resistente intacta após incêndio.

Torna-se importante destacar as vigas que possuem relação altura/vão iguais, analisando seus comportamentos quanto as resistências residuais de flexão e cisalhamento, conforme a Figura 33.

Figura 33 – Relação entre a resistência residual e resistência de cálculo à temperatura ambiente dos esforços de flexão e cisalhamento para cada TRRF nas vigas de relação altura/vão iguais.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Diante da Figura 33, é possível observar, em relação ao momento fletor, a redução da resistência de forma semelhante para todos os tempos de exposição, enquanto no cisalhamento as reduções decrescem mais rapidamente para as vigas que possuem maior contribuição do concreto neste esforço. Isto pode ser visto na viga V308a que apresenta contribuição do concreto de 63,67% ao esforço cortante, conforme a Tabela 19, enquanto a viga V307a e V309 apresentam 54,38% e 59,84%, respectivamente.

Neste contexto, a Tabela 19 apresenta as contribuições do concreto e aço tracionado em cada viga, onde comprova-se a influência do concreto na resistência ao cisalhamento. Esses resultados demonstram as consequências causadas na resistência residual ao cisalhamento dos elementos, visto que o concreto não possui capacidade de recuperar grande parte de sua resistência após o incêndio e ainda está sujeito ao *spalling*.

Tabela 19 – Contribuições do concreto e do aço nos esforços de cada viga.

ID. (seção-cobrimento)	Contribuição ao Cortante		Contribuição ao Momento Fletor	
	% Concreto efetivo	% Aço estribos	% Concreto	% Aço tracionado
V307a (20x45-3,0)	63,30%	36,70%	3,53%	96,47%
V307a (20x45-4,5)	63,30%	36,70%	3,66%	96,34%
V307a (20x45-6,0)	63,30%	36,70%	3,81%	96,19%
V307a (20x27,5-4,5)	54,38%	45,62%	10,85%	89,15%
V308a (20x45-3,0)	63,30%	36,70%	14,11%	85,89%
V308a (20x45-4,5)	63,30%	36,70%	14,23%	85,77%
V308a (20x45-6,0)	63,30%	36,70%	19,14%	80,86%
V308a (20x46-4,5)	63,67%	36,33%	13,86%	86,16%
V309 (20x45-3,0)	63,30%	36,70%	4,23%	95,77%
V309 (20x45-4,5)	63,30%	36,70%	5,02%	94,98%
V309 (20x45-6,0)	63,30%	36,70%	6,13%	93,87%
V309 (20x33-4,5)	59,84%	40,16%	9,80%	90,20%
V1707 (20x30-3,0)	55,08%	44,92%	18,93%	81,07%
V1707 (20x30-4,5)	51,69%	48,31%	22,07%	77,93%
V1707 (20x30-6,0)	48,31%	51,69%	29,26%	70,74%
V1707 (16x30-3,0)	44,80%	55,20%	24,44%	75,56%
V1707 (16x30-4,5)	42,06%	57,94%	30,70%	69,30%

Fonte: Autoria própria, 2020.

Portanto, caso a viga não tenha entrado em colapso durante o incêndio, necessita-se de atenção quanto ao cisalhamento na definição de um projeto de reforço estrutural, pois, além de haver a tendência de menor resistência das peças após incêndio, as rupturas por cisalhamento são bruscas e inesperadas, sendo uma situação indesejada.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação das vigas se deu a partir da utilização de diferentes cobrimentos, taxas de armação e tempos de exposição ao incêndio-padrão, com o intuito de analisar as suas resistências residuais e compreender se o esforço cortante resistente após incêndio se torna tão crítico quanto o momento fletor. Nesse sentido, foi possível atingir os objetivos propostos neste trabalho.

Diante do exposto, dentre os métodos tabular e simplificado de cálculo utilizados para classificar as vigas quanto ao tempo de resistência ao fogo, o método tabular se mostrou mais conservador, apresentando a possibilidade de superdimensionamento dos elementos. Desse modo, o método simplificado torna-se mais viável para aplicação, em virtude de sua exatidão de resultados, o que implica em uma necessidade de reforço menor a depender do caso.

Tratando-se da resistência dos elementos, pode-se inferir uma condição mais crítica ao momento fletor do que ao cisalhamento nas vigas em situação de incêndio, onde destacam-se as vigas com cobrimentos menores, apresentando menor resistência a flexão. Porém, em algumas taxas de armação o esforço cortante passou a ter perda de resistência, como nas vigas V1707 detentoras das maiores taxas de armadura longitudinal dentre as demais. Além disso, as que possuem mesma relação altura/vão apresentaram menor resistência ao cisalhamento, indicando a falha neste esforço em situação de incêndio.

Após incêndio, a redução da resistência ao cisalhamento se tornou maior nos elementos de carga elevada e menor vão, como as vigas V1707, visto que necessitariam de reabilitação estrutural logo após 60 min de incêndio. Logo, as vigas com maior taxa de armadura tiveram suas resistências residuais reduzidas ao cisalhamento. Este resultado também se mostrou mais acentuado nas vigas de relação altura/vão iguais, demonstrando a necessidade de atenção nos reparos estruturais.

Em suma, a resistência ao cisalhamento mostrou-se crítica após incêndio nos casos em que a viga possui vão menor e carregamentos elevados, gerando altas taxas de armadura. Por esse motivo, torna-se necessário sua consideração em projetos de reabilitação estrutural, como também, em pesquisas científicas abordando outros parâmetros e mais verificações.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit, Michigan, 2008.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 245p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico**. In: Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 6, pp. 513-536, 2013.

AMARAL, M. M. **Dimensionamento de vigas de concreto armado de estruturas portuárias em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), 2018.

ALMEIDA, M. C. **Verificação da segurança estrutural de pilares de concreto armado em situação de incêndio**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials**. E119–2000. ASTM. Philadelphia, 2000.

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 8953 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

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 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.

BOLINA, F. L.; BAQUES, B.; TUTIKIAN, B. F.; RODRIGUES, J. P. C. **Análise dos métodos de verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio propostos pela NBR 15200**. In: Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 11, pp. 1308-1325, 2018.

CASTRO, G.G.S. **Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2005.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V.P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. In: Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003.

COSTA, C.N.; SILVA, V.P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. In: Anais das Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002.

COSTA, C. N; SILVA, V.P. **Métodos simplificados para o dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas à flexão simples, em situação de incêndio**. In: 47^o IBRACON, Vol. 3, pp. III 133-153, 2003, São Paulo, 2005.

DIAB, M. **Shear capacity of reinforced concrete beams at elevated temperatures**. Master of Engineering Science, The School of Graduate and Postdoctoral Studies, Western University London, Ontario, Canadá, 2014.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: CEN, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design**. Brussels: CEN, 2004.

FARIA, R.; XAVIER, H. F.; VILA REAL, P. **Simplified procedure for shear failure assessment of RC framed structures exposed to fire**. In: SIF'10 INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE, 6., East Lansing, United States of America. DEStech Publication, p. 197-205, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessments**. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 209p. (Bulletin. fib; 46), 2008.

FERNANDES, M. C. V. **Verificação da resistência ao fogo de estruturas de betão com base nos métodos simplificados do EC 2 – Parte 1-2**. Relatório de Projeto (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1: General Requirements**. ISO 834-1. ISO. Geneva, 1999.

KUMAR, A.; KUMAR, V. **Behaviour of RCC beams after exposure to elevated temperatures**. Journal of the Institution of Engineers (India), Civil Engineering Division, Vol. 84, pp. 165-170, 2003.

LANDI, F. R. **Ação do incêndio sobre estruturas de concreto armado**. Boletim Técnico n^o01/86 PCC-EPUSP. São Paulo, 1986.

MOLKENS, T.; VAN COILE, R.; GERNAY, T. **Assessment of damage and residual load bearing capacity of a concrete slab after fire: Applied reliability-based methodology.** Engineering Structures, 150, 969-985, 2017.

MOSTAFAEI, H., et al. **Resilience of critical infrastructure to extreme fires – Gaps and challenges.** Report DRDC-RDDC-2014-C66, NRC, Canadá, 2014.

NEVES, I. C.; RODRIGUES, J. C.; LOUREIRO, A. P. **Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating.** Journal of Materials in Civil Engineering, pp. 189-194, 1996.

PETTERSSON, O.; MAGNUSSEN, S. E.; THOR, J.; **Fire engineering design of steel structures.** Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm. 1976.

REINA, A. G. R. **Dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. **A segurança contra incêndio no Brasil.** São Paulo. Projeto Editora, 2008.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012.** 2 ed. São Paulo. Ed. Blucher, 2012.

SOUSA, D. A.; SILVA, G. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2015.

XU, Y.; WU, B.; JIANG, M.; HUANG, X. **Experimental study on residual flexural behavior of reinforced concrete beams after exposure to fire.** Advanced Materials Research, Vols 457-458, pp. 183-187, 2012.

XU, Y.; WU, B.; JIANG, M.; LUO, Y. **Experimental Study on residual performance of reinforced concrete beams after fire.** Journal of Building Structures (China), Vol. 34, nº8, 2013.