



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**



**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 15200 (ABNT, 2012)**

ELDER MANOEL SOARES FONSECA

**Belém - PA
Dezembro/2023**

ELDER MANOEL SOARES FONSECA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 15200 (ABNT, 2012)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, válido como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo N. Moraes Neto

**Belém - PA
Dezembro/2023**

ELDER MANOEL SOARES FONSECA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 15200 (ABNT, 2012)**

Belém, 20 de dezembro de 2023

Prof. Bernardo N. Moraes Neto
Dr. pela UNB
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dênio Raman Carvalho de Oliveira (UFPA)
Dr. pela Universidade de Brasília

Sandro Barroso Sanches (CBMAP)
MSc. em Engenharia pela UFPA

Prof. Ritermayer Monteiro Teixeira (UFPA)
Dr. pela USP

CONCEITO FINAL: _____

À minha família, que me inspira a continuar a busca por conhecimento na vida pessoal e profissional. Em especial aos meus pais, a minha esposa e meus filhos que sempre incentivaram-nos a ir em busca de novos horizontes.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à meu Deus por estar me permitindo cumprir mais um desafio que nos foi colocado, possibilitando-nos concluir esta etapa com saúde e entusiasmo, proporcionando-nos o desejo de buscar novos desafios na área.

Aos meus pais, Manuel Castilho da Fonseca e Edna Fonseca, por nos ensinarem valores inegociáveis e que, ao segui-los, proporcionaram-nos momentos de tomadas de decisões que foram primordiais para a conclusão desta etapa, dando-nos todo o suporte necessário no decorrer da caminhada até sua conclusão. Muito obrigado por todo esforço, cuidado, amor e carinho.

Aos meus irmãos, Ezequiel, Emanuel, Elaine e Elenilza Fonseca, pelas palavras de incentivo e motivação, sendo esta combustíveis em momento de dificuldades que nos auxiliaram a chegar nessa conquista.

A minha esposa, Keila Fonseca, e aos meus dois filhos, Davi Lucas e Daniel Fonseca, vocês foram a principal motivação de todo esse processo. Durante todo esse período, não foi fácil, semanalmente ter que dividir tempo com trabalho, estudo, família. Mas vocês me deram esse suporte de força, incentivo e compreensão. Obrigado por tudo. Amo vocês!

Aos meus colegas de turma que também foram essencial nessa jornada. As conversas, discussões, trabalhos, foram meios que contribuíram para aumentar nosso conhecimento durante a faculdade e que ainda nos proporcionam boas discussões até o presente momento.

Aos meus professores de graduação que nos moviam a buscar conhecimento e construir, disciplina após disciplina, uma etapa de cada vez, sendo parcela fundamental para o conhecimento adquirido durante esses anos de curso.

E por fim, ao meu orientador, professor Dr. Bernardo N.M. Neto, pela dedicação, paciência, orientação e norteamento na conclusão deste trabalho, foram dias difíceis e desafiadores, mas que ao final, nos proporcionaram adquirir conhecimentos a mais nessa jornada. Meu muito obrigado, professor!

RESUMO

FONSECA, Elder Manoel Soares. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio segundo NBR 15200 (ABNT, 2012)**. 2023. 87f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém.

O dimensionamento de estruturas em concreto armado é um tema cada vez mais vigente dado o reconhecimento da sociedade quanto aos benefícios de durabilidade, segurança e economia que um projeto bem elaborado pode proporcionar a luz da ABNT NBR 6118 (2023). No entanto, a depender do tamanho e uso da edificação, será necessário que, além da norma citada, a edificação possa atender aos requisitos de resistências ao fogo, considerando no dimensionamento dos elementos estruturais a situação de incêndio. Nesse contexto, as vigas apresentam características típicas de suporte e, a depender da edificação, dimensioná-la para resistir ao fogo, torna-se fundamental para a estabilidade das estruturas. Nesse cenário, a ABNT NBR 15200 (2012) estabelece os requisitos, quando o assunto é dimensionamento de estruturas de concreto armado exposta ao fogo. Sabendo da importância que o tema apresenta no cotidiano, e motivado pelo aprofundamento de conhecimento sobre o assunto, o presente trabalho buscou dimensionar e analisar uma viga biapoiada de concreto armado de uma edificação de uso comercial em situação normal, conforme NBR 6118 (2023) e, posteriormente, checar o dimensionamento do elemento estrutural considerando a situação de incêndio, conforme preconiza a ABNT NBR 15200. Para isso, realizamos o dimensionamento da viga no Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) pelos procedimentos adotados pela ABNT NBR 6118 (2023) e o dimensionamento e verificações de atendimento de Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) e do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), a partir das recomendações dada pelos critérios da NBR 15200, sendo utilizado para a verificação dos TRF e TRRF os métodos tabular, gráfico e simplificado. Foi possível constatar que os métodos gráfico e simplificado são mais econômico que o método tabular, sendo, porém este último, o mais simples de utilizar a partir das características da ABNT NBR 15200 (2012).

Palavras-chave: viga de concreto armado. Dimensionamento. Incêndio. ABNT NBR 15200 (2012). ABNT NBR 6118 (2023).

ABSTRACT

FONSECA, Elder Manoel Soares. **Design of reinforced concrete beams in fire situations according to NBR 15200 (ABNT, 2012)**. 2023. 87f. Diploma work (Graduation in Civil Engineering) – Faculty of Civil Engineering, Federal University of Pará, Belém.

The design of reinforced concrete structures is an increasingly prevalent topic given society's recognition of the benefits of durability, safety and economy that a well-designed project can provide in light of ABNT NBR 6118 (2023). However, depending on the size and use of the building, it will be necessary that, in addition to the aforementioned standard, the building can meet the fire resistance requirements, considering the fire situation in the design of structural elements. In this context, beams have typical support characteristics and, depending on the building, sizing it to resist fire becomes essential for the stability of the structures. In this scenario, ABNT NBR 15200 (2012) establishes the requirements when it comes to the design of reinforced concrete structures exposed to fire. Knowing the importance that the topic presents in everyday life, and motivated by the deepening of knowledge on the subject, the present work sought to size and analyze a double-supported reinforced concrete beam from a building for commercial use in a normal situation, according to NBR 6118 (2023) and, subsequently, check the sizing of the structural elements considering the fire situation, as recommended by ABNT NBR 15200. To do this, we carry out the sizing of the beam in the Ultimate Limit State (ELU) and Service Limit State (ELS) according to the procedures adopted by ABNT NBR 6118 (2023) and the design and verification of compliance with the Fire Resistance Time (TRF) and the Required Fire Resistance Time (TRRF), based on the recommendations given by the NBR 15200 criteria, being used to verify the TRF and TRRF the tabular, graphic and simplified methods. It was possible to verify that the graphical and simplified methods are more economical than the tabular method, although the latter is the simplest to use based on the characteristics of ABNT NBR 15200 (2012).

Keywords: reinforced concrete beam. Sizing. Fire. ABNT NBR 15200 (2012). ABNT NBR 6118 (2023).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Parâmetros para cálculo de TRRF da viga biapoiada.....	20
Figura 2 - Resultados de TRRF pelos métodos simplificados, tabular e Isoterma de 500°C.....	21
Figura 3 - Parâmetros para cálculo de TRRF da viga biapoiada.....	22
Figura 4 - Comparativo do TRF da viga de estudo, determinado com o método tabular, com o da isoterma 500°C, e com simplificado proposto.....	22
Figura 5 - esquemático para consulta das dimensões mínimas da viga.....	23
Figura 6 - Resultado de verificação TRRF da viga biapoiada exposta ao fogo.....	24
Figura 7 - Resultado de verificação TRRF para viga continua exposta a ação do fogo.....	24
Figura 8 - Exemplo de viga biapoiada de seção T calculada como retangular.....	26
Figura 9 - Método gráfico para determinação do TRF da viga da figura 8.....	27
Figura 10 - Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio padrão.....	28
Figura 11 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso e calcário em função da temperatura.....	30
Figura 12. Calor específico variando com a temperatura conforme NBR 15200.....	33
Figura 13 - Condutividade térmica do concreto conforme NBR 15200.....	34
Figura 14 - Variação da densidade do concreto com a temperatura conforme NBR 15200.....	35
Figura 15 - Fator de redução da resistência do aço com a temperatura conforme NBR 15200...36	
Figura 16 - Lajes 6m x 6m apoiadas na viga v1 (sem escala)	37
Figura 17 - Seção da laje com suas respectivas camada de revestimento (à esquerda) e seção da viga (à direita)	37
Figura 18 - Área de influência da laje (à esquerda em azul) descarregado pela viga.....	40
Figura 19 - Carga linearmente distribuída na viga com sua respectiva seção transversal.....	42
Figura 20 - Dimensões mínima de largura (b_{min}) e distância entre eixo da armadura longitudinal inferior e face do concreto exposta ao fogo (c_l)	50
Figura 21 - Divisão da área nos elementos de concreto para o cálculo da temperatura.....	54
Figura 22 - Corte esquemático da camadas de cargas que atuam sobre a viga.....	59
Figura 23 - Detalhamento da seção da viga.....	61
Figura 24 - Tabela de área de aço da seção conforme espaçamento.....	64
Figura 25 - Detalhamento da viga.....	70
Figura 26 – Seção da viga de concreto armado.....	70
Figura 27 - Tabela para dimensões mínimas para vigas biapoiadas.....	71

Figura 28 - TRF da viga considerando a solicitação calculada a partir das combinações de ações especificado na NBR 15200:2012.....	79
Figura 29 - TRF da viga considerando $M_{Sd,fi} = 0,7 M_{Sd}$	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2 800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos.....	30
Tabela 2 - Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada.....	31
Tabela 3 - Valores das relações $k_{s,\theta}$	36
Tabela 4 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	38
Tabela 5 - . Definição da qualidade do concreto.....	38
Tabela 6 – Definição do cobrimento da viga conforme tabela 7.2 da NBR 6118.....	39
Tabela 7 - Peso específico aparente dos materiais.....	39
Tabela 8 - Coeficiente de ponderação para cálculo das combinações normais no ELU	42
Tabela 9 - Valores dos coeficientes de ponderação para o ELU.....	42
Tabela 10 - Valores dos coeficiente γ_f	48
Tabela 11 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.....	51
Tabela 12 - Fator de redução da resistência, à temperatura θ , da barra de aço i	56
Tabela 13 - Ações permanentes e variáveis atuantes na viga.....	59
Tabela 14 - Valores de variáveis para cálculo a flexão no ELU a.....	60
Tabela 15 - Resultado obtidos para o cálculo flexão da viga no ELU.....	62
Tabela 16 - Resultado obtidos no cálculo ao esforço cortante da viga no ELU.....	63
Tabela 17 - Resumo das verificações no ELU.....	65
Tabela 18 - Exigências de durabilidade relacionadas a fissuração e a proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental.....	67
Tabela 19 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo. Fonte NBR 6118:2023.....	68
Tabela 20 - Verificação de ELS-DEF.....	69
Tabela 21 - Valores das variáveis e do momento resistente em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para um TRRF 60 minutos.....	74
Tabela 22 - Valores das variáveis e do momento resistente em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para um TRRF 90 minutos.....	75
Tabela 23 - Valores das variáveis e do momento resistente em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para um TRRF 120 minutos.....	76
Tabela 24 - Valores das variáveis e do momento resistente em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para um TRRF 150 minutos.....	78
Tabela 25 - Comparação dos resultados de TRF pelos métodos utilizados.....	80
Tabela 26 - Atendimento de TRRF de acordo com o método aplicado.....	81

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Objetivo	13
1.1.1 Objetivo geral.....	13
1.1.2 Objetivos específicos	13
1.2 Justificativa	14
1.3 Estrutura do trabalho	15
2 LEVANTAMENTOS BIBLIOGRÁFICOS E NORMATIVOS.....	16
2.1 Levantamento Bibliográfico.....	16
2.1.1 ocorrências históricas.....	16
2.1.2. O comportamento de Vigas de concreto armado exposta ao fogo.....	17
2.1.3. Dimensionamento de Vigas de Concreto de Armado em Situação de incêndio – Referências.....	19
2.2 Projeto de estrutura de concreto armado em situação de incêndio - considerações normativas.....	27
2.2.1 ABNT NBR 14432 (2001) e Instrução Técnica 07 parte 01 CBMPA.....	27
2.2.2 ABNT NBR 15200 (2012)	29
2.2.2.1. Comportamento dos Materiais: Concreto e aço.....	29
2.2.2.1.1. Concreto	29
2.2.2.1.2. Aço - Resistência ao escoamento de armadura passiva a altas temperaturas.....	35
3 MÉTODO.....	37
3.1 Apresentação do caso estudado	37
3.2 Cálculo e detalhamento da Viga segundo critérios da ABNT NBR 6118 (2023)	38
3.2.1 Cargas atuantes na viga.....	39
3.2.2 Dimensionamento no ELU.....	42
3.2.3 Dimensionamento no ELS.....	47
3.3. Métodos de Cálculo Para Dimensionamento ao Incêndio	49
3.3.1. Método Tabular Para Vigas Biapoiadas.....	49
3.3.2. Método Simplificado com utilização da equação de Wickstrom.....	52
3.3.3. Método gráfico.....	57
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	58
4.1 Cálculo da Viga pela ABNT NBR 6118 (2023)	58
4.2 Análise em situação de incêndio	70
4.2.1. Verificação do TRRF da viga Método tabular.....	70
4.2.2. Cálculo do TRRF pelo método simplificado.....	72
4.2.3. Cálculo do TRF pelo método gráfico.....	78
4.3. Discussão dos Resultados obtidos.....	80
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	83
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	85

1. INTRODUÇÃO

A engenharia estrutural desempenha relevante função na garantia da segurança e durabilidade das edificações, levando-se em consideração também a economia. Um projeto estrutural bem elaborado e executado contribui para conferir a edificação uma vida útil prolongada e em conformidade com a norma de desempenho (ABNT NBR 15575:2013).

Nos projetos tradicionais de estruturas de concreto armado, esses critérios também norteiam a decisão do engenheiro calculista, desempenhando papel fundamental na tomada de decisão da concepção estrutural selecionada. Para orientar as tomadas de decisões nos projetos de estruturas de concreto armado a temperatura ambiente, os engenheiros recorrem, primariamente, as recomendações da ABNT NBR 6118 (atualizada recentemente, em Agosto de 2023) e nas demais normas que as características do projeto exigir.

Contudo, é preciso considerar nos projetos, as situações excepcionais nos quais as edificações estão sujeitas. Nesse contexto, a previsão de dimensionamento de exposição ao fogo das estruturas de concreto armado é uma condição obrigatória, a depender das características de uso e ocupação das edificações e de suas respectivas alturas - conforme previsto na tabela A1 da ABNT NBR 14432 (2001) e da Instrução Técnica 07 - parte I do Corpo de Bombeiros Militar do Pará (IT 07- parte I CBMPA).

Checadas essas condições é possível acessar nas tabelas mencionadas um parâmetro chamado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) que é o tempo mínimo que a edificação deve resistir ao fogo, caso seja exposta, e é um fator importante de referência para o dimensionamento das estruturas considerando essas condições. Destacamos aqui, que nem todas as estruturas precisam ser dimensionadas para resistir ao fogo. Assim, consultar as tabelas A1 da IT 07 - I do CBMPA e a ABNT NBR 14432 (2001) e as condições de isenções de TRRF em edificações, torna-se essencial para saber e compreender se a edificação que se deseja projetar precisa ser dimensionada para resistir ao fogo, e se precisar, qual o TRRF mínimo exigido.

Conhecendo essas informações, orientado pelas recomendações normativas e exigindo-se que as edificações requerem cuidados especiais quanto ao dimensionamento ao fogo, os projetistas de estruturas de concreto armado devem realizar o dimensionamento e a verificação da estrutura para suportar a situação de incêndio, obedecendo os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 15200 (2012).

Em se tratando de elementos estruturais em exposição ao fogo, a referida norma estabelece critérios para o dimensionamento dos elementos de vigas, lajes e pilares de concreto

armado, citando as propriedades físico-térmica do material a alta temperaturas, as ações correspondente ao incêndio e os métodos de cálculos prováveis para cada elemento estrutural de concreto armado.

O dimensionamento de cada componente da estrutura de concreto armado é essencial para a estabilidade global das edificações. No entanto, nesse trabalho iremos nos ater no dimensionamento de vigas de concreto armado, conforme ABNT NBR 6118 (2023), e sua verificação ao incêndio a partir da ABNT NBR 15200 (2012).

Assim, é de primordial importância entender que as vigas de concreto armado apresentam um papel crucial na estabilidade local e global das edificações, tendo a função de receber cargas dos elementos superiores como as lajes e elementos construtivos (paredes e divisórias) e transmiti-las aos elementos de suporte como pilares e/ou fundações. Portanto, garantir a segurança desse elemento em condições normais e severas são cruciais para a estabilidade global de qualquer estrutura, conforme afirma ALBUQUERQUE (2012), apontando ainda, que as vigas exercem importante influência em relação a estabilidade global de pórticos, já que trabalham de modo a garantir o contraventamento.

A capacidade de suporte desse elemento de concreto armado considerando sua exposição ao fogo, pode ser comprometida a depender das premissas adotadas no dimensionamento. Por isso, a importância de procedermos com os dimensionamento seguindo as recomendações normativas da ABNT NBR 6118 (2023), e só a partir de todos os critérios verificados e atendidos à temperatura ambiente, é que devemos realizar a verificação da resistência do elemento estrutural nas condições excepcionais de incêndio, conforme as recomendações da própria ABNT NBR 15200 (2012)

A ABNT NBR 15200 (2012), descreve as principais características físicas e mecânicas dos elementos de concreto armado quando exposto ao fogo, sendo estas informações fundamentais para realizar o dimensionamento ao sinistros das estruturas de concreto armado e para garantir a segurança do elemento nas edificações, cooperando para limitar risco a vida e ao patrimônio.

Dado a importância estrutural das vigas de concreto armado e de seu dimensionamento nas condições de exposição ao fogo, e para atingir os objetivos numerados a seguir, esse trabalho buscou fazer um levantamento das principais literaturas que discorrem a respeito do tema, bem como consultar as principais normas nacionais que referem-se ao assunto, visando criar embasamento teórico e metodológico, com intuito de realizar o dimensionamento de uma viga de concreto armado de uma edificação de uso comercial, concebendo-a biapoiada, levando-se em consideração o dimensionamento na condição ambiente normatizada pela

ABNT NBR 6118 (2023) e na condição de exposição ao fogo, através das especificações da ABNT NBR 15200 (2012).

1.1.Objetivos

1.1.1. Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral dimensionar uma viga biapoiada em concreto armado de uma estrutura genérica de um estabelecimento comercial, levando-se em consideração as recomendações da ABNT NBR 6118 (2023) no ELU e ELS para, posteriormente, fazer a checagem do dimensionamento da viga e verificar qual o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é suportado pelo elemento estrutural, utilizando no dimensionamento ao fogo, o método simplificado aplicando a equação de Wickstrom para obtenção da temperatura na seção da armadura longitudinal, o método tabular presente na ABNT NBR 15200 (2012) e o método gráfico apresentado por ALBUQUERQUE (2012), realizando a comparação dos resultados e fazendo uma abordagem qualitativa sobre as vantagens econômicas envolvidas em cada resultado.

1.1.2. Objetivos Específicos.

- Realizar o dimensionamento de uma viga biapoiada de concreto armado no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS) de uma edificação de uso comercial a partir de concepção adotada da ABNT NBR 6118 (2023)
- Verificar o TRRF atendido pela viga aplicando as equações do método simplificado de cálculo utilizando a equação de Wickstrom, método tabular recomendado pela ABNT NBR 15200 (2012) e método gráfico proposto por ALBUQUERQUE (2012).
- Realizar discussão e emitir opinião qualitativa baseado nos resultados quantitativos de TRRF obtidos nos métodos utilizados para a realização da verificação da viga em situação de incêndio.

1.2. Justificativa

O dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio é um tema muito importante para segurança das edificações. Sabe-se através das literaturas afins que a exposição ao fogo das estruturas, por vezes, trouxeram danos patrimoniais e ceifaram muitas vidas. Eventos dessa natureza no início, meados e fim do século XX, são trazidos por SILVA (2016), que relata vários incêndios em edificações no Brasil e no mundo que acarretaram perdas de vidas e danos ao patrimônio.

No Brasil, no ano de 2013, o incêndio na boate Kiss (embora sua causa não seja estrutural), contribuiu para que fossem aprimoradas as medidas de segurança contra incêndio nas edificações através de ações preventivas, haja vista a quantidade de perdas humanas envolvidas na tragédia. Isso impactou também na verificação de estruturas em situação de incêndio, principalmente no que tange em revisão e criação de normas pelos Corpos de Bombeiros do Brasil e no aumento de fiscalização, visando a segurança das estruturas e, conseqüentemente, de vidas e patrimônios.

Em se tratando de sinistros ocorridos em estruturas de concreto armado, temos os exemplos mais relevantes das tragédias dos incêndios do edifício Joelma e Andraus no século passado, ambas as estruturas foram submetidas ao fogo deixando dezenas de vítimas fatais e centenas de feridos.

Através de exemplos observados nos levantamentos realizados, é possível perceber que, embora o tema seja de suma importância, a abordagem dele na maioria dos cursos de graduações de engenharia civil é pouco efetiva, sendo possível inferirmos que há uma lacuna deixada no conhecimento da maioria dos engenheiros recém formados sobre o assunto.

Feito as devidas colocações, e ainda, corroborando a premissa em que não tivemos acesso a esse tipo de conteúdo durante as disciplinas da graduação, vimos a oportunidade de buscar conhecimento sobre o assunto neste Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) da graduação, procurando conhecer as etapas primordiais do dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, mas especificamente, das vigas de concreto armado e suas respectivas peculiaridades.

Assim, além de uma cooperação geral sobre o assunto, deixando mais uma opção de consulta sobre o tema para profissionais e acadêmicos da engenharia, esse trabalho se justifica também pelo retorno pessoal, pois as pesquisas realizadas iriam nos proporcionar uma potencialização no conhecimento sobre estruturas de concreto armado, tanto de literaturas quanto de normas.

1.3.Estrutura do Trabalho

O presente trabalho está estruturado em 5 capítulos.

Neste primeiro capítulo, a introdução, realizamos uma abordagem geral sobre aos aspectos envolvidos nos projetos de estruturas de concreto armado em condições ambientes, orientado pela ABNT NBR 6118 (2023) e em condições de exposição ao fogo orientado pela ABNT NBR 15200 (2012), apresentando o objetivo geral, os objetivos específicos e os motivos que nos levaram a optar pela escolha deste tema.

No capítulo 2, realizamos uma busca geral de referências normativas e bibliográficas sobre o assunto, buscando embasamento para realizar o trabalho dentro dos critérios científicos adotados.

No Capítulo 3, especificamos o elemento estudado e apresentamos o método utilizado para realizar os cálculos de vigas de concreto armado nas condições ambiente e em condições de exposição ao fogo, apresentando também os métodos utilizados para o tratamento dos dados e a validação dos resultados obtidos.

No capítulo 4, apresentamos os cálculos na temperatura ambiente e em situação de incêndio da viga realizando uma discussão em torno dos resultados obtidos comparando os métodos especificados e aferindo um parecer qualitativo quanto a economia do na utilização de cada método utilizado para a aferição do TRRF da viga do estudo.

No capítulo 5, contém um apanhado geral dos assuntos discutidos em cada tópico e as considerações finais a respeito do dimensionamento de viga de concreto armado em situação de incêndio.

2. LEVANTAMENTOS BIBLIOGRÁFICOS E NORMATIVOS

Neste capítulo, abordaremos sobre as fundamentações presentes em literaturas e em normas que discorrem a respeito do cálculo, dimensionamento e comportamento das vigas de concreto armado em situação de incêndio.

2.1. Levantamento bibliográfico.

2.1.1. Ocorrências Históricas

Conforme SILVA (2016), o primeiro grande incêndio da Era Cristã, historicamente registrado, foi o de Roma em 19 de Julho de 64. O sinistro se propagou pela cidade por 09 dias e o resultado disto foi milhares de mortos e mais da metade da cidade destruída. O autor cita outros incêndios mais recentes a nível internacional, como o de Londres (1666), Teatro Iroquois em Chicago (1903), Opera Rhoad na Pensilvânia (1908), Triangle Shirtwais Company em Nova York (1911); e alguns a nível nacional como os incêndios no Gran Circo Norte-Americano, no Rio de Janeiro (1961), edifício Andraus em São Paulo (1972) e no edifício Joelma em São Paulo (1974).

Ambos os incêndios referenciados, resultaram em inúmeras perdas de vidas humanas e destruição patrimoniais, deixando como legado, a mobilização da comunidade científica e de estudiosos contemporâneos a ocorrência do sinistro, para realização de pesquisas que resultaram em mudanças de comportamento com intuito de reduzir esse tipo de sinistro ou amenizar os efeitos de exposição de materiais as altas temperaturas. Embora nos exemplos citados, os materiais dos prédios atingidos fossem de diferentes composições, nas diferente épocas, é inquestionável a tragédia ou as perdas que um fogo fora do controle pode trazer, independente das características físico-químicas do material.

Em se tratando de estrutura de concreto armado exposta ao fogo, ALBUQUERQUE (2012) cita que o evento mais antigo encontrado na literatura nacional, foi em um edifício ainda em construção da sede do Banco do Brasil em São Paulo, no ano de 1947, resultando em danos severos e a conseqüente demolição da estrutura. No entanto, cita ela, que dois dos eventos que foram o estopim para que a ação do fogo em estruturas de concreto armado se tornasse assunto de grande interesse na época foram os incêndios, já citados, dos edifícios Andraus e Joelma no estado de São Paulo no início da década de 70 do século XX.

Após esses eventos, inúmeros trabalhos foram realizados e publicados por pesquisadores nacionais, contribuindo para o avanço da pesquisa na área. Albuquerque (2012, p. 80) apresentam alguns deste.

Pouco tempo após o incêndio no edifício Andraus, Petrucci (1972), apresentou um trabalho, em que abordou esse tema, no Colóquio sobre Durabilidade do Concreto, realizado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Ferreira (1978) e Almeida (1978) fizeram o mesmo, no entanto, no Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação das Estruturas, realizado também pelo IBRACON. (...) Almeida (1984), prosseguiu com estudo em sua Dissertação de Mestrado, sob orientação do professor Francisco Romeu Landi que, em 1977, ministrou a disciplina de pós-graduação “Projeto de Edifícios e comportamento dos materiais com relação ao incêndio” pelo Departamento de Engenharia de construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

As referências acima mostram que após as citadas tragédias, a comunidade científica se motivou a pesquisar, entender e publicar trabalhos inerentes ao assunto, resultando, ano após ano, em inovações e constatações novas ou afirmações das já explícitas.

2.1.2. O Comportamento de Vigas de Concreto Armado Exposta ao Fogo

Nesse sub tópico, faremos uma abordagem do assunto do comportamento de vigas de concreto armado tendo como referência o trabalho de ALBUQUERQUE (2012), mais especificamente, o capítulo três, por compreender a riqueza com que o referido capítulo aborda esse assunto trazendo referências nacionais e internacionais.

Sobre o tema do comportamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, ALBUQUERQUE (2012) aponta que os primeiros estudos mais expressivos realizados surgiram na década de 80, e algumas constatações importantes foram feitas por Lin; Gustaferrero e Abrams (1981), que realizaram estudos inferindo que, em vigas contínuas submetidas a temperaturas elevadas, ocorre uma redistribuição do momento solicitante, do positivo para o negativo, podendo ser favorável a resistência da peça quando submetida ao sinistro. Essa hipótese, foi confirmada por meio de ensaios realizados pelos referidos autores, demonstrando que as vigas contínuas possuem maior resistência ao fogo quando comparada as vigas simplesmente apoiada, pois estas, não são contempladas pela distribuição dos momentos.

Outros estudos sobre a temática, seguiram com experimentos e constatações relevantes sobre o comportamento de vigas contínuas e simplesmente apoiada. São citados por ALBUQUERQUE (2012), os estudos realizados por Dotreppe e Franssen (1981), que apresentaram um modelo numérico baseado nos métodos dos elementos finitos com intuito de avaliar a distribuição da temperatura e comportamento da estruturas de concreto. Para tal, validaram o modelo submetendo vigas retangulares bi apoiada e carga concentradas exposta ao incêndio padrão (ISO 834).

Também são referenciados os estudos de Lin; Ellingwood e Piet (1988), que desenvolveram um modelo numérico, com base na aproximação de derivadas por diferenças

finitas, para análise térmica solucionando uma equação diferencial para um fluxo bidimensional de calor. A validação deste modelo, também foi feito por ensaios em vigas submetidas a carregamentos axiais expostas a elevadas temperaturas.

As pesquisas dos autores citados serviram de suporte para os demais trabalhos posteriores sobre o tema. Relata ALBUQUERQUE (2012), que uma observação importante realizadas pelos autores foi que, o esforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado submetida ao fogo, não representa um problema significativo para a resistência, sendo a ruptura por flexão o caso mais usual de colapso.

Logo seria importante desvendar o efeito da flexão das vigas de concreto armado submetidas ao incêndio. Sobre essa temática, e o assunto relacionado a espessura do revestimento das vigas, a verificação deste autores serviram como base para outras pesquisas afins, conforme reforça ALBUQUERQUE (2012, p. 59 e 60):

O estudo realizado por Lin; Ellingwood e Piet (1988), também se tornou base para outros trabalhos, pois levou a uma conclusão importante: a resistência à flexão das vigas exposta ao fogo é função, principalmente, do histórico de temperatura da armadura. Logo, alguns autores, como Zha (2003) e Shi et al. (2004), perceberam a necessidade de analisar a influência, nesse aspecto, da espessura do revestimento das barras de aço. (...) Nos dois trabalhos, concluiu-se que o acréscimo do revestimento contribui para a melhoria da resistência ao fogo das vigas de concreto armado. No entanto, Shi et al. (2004), enfatizaram que deve haver um limite para esse aumento e que a influência maior é exercida pelo revestimento inferior, o lateral pouco afeta.

A constatação de que o revestimento é uma variável fundamental na resistência a flexão das vigas de concreto armado, naquele período foi de suma importância, pois é possível perceber que tanto nas normas nacionais como nas internacionais, as tabelas que parametrizam a resistência ao fogo, usam-na como uma das variáveis importantes para a definição do TRRF.

ALBUQUERQUE (2012), cita ainda, os trabalhos analíticos de Gustaferro e Lin (1986) e Tassios Chronopoulos (1986). Os primeiros, apresentaram equações para o cálculo do momento fletor resistente em vigas simplesmente apoiadas e contínuas em situação de incêndio, considerando-se os valores de temperatura nos materiais, para determinação do tempo de exposição a fogo. Eles comentaram sobre a situação da redistribuição dos momentos em vigas contínuas, esboçando uma preocupação nas decisões de projetos, quanto a redistribuição dos momentos negativos, propondo que uma solução possível seria aumentar o comprimento de ancoragem ao longo do trecho.

TASSIOS CHRONOPOULOS (1986) apud ALBUQUERQUE (2012), expuseram que as deformações térmicas e a distribuição não linear de tensões que viola o princípio de que “seção planas permanecem planas após deformações”, ocorre em função do gradiente não linear de temperatura que se forma ao longo da altura da viga exposta ao fogo. Testaram o modelo em

vigas, considerando outras variáveis, concluindo que é importante admitir os efeitos do gradiente térmico, indicando soluções simplificadas para suas considerações.

Conforme podemos verificar nesses pequenos trechos, vários estudos foram essenciais para analisar a resistência de vigas de concreto armado na condição de incêndio, surgindo ao decorrer de determinadas certezas constatadas, outras dúvidas, que proporcionaram hipóteses, pesquisas e constatações para que o estudo de vigas de concreto armado pudessem ser hoje normatizado e conhecido na comunidade acadêmica, ainda assim, tendo muito a evoluir.

Cita-se aqui, que muitos outros estudos continuaram após os primeiros destacado em citações deste subtema, e que tiveram como ferramenta analítica a solução por meio de métodos de elementos finitos, diferenças finitas, equações derivadas, dentre outros. Para um conhecimento mais abrangente do tema, sugerimos a leitura do trabalho de ALBUQUERQUE (2012) que traz algumas citações nacionais e internacionais contribuindo positivamente para a propagação desse conhecimento no meio científico.

Ao consultarmos as normas europeias e brasileiras, podemos observar a importância que essas pesquisas tiveram para parametrizar o tempo de resistência ao fogo do elementos estruturais em concreto armado, principalmente os métodos diretos, que usam tabelas, que tem como variáveis principais a largura da viga e o cobrimento. Tais abordagem da norma serão tratadas ainda neste capítulo. No entanto, a seguir, abordaremos alguns trabalhos que tratam sobre o dimensionamento de vigas de concreto em situação de incêndio.

2.1.3. Dimensionamento de Vigas de Concreto de Armado em Situação de incêndio – Referências.

Neste subtópico, faremos referências de alguns trabalhos que abordaram o tema de dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, buscando compreender os procedimentos de cálculo utilizados pelos autores e que levaram-no aos resultado obtidos, servindo como elemento comparativos para fins de constatação dos resultados obtidos neste trabalho.

O dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio requer atendimento as especificações e métodos normativos. Nesse aspecto, a ABNT NBR 15200 (2012), cita os métodos aceitos para dimensionamento e traz claramente, como alternativa, o método tabular. ALBUQUERQUE (2012), aponta que o método tabular é o único recomendado pela ABNT NBR 15200, que pode ser aplicado de forma direta para o dimensionamento, sem o auxílio de programas de computador mais avançado ou ensaios experimental. Outros método requerem o auxílio computacional ou de resoluções de equações analíticas mais complexas.

BAPTISTA, et al. (2023), apontam que:

Atualmente, ao considerar os efeitos de um incêndio em vigas de concreto armado, *softwares* comerciais de projeto de estruturas, em geral, limitam-se apenas às verificações com base no método tabular, conforme a ABNT NBR 15200 (2012), sem levar em consideração os esforços solicitantes e resistentes, deixando ao projetista a necessidade de alterar o dimensionamento da seção de concreto.

Buscando alternativas ao método tabular BAPTISTA, et al. (2023), propuseram um método simplificado para a verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio, com o objetivo de permitir a implementação em softwares comerciais de projeto, com soluções analíticas, e que apresente resultados favoráveis à segurança, e em alguns casos, mais econômicos do que o método tabular.

Para a verificação da resistência das vigas simplesmente apoiada expostas ao fogo, realizaram o cálculo dos momentos solicitante e resistente utilizando os procedimentos apontados pela ABNT NBR 15200 (2012). Contudo, as medidas de temperatura no centro da seção das barras de aço longitudinais, foram obtidos através do Método de Wickstrom (1986), método que será detalhado mais adiante neste trabalho.

Os procedimentos de cálculo foram feitos baseado nas informações da viga biapoiada, conforme figura 1, onde **b** é a largura da seção transversal da viga, **h** é a altura da seção transversal, **L** o comprimento do vão da viga, p_k é o valor característico do carregamento uniformemente distribuído e **c** o cobrimento da armadura.

Figura 1: parâmetros para cálculo de TRRF da viga pelo método simplificado e tabular.

Vig	TRR F	b	h	L	p_k	c	Armadura
	[min]	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m]	[mm]	
1	60	16	40	4,5	10,04	25	3Ø10 (1 camada)
2	90	19	50	5,0	10,19	40	3Ø10 (1 camada)
3	120	24	60	6,0	11,47	45	4Ø10 (1 camada)
4	180	30	60	6,0	30,21	60	5Ø10 (1 camada)
5	90	30	60	6	23,19	25	2Ø20 (1 camada)

Em todos os casos considerou-se vigas com estribo de 5 mm e f_{ck} igual a 30 MPa e f_{yk} igual a 500 MPa.

Fonte: (Baptista et al, 2023 p.12).

A partir dos parâmetro da tabela na figura 1, realizou-se os cálculos e comparou-se os resultados de TRRF obtidos através do método simplificado, com o métodos tabular, e o método da isoterma 500 °C (método simplificado proposto pela Eurocode parte 1-2 2004) para diferentes modelos de vigas biapoiadas de concreto armado, conforme tabela da figura 2 abaixo.

Figura 2 . Resultados de TRRF pelos métodos simplificados, tabular e da Isoterma de 500°C.

Vig a	TRRF	b	Método Tabular				Método Simplificado Proposto			Método Isoterma 500 °C	
			c_1	c_{1min}	c_{1l}	c_{1lmin}	TRF	$M_{Sd,fi}$	$M_{Rd,fi(TRRF)}$	TRF	TRF
			[min]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[min]	[kNm]	[kNm]
1	60	16	35	35	35	45	50	24,91	28,89	67	67
2	90	19	50	45	50	55	80	31,21	38,85	105	105
3	120	24	55	60	55	70	94	50,58	55,65	129	129
4	180	30	70	70	70	80	140	61,48	67,44	191	191
5	90	30	40	40	40	40	90	102,27	60,47	68	68

Fonte: (Baptista et al ,2023, p. 12)).

Onde:

c_1 é distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face inferior do concreto exposta ao fogo;

c_{1min} é a distância mínima entre eixo da armadura longitudinal e a face inferior do concreto exposta ao fogo;

c_{1l} é distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face lateral do concreto exposta ao fogo;

c_{1lmin} é distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal e a face lateral do concreto exposta ao fogo.

$M_{Rd,fi}$ momento Resistente de cálculo à temperatura ambiente.

$M_{Sd,fi}$ é o momento solicitante de cálculo, em situação de incêndio

Após os estudos, BAPTISTA, et al. (2023), concluíram que o método simplificado proposto, além de ser um método de fácil aplicação, apresenta resultados a favor da segurança e, mesmo assim, permite resultados, em geral, mais econômicos que o método tabular. Constataram também que os resultados pelo método simplificado proposto e pelo método da isoterma 500°C são muito próximos, porém o primeiro, tem como vantagem a facilidade do cálculo, pois, através de algumas simplificações, não há a necessidade de determinar a largura da seção reduzida do concreto, em função da isoterma 500°C, conforme prevê a Eurocode 2004, parte1-2.

Em trabalho semelhante, AMARAL; REAL (2021), realizaram os mesmos procedimentos de cálculo do método simplificado acima, também utilizando o método de Wickstrom, em um exemplo de vigas biapoiada, com os dados fornecido figura 03.

Figura 03. Parâmetros para cálculo de TRRF da viga biapoada.

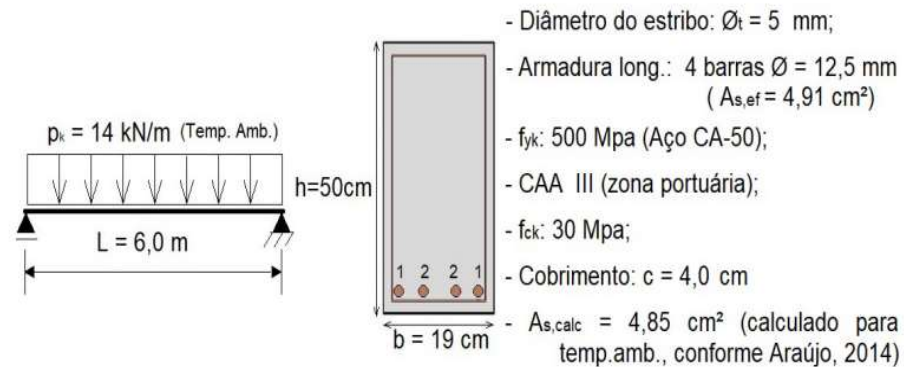


Figura 4.1 – Parâmetros da Viga em Estudo

Fonte: (Amaral; Real, 2021, p. 51).

Após realizarem os cálculos para atendimento a um TRRF 90, constataram que a viga satisfaz a condição de segurança pelo método simplificado, no entanto, não satisfaz para o método tabular, mostrando-se, nesse caso, o simplificado mais econômico que o tabular. Para atender ao TRRF de 90, AMARAL; REAL (2021) propuseram algumas modificações na seção da viga e em sua armadura longitudinal. As sugestões de modificação dos dados das vigas, com seus respectivos Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) foram tabeladas, conforme se constata na figura 4.

Figura 4. Comparativo do TRF da viga de estudo, determinado com o método tabular, com o da isoterma 500°C, e com simplificado proposto.

Dados da Viga	Tempo de Resistência ao Fogo TRF [min]		
	Tabular	Isoterma 500°C	Simplificado Proposto
Condição inicial: igual à temperatura ambiente 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4Ø12,5 – uma camada	83	113	113
Conforme alternativa I: aumentando barras de canto 19x50 cm; c = 4,0 cm; 2Ø16 + 2Ø12,5 – uma camada	101	130	129
Conforme alternativa II: aumentar altura da viga 19x60 cm; c = 4,0 cm; 4Ø12,5 – uma camada	92	125*	125*
Conforme alternativa III: aumentando o cobrimento 19x50 cm; c = 4,5 cm; 4Ø12,5 – uma camada	92	125	125
Conforme alternativa IV: Distribuir em duas camadas 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4Ø12,5 – duas camadas	99	113	112
Conforme alternativa V: considerando Δc_1 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4Ø12,5 – uma camada	84	113	113
* Considerando o $M_{Sd,fi} = 63,95$ kNm devido altura de 60 cm; para os demais casos $M_{Sd,fi} = 61,74$ kNm (altura 50 cm);			

Fonte: (Amaral; Real, 2021, p. 55)

Uma consideração relevante a respeito da eficiência e efetividade do método simplificado utilizando a equação de Wickstrom, pode ser observado na fala de BAPTISTA, et al. (2023, p.13):

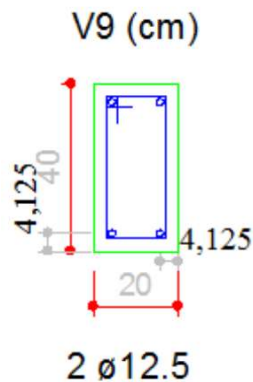
(...) quando comparados os momentos resistentes em situação de incêndio, calculados pelo método simplificado proposto com os obtidos utilizando o método dos elementos finitos no software ANSYS, observou-se que os determinados pelo método proposto apresentaram, em geral, resultados inferiores aos obtidos com a simulação numérica no ANSYS, indicando que o método proposto apresenta valores a favor da segurança.

Vale ressaltar que o software ANSYS, baseia-se no método dos elementos finitos, fazendo uma análise mais rigorosa e representativa da realidade, considerando a redução da resistência à compressão do concreto e a resistência à tração do aço com o aumento da temperatura, ponto a ponto. Logo, constitui-se em importante parâmetro de comparação com outros métodos de modo a validar resultados obtidos. Tais constatações mostram a confiança que o método simplificado utilizando a equação de Wickstrom para obtenção da temperatura nas barras de aço pode oferecer.

Nesse aspecto, é possível citar o trabalho de AMARAL (2018), o qual realiza a comparação de dimensionamento de vigas de concreto armado de estruturas portuárias em situação de incêndio, utilizando o software ANSYS, como um dos parâmetro de comparação e validação de resultados.

Outro trabalho interessante sobre o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio foi o trabalho de CRISPIM; CRISPIM (2018). Neste artigo, os autores realizaram o estudo comparando os resultados de dimensionamento de duas vigas com a mesma dimensão de seção, porém uma viga biapojada e outra continua com as características especificadas na figura 5.

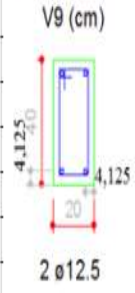
Figura 5: esquemático para consulta das dimensões mínimas da viga.



Fonte: (Crispim; Crispim, 2018, p. 112).

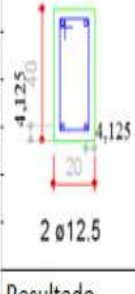
Para a comparação dos resultados em relação ao TRRF atendido, os autores utilizaram o método tabular implementado pelo software Eberick V9 e o método simplificado realizando o cálculo da temperatura média das barras na seção pelo método de Wickstrom. O resultado do dimensionamento pode ser verificado nas figuras 6 e 7.

Figura 6: Resultado de verificação TRRF da viga biapoiada exposta ao fogo.

V9 - Contínua	TRRF							
	30 min		60 min		90 min		120 min	
c1 e c1l atuais	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado
41,25 (mm)								
 V9 (cm)	c1 e c1l necessários	Mri = 4194 Mdi = 2479,56	c1 e c1l necessários	Mri = 3115 e Mdi = 2479,56	c1 e c1l necessários	Mri = 1579 e Mdi = 2479,56	c1 e c1l necessário	Mri = 818,747 e Mdi = 2479,56
	11,55 e 21,15 respectivamente	ambos em kgf.m	4,45 e 14,45 respectivamente	ambos em kgf.m	43,69 e 53,69 respectivamente	ambos em kgf.m	66,55 e 75,55 respectivamente	ambos em kgf.m
Resultado	Aprovada	Aprovada	Aprovada	Aprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada

Fonte: (Crispim: Crispim, 2021, p.115).

Tabela 7: Resultado de verificação TRRF para viga contínua exposta a ação do fogo

V3 - biapoiada	TRRF							
	30 min		60 min		90 min		120 min	
c1 e c1l atuais	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado	Eberick V9	Simplificado
41,25 (mm)								
 V9 (cm)	c1 e c1l necessários	Mri = 4194 Mdi = 4197,93	c1 e c1l necessários	Mri = 3115 e Mdi = 4197,93	c1 e c1l necessários	Mri = 1579 e Mdi = 4197,93	c1 e c1l necessário	Mri = 818,747 e Mdi = 4197,93
	13,73 e 23,73 respectivamente	ambos em kgf.m	33,73 e 43,73 respectivamente	ambos em kgf.m	56,23 e 66,23 respectivamente	ambos em kgf.m	0 e 0. bw passa para 19 cm	ambos em kgf.m
Resultado	Aprovada	Aprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada	Reprovada

Fonte: (Crispim: Crispim, 2021, p.115).

Embora, os resultados não tivessem diferenças entre os TRRF obtidos, para as suas respectivas condições de apoio, conforme transcrito nas tabelas, foi possível constatar uma afirmação de LIN; GUSTAFERRO E ABRAMS (1981) apud ALBUQUERQUE (2012), onde indicou que as vigas contínuas possuem melhor resposta ao fogo do que as vigas biapoiadas, devido o ganho de resistência proporcionado pela redistribuição de momentos. Ademais, podemos verificar que não houve ganho de TRRF quando aplicado o método simplificado utilizando a equação de Wickstrom e os obtidos pelo método tabular através do programa Eberick.

Podemos também fazer um paralelo dos resultados obtidos por CRISPIM & CRISPIM (2021) sobre as análises do TRRF mínimo (30 min), com a afirmação de BAPTISTA et al. (2023, p. 11). Citam estes que:

Vigas dimensionadas à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR-6118 (2014), respeitando os cobrimentos mínimos exigidos por ela, em função da classe de agressividade, possuem TRF mínimo de 30 min independente de sua largura. Sendo assim, pode-se afirmar que a verificação de vigas em situação de incêndio com TRRF igual a 30 min é dispensável.

Portanto, considerando essas afirmações, nos trabalhos realizados por CRISPIM; CRISPIM (2021), nas vigas biapoiadas, é possível se fazer a afirmação que os cálculos para um TRRF de 30 minutos não seriam necessários.

Dentro do contexto deste subtema, reforçamos o trabalho realizado por ALBUQUERQUE (2012) e que os resultados gráficos obtidos pela pesquisa da autora será utilizado como um dos parâmetros de comparação de resultados de TRRF desta pesquisa. No trabalho, a autora desenvolveu um método, chamado de método alternativo, com intuito de dispor de uma ferramenta auxiliar para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, que fosse de fácil aplicação e adotasse hipóteses de cálculo mais realísticas e econômicas do que aqueles utilizados pelo método tabular especificado na ABNT NBR 15200 (2012).

Para a realização da pesquisa, a autora analisou diversas seções de vigas contínuas e biapoiadas, com altura e larguras variadas, apoiadas sobre uma laje de 5cm. As armaduras longitudinais positivas e negativas arranjadas em uma ou duas camadas e com diferentes diâmetro. As armadura transversais (estribos) fixados em 5mm e cobrimento das armaduras variando entre 25,30 e 40 cm. “As análises térmicas das seções foi feito pelo programa *Super Tempcalc*, que utiliza o método dos elementos finitos, e fornece o momento fletor resistente de determinada seção aquecida por meio de gráficos, que relacionam esses valores ao tempo de aquecimento padronizado.” (ALBUQUERQUE 2012, p. 157). Essa é uma das variáveis para a construção do método proposto pela autora.

O método gráfico, com o próprio nome sugere, fornece várias soluções gráficas para obtenção do Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) de vigas, a partir de elemento de entrada que utiliza um parâmetro representado pela letra grega μ , resultado da razão entre o momento solicitante em situação de incêndio ($M_{Sd,fi}$) e o momento resistente a temperatura ambiente (M_{Rd}), conforme especificado na fórmula 2.1 abaixo.

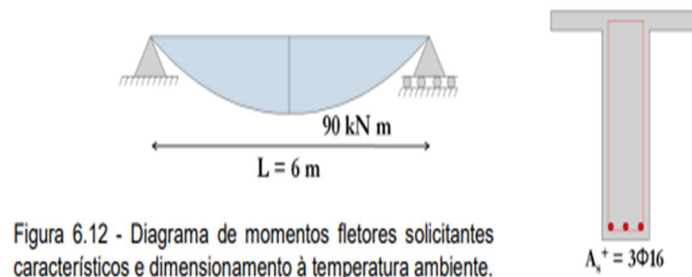
$$\mu = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} \quad (2.1)$$

A autora explica que apesar do μ , ser função do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio os gráficos são confeccionados em função do momento solicitante, isso porque a segurança é atendida quando $M_{Sd,fi} \leq M_{Rd,fi}$. Portanto, ao se admitir $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$, é possível obter o valor de TRF do elementos de forma prática.

A validação do método gráfico foi feito através de comparação de resultados de vários métodos simplificados amparados pelas recomendações da ABNT NBR 15200 (2012) e pela Eurocode parte 1-2 (2004), obtendo resultados satisfatórios. Ainda assim, devido a facilidade de utilização do método tabular, ALBUQUERQUE (2012) recomenda que se faça a verificação primeiro por este. Caso os resultados de TRRF não sejam atendidos, recomenda ela que se faça a análise pelo método gráfico.

Na figura 8 abaixo, vemos um exemplo de aplicação do método em viga biapoada de seção T (19 cm x 60 cm) calculada como retangular, já dimensionada a temperatura ambiente, e apenas com armadura positiva (3 ϕ 16):

Figura 8. Exemplo de viga biapoada de seção T calculada como retangular.

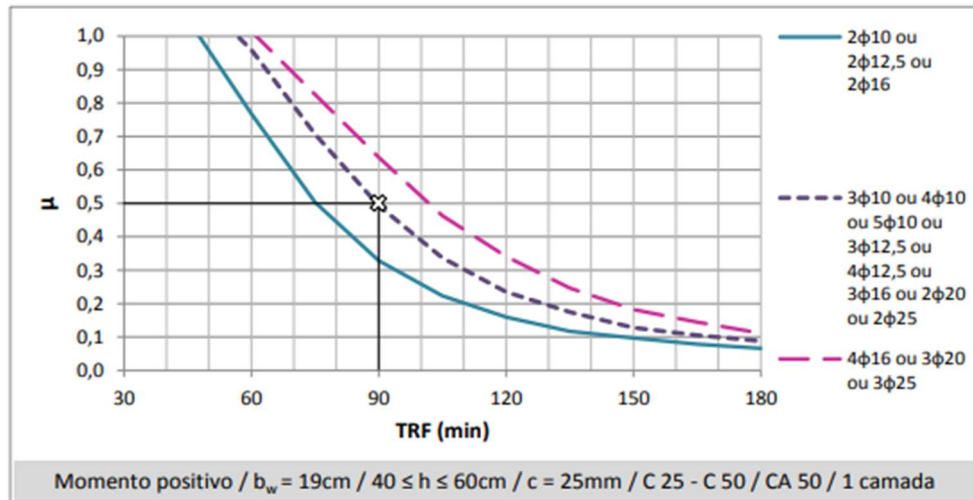


Fonte: (Albuquerque, 2012, p. 169).

A partir dessas informações, encontra-se o esquema de verificação do TRF pelo método gráfico, calculando os valores dos Momento Solicitante em situação de incêndio ($M_{sd, fi}$) e momento resistente a temperatura ambiente (M_{Rd}). Definidas essas duas variáveis, procede-se o cálculo da razão entre elas, e o resultado é verificado em um gráfico onde contem, no eixo das ordenadas o valor de μ , e no eixo das abcissas seus respectivos TRF's, a partir da curva corresponde as variáveis da viga (quantidade e diâmetros das armaduras, dimensões da seção, valor de cobertura, quantidade de camada dos momentos positivos e/ou negativos e classe do concreto). Um exemplo de resultado de TRF da viga mencionada acima encontra-se no gráfico da figura 9 abaixo.

Figura 9. Método gráfico para determinação do TRF da viga da figura 8

$$\mu^+ = \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \therefore \frac{72}{143,5} \therefore \mu^+ \cong 0,50 (A_s^+ = 3\Phi 16) \rightarrow TRF_{viga} = 90 \text{ min}$$



Fonte: (Albuquerque, 2012, p. 172).

Destaca-se que o método gráfico é válido para concreto com resistência convencional (C20 a C50), e que as características para a obtenção do TRF levam em consideração fatores de dimensionamento da estrutura a temperatura ambiente, conforme diretrizes dada pela ABNT NBR 6118 (2023). Este método será utilizado como elemento de comparação de resultados de TRF do dimensionamento da viga desta pesquisa.

2.2. Projeto de estrutura de concreto armado em situação de incêndio - considerações normativas.

Neste sub tópico, faremos um apanhado geral sobre algumas normas e a Instrução Técnica 07 do Corpo de Bombeiros (IT-07) a respeito das diretrizes para o projeto. Ademais é importante salientar aqui, o que é preciso conhecer para entender quando será exigido de uma estrutura de concreto armado o dimensionamento ao incêndio. Para tal, a consulta normativa é essencial.

2.2.1. ABNT NBR 14432 (2001) e Instrução Técnica 07 parte I do CBMPA.

A ABNT NBR 14432 (2001) estabelece as exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos das edificações e a IT 07 do CBMPA discorre sobre os critérios para atendimento a segurança estrutural das edificações. Em ambas, os conceitos são essenciais para o dimensionamento das estruturas de concreto armado exposta ao fogo. Entre os conceitos, convém reforçar alguns e definir outros para o entendimento deste trabalho. São eles:

- a) **Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF):** Tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão.
- b) **Incêndio-padrão:** Elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela seguinte expressão:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.2)$$

Onde:

t é o tempo, em minutos;

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

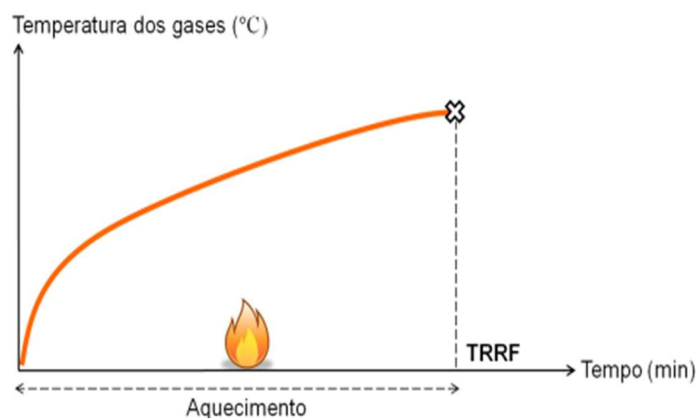
θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t.

Sobre os conceitos destacados acima, com intuito de aprimorá-los, é válido destacar que (TRRF) é diferente do Tempo de Resistência ao Fogo (TRF). Aquele, como já mencionado refere-se ao tempo mínimo de resistência ao fogo dos elementos, por sua vez, o TRF refere-se ao tempo máximo de resistência do elemento exposta ao fogo. Portanto, nos projetos, o TRF tem que ser maior ou igual ao TRRF para atendimento ao fogo.

$$\text{TRF} \geq \text{TRRF} \quad (2.3.)$$

Por sua vez, a curva de incêndio-padrão tem a característica de considerar a temperatura sempre crescente com o tempo, conforme gráfico da figura 10 apresentada abaixo, o que não corresponde a situação real do incêndio, sendo apenas um modelo validado para aplicação em projetos diversificados.

Figura 10. Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio padrão



Fonte: (Albuquerque, 2012, p. 27).

Sobre a condição de quais edificações precisam ser dimensionadas para atender a determinado TRRF, as normas mencionadas acima (ABNT NBR 14432 e IT 07 parte CBMPA),

contém em seus anexos tabelas que classificam as edificações de acordo com seu “uso/ocupação” e “altura”, para, a partir dessas variáveis, verificar para qual TRRF a estrutura precisar ser dimensionada para resistir ao fogo. Nas normas aqui citadas, é possível também verificar as condições de isenção de verificação e redução do TRRF, onde em caso de redução, apresentam o Método do Tempo Equivalente apenas aqui citado.

Destaca-se que, embora seja bem similares, as tabelas do anexo A1 da IT 07 traz uma classificação da edificação mais abrangente nos aspectos “classe” e “altura da edificação” do que a do anexo A1 da NBR 14432. Também, vale destacar que as IT’s estaduais tem precedência sobre as NBR’s.

2.2.2. ABNT NBR 15200 (2012).

Ao consultar as tabelas das normas citadas no item anterior e constatar que as edificações em estruturas de concreto armado necessitam atender um determinado TRRF, o projetista de estruturas deve atentar para as recomendações da ABNT NBR 15200 (2012), que estabelece os critérios de projeto de estrutura de concreto armado em situação de incêndio e a maneira de demonstrar seu atendimento. Vale destacar que, antes de atender as recomendações desta norma, as estruturas de concreto armado precisam, primeiramente, está dimensionada nas condições ambientes, conforme os critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2023).

A ABNT NBR 15200 (2012), como era de se esperar, fornecem as propriedades físicas e mecânicas dos materiais e informam que estas variam com a temperatura, e essas considerações são importantes para realizar um projeto estrutural para atendimento ao incêndio. Nesse contexto, daremos ênfase as principais características do concreto e do aço que variam com a temperatura e que são trazidas na referida norma.

2.2.2.1. Comportamento dos materiais em situação de incêndio.

2.2.2.1.1. Concreto.

a) Resistência à compressão do concreto a altas temperaturas

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na tabela 1, podendo ser obtida pela equação 2.4 a seguir:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (2.4.)$$

Onde:

$f_{c,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura θ ;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

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

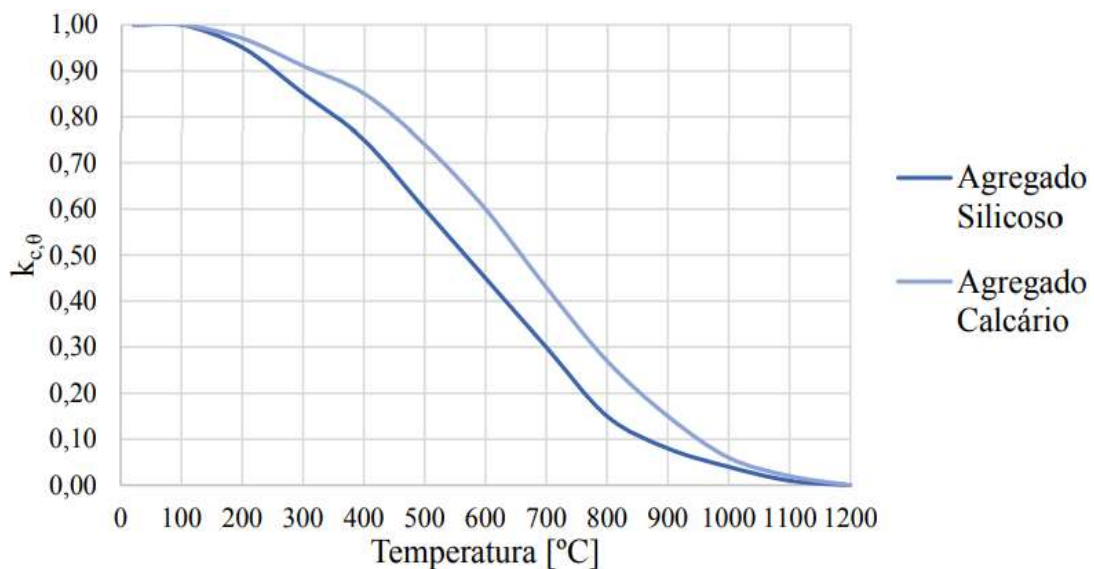
O coeficiente $k_{c,\theta}$ pode ser obtido na norma para concretos preparados predominantemente com agregados siliciosos, conforme tabela abaixo. Pontua-se que para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear. Para concretos preparados com outros agregados ou massas específicas diferentes daquelas indicadas na norma, deve ser consultado o Eurocode 2, Part. 1-2.

Tabela 1. – Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2 800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente siliciosos.

Temperatura do concreto °C	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1 000	0,04
1 100	0,01
1 200	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

Figura 11. Fator de redução da resistência do concreto silicioso e calcário em função da temperatura



Fonte: (Amaral, 2018, p.39)

b) diagrama Tensão Deformação

O diagrama tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas obedece à equação 2.5 a seguir:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (2.5)$$

Onde:

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

$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ (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 , conforme Tabela 2 (adimensional);

$\varepsilon_{cu,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme Tabela 2 (adimensional).

Alternativamente, para o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto, é permitido adotar-se uma linha reta entre $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$, conforme valores apresentados na tabela 2 .

Tabela 2. Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada

θ °C	$\varepsilon_{c1,\theta}$ %	$\varepsilon_{cu,\theta}$ %
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1 000	1,50	4,50
1 100	1,50	4,75
1 200	1,50	-

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012)

A seguir trataremos das variações das propriedades físico-térmicas dos concretos preparados com agregados predominantemente silicosos e que são fornecidas pelo anexo C da NBR 15200.

c) Alongamento

Segundo a referida norma, o alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é determinado da seguinte forma:

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 700^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (2.6.)$$

- Para $700^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 1200^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3} \quad (2.7)$$

Onde:

l é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20°C ;

Δl é o alongamento do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura;

θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

De forma simplificada, a relação entre o alongamento específico do concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante, através da expressão 2.8 abaixo.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3} (\theta_c - 20) \quad (2.8)$$

d) Calor específico

Segundo a NBR 15200, o calor específico $c_p(\theta)$ do concreto seco ($u = 0\%$) silicoso ou calcário pode ser determinado da seguinte maneira:

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C}$

$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg } ^{\circ}\text{C)} \quad (2.9)$$

- Para $100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta_c - 100) \text{ (J/kg } ^{\circ}\text{C)} \quad (2.10)$$

- Para $200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \text{ (J/kg } ^{\circ}\text{C)} \quad (2.11)$$

- Para $400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg } ^{\circ}\text{C)} \quad (2.12)$$

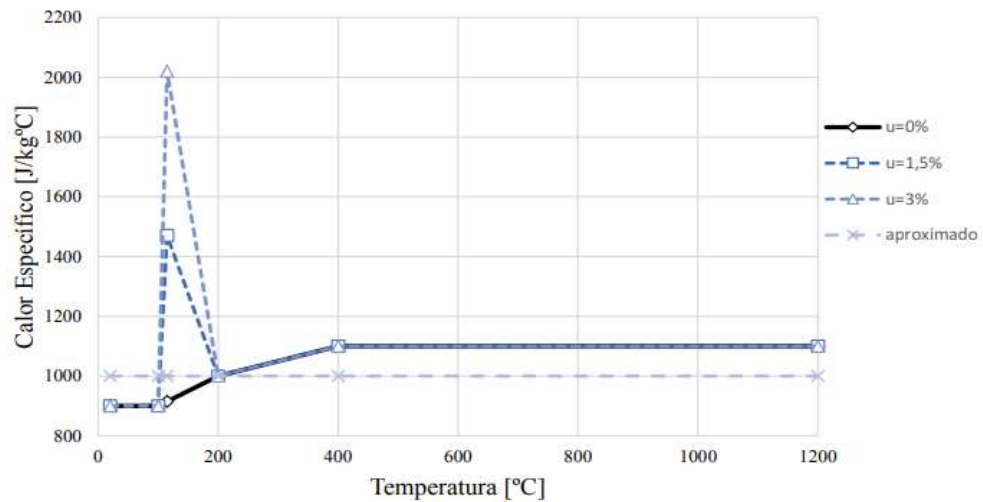
A norma especifica ainda que quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcário ou silicoso pode ser modelado por um valor constante $c_{p,top}$, situado entre 100°C e 115°C , com decréscimo linear entre 115°C e 200°C .

- $c_{p,top} = 900 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C}$ para umidade de 0% em peso.
- $c_{p,top} = 1470 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C}$ para umidade de 1,5% em peso.
- $c_{p,top} = 2020 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C}$ para umidade de 3,0 % em peso.

De forma simplificada, a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a $1000 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C}$.

A função do calor específico do concreto variando com a temperatura pode ser observada no gráfico da figura 12.

Figura 12. Calor específico variando com a temperatura conforme NBR 15200.



Fonte: (Amaral, 2018, p. 41).

e) Condutividade Térmica

Conforme NBR 15200, a condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso, em watts por metro e por grau Celsius ($W/m^{\circ}C$), pode ser determinada, para $20^{\circ}C \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}C$ pela seguinte equação:

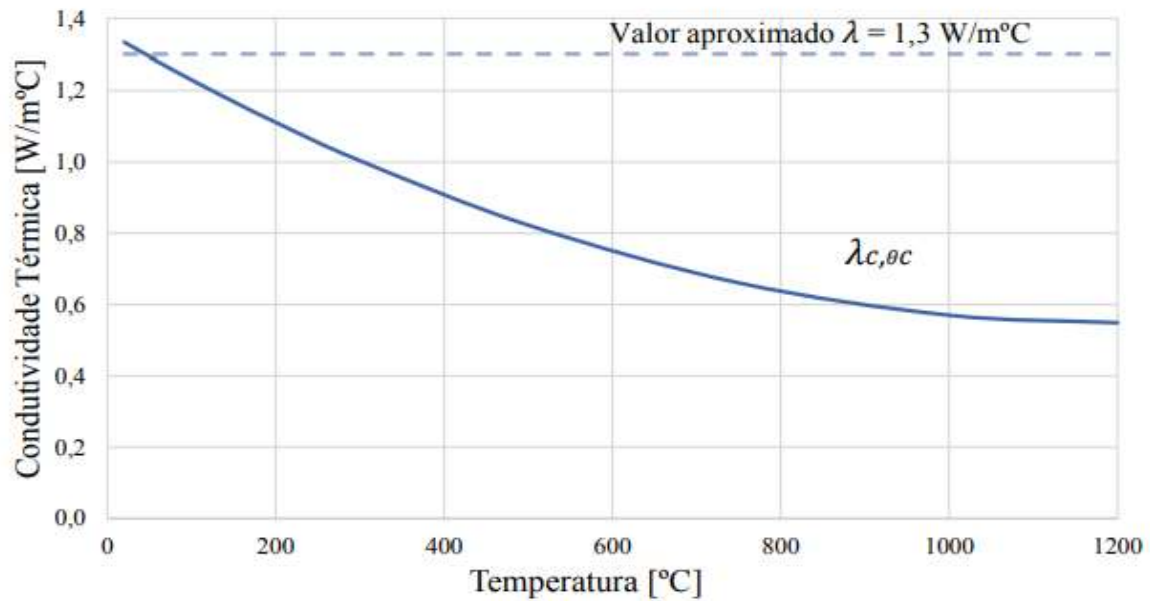
$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (2.13)$$

Onde θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

De forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura pode ser considerada constante e igual a $1,3 W/m^{\circ}C$.

A figura 13, demonstra graficamente a condutividade térmica do concreto de acordo com o especificado na NBR 15200.

Figura 13. Condutividade térmica do concreto conforme NBR 15200



Fonte: (Amaral, 2018, p. 40).

f) Densidade

Conforme NBR 15200:2012, a variação da densidade com a temperatura, $\rho(\theta)$, é influenciada pela perda de água e pode ser determinada da seguinte maneira:

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C}$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \quad (2.14)$$

- Para $115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad (2.15)$$

- Para $200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$

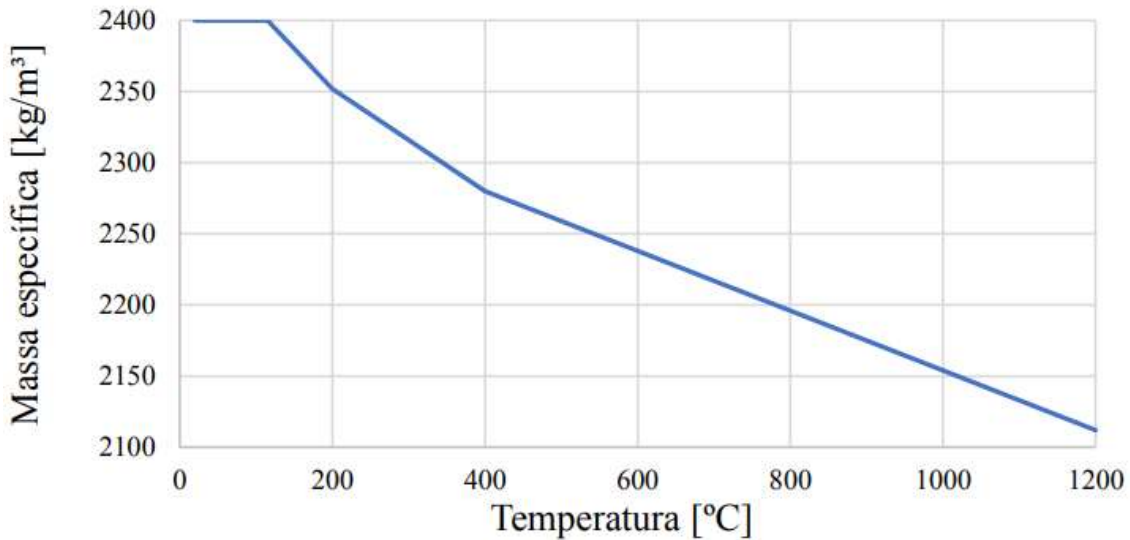
$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \quad (2.16)$$

- Para $400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \times (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \quad (2.17)$$

É válido ressaltar que à temperatura ambiente, a ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que o concreto simples possui densidade igual a 2400 kg/m^3 e o concreto armado 2500 kg/m^3 . A figura 14, demonstra graficamente a variação da densidade (ou massa específica) do concreto de acordo com a temperatura, conforme especifica a NBR 15200.

Figura 14. Variação da densidade do concreto com a temperatura conforme NBR 15200.



Fonte: (Amaral, 2018, p. 39).

2.2.2.1.2. Aço - Resistência ao escoamento de armadura passiva a altas temperaturas

Assim como o concreto, o aço também tem suas características comprometidas com a elevação da temperatura. Destacaremos aqui a propriedade da resistência ao escoamento do aço com a elevação da temperatura. As demais propriedades podem ser consultadas na norma.

Segundo a NBR 15200:2012, a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na tabela 3 e no gráfico da figura 15, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.18)$$

Onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente (MPa);

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

— curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;

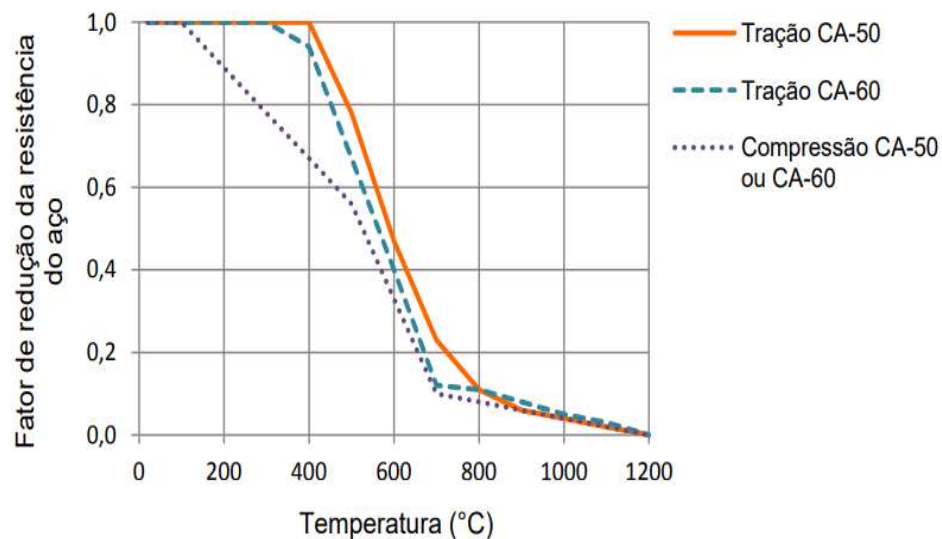
— curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

Tabela 3. Valores das relações $k_{s,\theta}$

Temperatura do aço (° C)	$k_{s,\theta} = f_{y,\theta} / f_{yk}$		
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60
	CA-50	CA-60	
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012).

Figura 15. Fator de redução da resistência do aço com a temperatura conforme NBR 15200.



Fonte: (Albuquerque, 2012, p. 46).

3. MÉTODO.

Neste capítulo, apresentaremos as características do elemento estrutural analisado, bem como as referências, procedimentos e métodos utilizados para o dimensionamento a temperatura ambiente e a verificação e o dimensionamento de resistência ao fogo do elemento estrutural.

3.1. Apresentação do Caso Estudado

Este trabalho consiste em dimensionar e analisar uma viga simplesmente apoiada de concreto armado na condição ambiente orientado pela NBR 6118 e fazer a verificação ao incêndio conforme NBR 15200:2012. Para tal, buscamos conceber o elemento estrutural, a partir de especificações reais de dimensionamento, utilizando os parâmetro da NBR 6118 para realizar as tomadas de decisões de projeto.

Assim, iniciamos os trabalhos a partir da concepção de uma viga em concreto armado de seção $30 \times 70 \text{ cm}^2$, com 6m de vão, imaginando fazer parte de uma edificação de uso comercial, construída em zona urbana. Nesta viga, além do seu próprio peso, atuam cargas provindas dos apoios de duas lajes quadradas de 6m de lado e 12 cm de altura, mais camadas de revestimentos de piso de porcelanato com 0.5 cm de altura, contra piso com 3.0 cm de altura e revestimento de teto com 1.0 cm de altura, além de uma carga linear de alvenaria de bloco cerâmico com 3m de altura e 15 cm de largura. As imagens ilustrativas dessas informações encontram-se nas figuras 16 e 17.

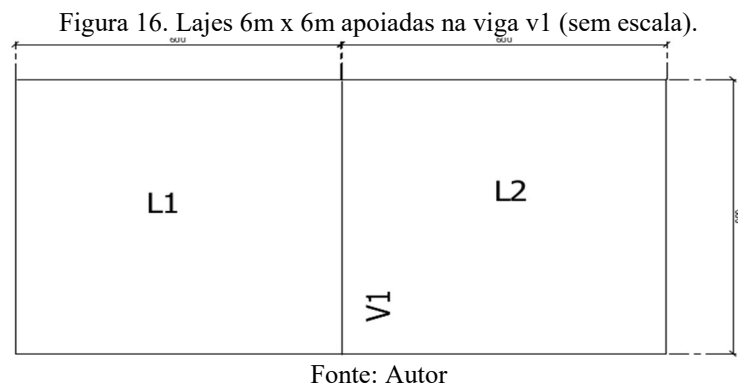
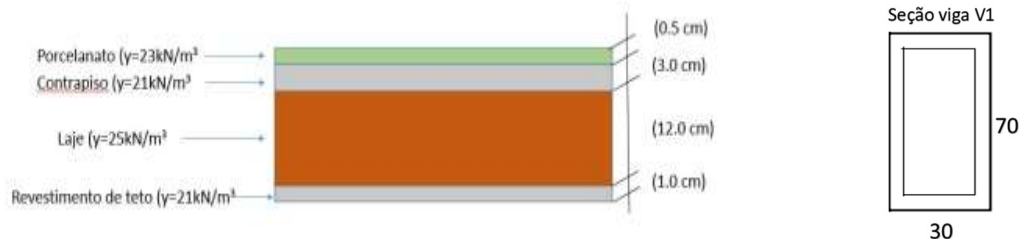


Figura 17. Seção da laje com suas respectivas camada de revestimento (à esquerda) e seção da viga (à direita).



3.2.Cálculo e detalhamento da Viga segundo critérios da NBR 6118.

A partir das informações especificadas no item anterior, procedemos com o cálculo das ações e suas respectivas combinações que atuam na viga, conforme recomendações da NBR 6118:2023 e as informações de carga a partir da NBR 6120:2019.

No entanto, vale ressaltar que a durabilidade das estruturas de concreto armado, tem forte correlação com a característica do concreto, o fator água cimento e o cobrimento das armaduras. Nesse sentido, essas variáveis podem estar disponível, quando decidimos conceber a edificação em região urbana. Assim, a partir delas e da consulta a tabela 6.1 da NBR 6118:2023, temos que a classe de agressividade ambiental (CAA) da edificação é moderada (classe II), conforme observado na tabela 4.

Tabela 4. Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbano ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingo de maré	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023)

Seguindo as etapas, a partir da informação da tabela acima, definimos a resistência do concreto e o cobrimento das armaduras, consultando as tabelas 7.1 e 7.2 da ABNT NBR 6118 (2023), indicadas nas tabelas 5 e 6 abaixo.

Tabela 5. Definição da qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023)

Tabela 6. Definição do cobrimento da viga conforme tabela 7.2 da NBR 6118

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Lajes ^b	20	25	35	45
	Viga ^b / Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

Portanto, a partir desses procedimentos, definiu-se que o concreto da edificação seria de 25 MPa (C25) e o cobrimento da viga de 30mm. Vale ressaltar que o cobrimento da laje e a relação água/cimento não foram adotados nos cálculos, pois, são variáveis que não são de interesse do objetivo a que se propõe este trabalho.

3.2.1. Cargas atuantes na Viga.

3.2.1.1. Cálculo das cargas proveniente das lajes

O cálculo das cargas das lajes que descarregam na viga dependem da altura das camadas de revestimento inferior e superior e da condição de vínculo que a laje mantém com a viga. A altura da laje e dos revestimentos podem ser consultados na figura 17. Por sua vez, considerou-se que as lajes que se apoiam na viga mantêm um vínculo engastado na mesma. Tendo essas definições, calculamos o peso próprio dos elementos constituintes da laje, conforme equação 3.1, a partir dos pesos específicos aparentes extraídos da tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2019) transcritos na tabela 7.

Tabela 7. Peso específico aparente dos materiais

Material	Peso Específico Aparente (γ_{ap})	Altura dos revestimentos
Concreto armado ($\gamma_{ap,CA}$)	25 kN/m ³	$h_{L1} = 12$ cm
Alvenaria de Bloco Cerâmico ($\gamma_{ap,ALV}$)	18 kN/m ³	$h_{ALV} = 300$ cm
Argamassa de cimento e areia – contra piso ($\gamma_{ap,CP}$)	21 kN/m ³	$h_{CP} = 3$ cm
Argamassa de cimento e areia – Rev. Teto ($\gamma_{ap,RT}$)	21 kN/m ³	$h_{RT} = 1$ cm
Revestimento Cerâmico – porcelanato ($\gamma_{ap,RC}$)	23 kN/m ³	$h_{RC} = 0.5$ cm

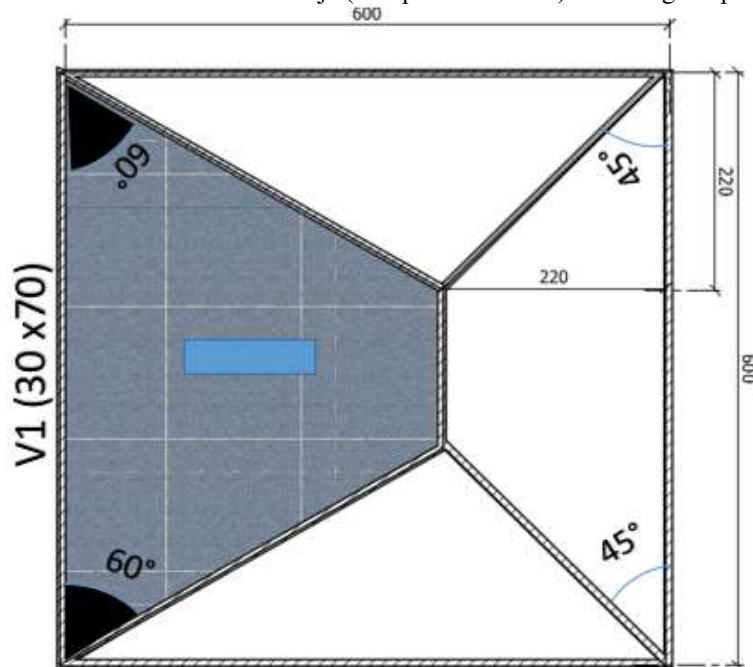
Fonte: ABNT NBR 6120 (2019).

$$q_{L1} = \gamma_{ap,CA} \cdot h_{L1} + \gamma_{ap,CP} \cdot h_{CP} + \gamma_{ap,RT} \cdot h_{RT} + \gamma_{ap,RC} \cdot h_{RC} \quad (3.1)$$

Os valores das cargas variáveis, considerando a edificação de salas comerciais de uso geral, foram obtidas a partir da tabela 10 da NBR 6120:2019 e com valor igual a $q_{com} = 2.5$ kN/m².

Considerando que é a parte do apoio engastado das duas lajes que transferem cargas para a viga, realizamos os cálculos da área de influência desta (trapézio de cor em azul da figura 18), a partir do método das charneiras plásticas normalizado pela ABNT NBR 6118 (2023) (item 14.7.6.1) e multiplicamos por dois, haja vista são duas lajes que transferem a carga pra viga, obtendo assim a carga linearmente distribuída na viga proveniente das lajes, permanente e variável, conforme equação 3.2 e 3.2.1, respectivamente.

Figura 18. Área de influência da laje (à esquerda em azul) descarregado pela viga.



Fonte: Autor.

$$R_{e,pp} = \frac{q_{L1} \cdot A_{trap}}{L_y} \quad (3.2)$$

$$R_{e,var} = \frac{q_{com} \cdot A_{trap}}{L_y} \quad (3.2.1)$$

Onde:

$R_{e,pp}$ é reação da laje devido ao peso próprio transferida à viga,

$R_{e,var}$ é a reação da laje devido ao peso próprio transferida à viga

A_{trap} é área de influência do trapézio da figura que transfere carga da laje para a viga.

L_y comprimento (vão) da laje na direção y

3.2.1.2. Cálculo das cargas proveniente da alvenaria e peso próprio da viga.

Conforme informações iniciais, foi concebido uma carga de alvenaria (q_{alv}) distribuída com 3m de altura (h_{alv}) e 15 cm de largura (b_{alv}) apoiada na viga. A carga de alvenaria foi calculada baseada nos dados mencionados aqui e nas informação da tabela 7 extraída da ABNT NBR 6120 (2019) e aplicando a fórmula 3.3.

$$q_{alv} = \gamma_{apALV} \cdot b_{alv} \cdot h_{alv} \quad (3.3)$$

Por sua vez o peso próprio da viga foi obtido baseado nas informações da tabela 7, e na geometria da seção (h_{viga} e b_w). Assim, o cálculo da carga devido ao peso próprio da viga (q_{pp}) obedeceu a equação 3.4 abaixo.

$$q_{pp} = h_{viga} \cdot b_w \cdot \gamma_{apCA} \quad (3.4)$$

3.2.1.3. Combinações das ações e definição da carga na viga.

Definidas as cargas que irão atuar na viga, provenientes de seu próprio peso (q_{pp}), das cargas permanentes ($q_{p, lajes}$) e variáveis (q_{var}) das lajes e da carga de alvenaria (q_{alv}), realizamos a combinação das ações normais para o Estado Limite Último (ELU), conforme equação 3.5 e seção 11.3 da ABNT NBR 6118 (2023).

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (3.5)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para a combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações permanentes indiretas como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal.

Como temos ações permanente e apenas uma ação variável atuando, convém reduzirmos e adaptarmos a equação 3.5 para a equação 3.6, onde q_{viga} é o valor de cálculo das combinações das cargas atuantes na viga e os valores dos coeficiente $\gamma_g=1,4$ e $\gamma_q=1,4$ são obtidos na tabela 11.1 da NBR 6118:2023, conforme transcrição na tabela 8 a seguir.

$$q_{viga} = \gamma_g \cdot (q_{p, lajes} + q_{pp} + q_{alv}) + \gamma_q \cdot q_{var} \quad (3.6)$$

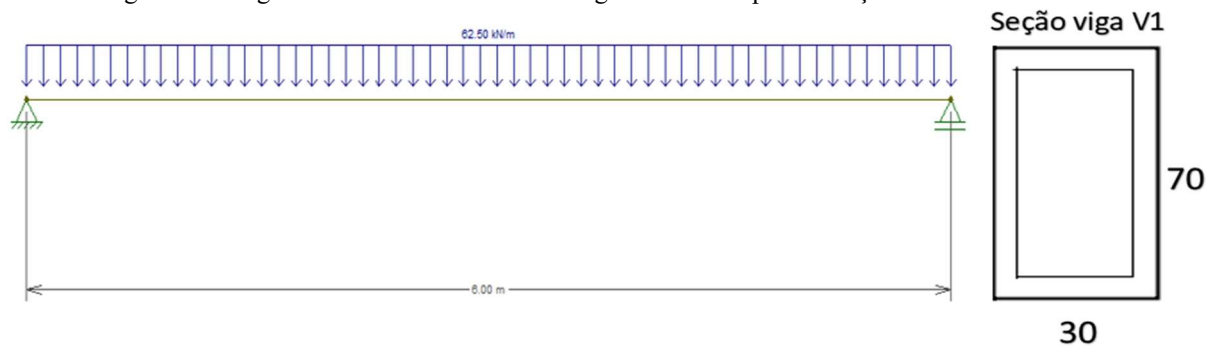
Tabela 8. Coeficiente de ponderação para cálculo das combinações normais no ELU.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (ρ)		Recalque de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

Dessa maneira chegamos ao valor de carga total distribuída linearmente na viga, expressa na figura 19.

Figura 19. Carga linearmente distribuída na viga com sua respectiva seção transversal.



Fonte: Autor

3.2.2. Dimensionamento no ELU

Segundo KIMURA (2018), estados limites são situações em que a estrutura deixa de atender a requisitos necessários para o seu uso de forma plena e adequada, podendo ser estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

Aqui abordaremos o dimensionamento da viga para atender o ELU, isto é, realizar o dimensionamento da viga evitando a ruptura da estrutura por colapso parcial ou total por flexão e/ou por esforço cortante, para depois checar o ELS. Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118 (2023) apresenta os coeficientes de ponderação das resistências no Estado Limite Último (ELU) em seu item 12.4.1, e que estão especificados na tabela 9 abaixo.

Tabela 9. Valores dos coeficientes de ponderação para o ELU.

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

3.2.2.1. Dimensionamento a Flexão

No dimensionamento da viga ao ELU, tomamos como base nos cálculos uma carga característica distribuída linearmente ao longo da viga de $q = 62,5$ kN/m. A princípio, consideramos que a viga tem um cobrimento nominal de 30 mm, conforme considerações já especificadas na tabela 6, as armaduras transversais (ϕ_t) de 6.3 mm e as armaduras longitudinais (ϕ) iguais a 20 mm, estas duas últimas definidas arbitrariamente, mas informações importantes para a concepção dos cálculos iniciais de projeto.

Determinamos as reações nos apoios (R_{v1}) e os esforços cortantes (V_{sd}) e o momento fletor máximo de projeto (M_{sd}) através das equações 3.7, 3.8 e 3.9, respectivamente.

$$R_{v1} = q \cdot \frac{l}{2} \quad (3.7)$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot (q \cdot l + R_{v1}) \quad (3.8)$$

$$M_{sd} = 1,4 \cdot q \cdot \frac{l^2}{8} \quad (3.9)$$

A definição da linha neutra (x) da viga foi calculada a partir das equações 3.10 e 3.11.

$$x = \frac{0,68d \pm \sqrt{0,4624d^2 - 1,088K}}{0,544} \quad (3.10)$$

Onde:

$$K = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot f_{cd}} \quad (3.11)$$

Após a obtenção da linha neutra e já definida a altura útil da peça (d), checamos a condição de ductilidade da viga para concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa, conforme prevê o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118 (2023). Para essa condição, a posição da linha neutra no ELU deve atender a relação:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (3.12)$$

Feito a verificação, constatamos que a viga atendia ao que prevê a norma quanto a ductilidade. Procedemos com o cálculo do braço de alavanca (Z) e a área de aço (A_s) necessária para resistir ao momento fletor atuante na peça. As equações utilizadas foram as 3.13 e 3.14, respectivamente.

$$Z = d - 0,4 x \quad (3.13)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{Z \cdot f_{yd}} \quad (3.14)$$

Convém lembrar que o valor de $0,4x$ da equação 3.13, equivale a aplicação da resultante de compressão no centro (metade) do diagrama retangular, simplificação do diagrama parábola retângulo da norma, que considera a altura do retângulo $Y = \lambda x$, onde $\lambda = 0,8$. Assim, como a resultante está aplicado na metade do retângulo a expressão se reduz a $0,4 x$.

Após o cálculo da área de aço necessária, definimos a quantidade de armadura (Q_{As}) da concepção inicial que seriam distribuída ao longo da seção longitudinal da peça para que pudesse resistir ao momento fletor de projeto. Assim, definimos o cálculo de área da seção de uma barra de aço baseado na equação 3.15 e definimos a quantidade de armadura na seção, verificando quantas armaduras seriam distribuídas em uma única camada, conforme equação 3.16.

$$A_{\phi} = \pi \frac{d^2}{4} \quad (3.15)$$

$$Q_{As} = \frac{A_s}{A_{\phi}} \quad (3.16)$$

Nesse contexto, convém citar que a ABNT NBR 6118 (2023) discute no item 18.3.2.2 sobre espaçamentos mínimos necessários, tanto horizontal (α_h) quanto vertical (α_v), para as armaduras longitudinais. Ambos os espaçamentos devem ser o maior dentre as três condições especificadas nas expressões 3.17 e 3.18, onde $d_{m\acute{a}x}$ é o diâmetro máximo do agregado.

$$a_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{barra}, \varphi_{feixe}, \varphi_{tuva} \\ 1,2d_{m\acute{a}x} \end{array} \right\} \quad (3.17)$$

$$a_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{barra}, \varphi_{feixe}, \varphi_{tuva} \\ 0,5d_{m\acute{a}x} \end{array} \right\} \quad (3.18)$$

Vale lembrar, que como as barras se arranjariam em apenas uma camada, foi verificado o arranjo das armaduras considerando apenas os espaçamentos horizontais, conforme critérios da norma, distribuindo as armaduras uniformemente no espaço disponível na seção, conforme apresentado no capítulo 4 deste trabalho.

Por fim, no dimensionamento a flexão, checamos o momento resistência (M_{Rd}) da peça baseado na área de aço efetiva (A_{ef}) obtida nos cálculos através da fórmula 3.19.

$$M_{Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd} \cdot Z \quad (3.19)$$

3.2.2.2. Dimensionamento ao esforço cortante

Após as verificações do dimensionamento a flexão, procedemos para o dimensionamento da viga ao esforço cortante de projeto. Para tal, utilizamos o modelo de cálculo I proposto pelo item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118 (2023). Este modelo admite diagonais de compressão inclinada $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} . Verificou-se as seguintes condições:

a) Verificação da compressão diagonal do concreto (V_{Rd2})

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.20)$$

Onde:

$$\alpha_{c1} = 1 - \left[\frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (3.21)$$

b) Cálculo da armadura transversal.

- Armadura mínima:

Segundo as orientação do item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118 (2023), temos que a viga deste trabalho exposta a esforço cortante deve conter uma taxa geométrica de armadura transversal mínima ($A_{sw, min}$) constituída por estribos, conforme calculado na expressão 3.22.

$$A_{sw, min} \geq 20 \cdot \frac{f_{ctn}}{f_{ywk}} \cdot b_w \quad (3.22)$$

Segundo o modelo de cálculo I, a fórmula para o cálculo da armadura transversal considerada a força cortante total (V_{Rd3}) constituída da parcela de esforço cortante resistida pelo concreto (V_c) e a resistida pela armadura (V_{sw}) é dada pela expressão 3.23:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (3.23)$$

Para a parcela V_c temos que, na flexão, $V_c = V_{c0}$. Assim, a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto pode ser obtido pela equação 3.24:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (3.24)$$

E a parcela a ser resistida pela armadura (V_{sw}), conhecido o valor de V_c e do esforço cortante de cálculo (V_{sd1}) é obtida pela equação 3.25:

$$V_{sw} = V_{sd1} - V_c \quad (3.25)$$

Desta maneira, a armadura para resistir ao esforço cortante V_{sw} pode ser calculada pelas equações 3.26 ou 3.27, onde α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, s é o espaçamento entre os elementos da armadura transversal A_{sw} e f_{ywd} é a tensão da armadura passiva, não superior a 435 MPa.

$$A_{sw} = \frac{1,11 \cdot (V_{sd1} - V_c)}{d \cdot f_{yd}} \quad (3.26)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} [\sin(\alpha) + \cos(\alpha)]} \quad (3.27)$$

c) Espaçamento entre os estribos e entre ramos

Segundo o item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118 (2023), o espaçamento mínimo entre os estribos, medindo segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para

permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. O espaçamento máximo deve seguir às seguintes condições:

- Se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então, $S_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300$ mm
- Se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então, $S_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200$ mm

Segundo a NBR 6118, O espaçamento transversal entre ramos sucessivos da armadura constituída por estribos não pode exceder os seguintes valores:

- Se $V_d \leq 0,20 V_{Rd2}$, então, $St_{,m\acute{a}x} = d \leq 800$ mm
- Se $V_d > 0,20 V_{Rd2}$, então, $St_{,m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 350$ mm

3.2.2.3. Verificações

Após as definições do item anterior, convém checarmos as recomendações de normas para o dimensionamento realizado nesta etapa. Dessa maneira, as seguinte item foram checados:

a) Ductilidade

Já verificada no cálculo para a seção onde $\frac{x}{d} \leq 0,45$ conforme item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118 (2023).

b) Armadura longitudinal máxima

Conforme prevê o item 17.3.2.5.4 da ABNT NBR 6118 (2023), a soma das armaduras de tração (A_s) e compressão ($A_{s'}$) não pode ter valor maior que 4% da área do concreto da seção transversal (A_c). PIERROT (2018), explica que esse limite considera a soma da armadura de tração, da armadura de compressão, e também quaisquer armaduras longitudinais, como a armadura de pele. Logo, considerando essas especificações temos que: $A_{s,m\acute{a}x} = 4\% A_c$.

Sobre a armadura de pele, que entra no cálculo para definição do $A_{s,m\acute{a}x}$, convém mencionar aqui, que por se tratar de uma viga com altura superior a 60 cm, a ABNT NBR 6118 (2023) no item 17.3.5.2.3, recomenda que devemos calcula-la aplicando-a em nosso projeto, onde o valor dessa armadura de aço é obtido através do cálculo da equação 3.28, não sendo necessária uma armadura superior a $5\text{cm}^2/\text{m}/\text{face}$.

$$A_{s, \text{pele}} = 0,10\% A_{c, \text{alma}} \quad (3.28)$$

Os resultado dos cálculos realizados acima para a checagem da armadura máxima longitudinal na viga, são apresentados na seção 4 deste trabalho.

c) Armadura mínima.

A armadura mínima de tração, deve ser dimensionado a um momento fletor mínimo ($M_{d, \text{min}}$) dado pela expressão 3.29, e respeitadas a taxa absoluta mínima de 0,15%, conforme expressão 3.37.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (3.29)$$

Onde:

W_0 é o módulo de resistência característica superior do concreto, relativo as fibras tracionadas.

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração.

Para o cálculo de W_0 e $f_{ctk,sup}$, as equações 3.30 e 3.31, respectivamente, foram usadas.

$$W_0 = \frac{b_w \cdot h_v^2}{6} \quad (3.30)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (3.31)$$

Onde:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.32)$$

Definidas essas variáveis, a armadura mínima ($A_{s,min}$) a partir de um momento mínimo é calculada pela expressão 3.33.

$$A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{f_{yd} \cdot Z_{min}} \quad (3.33)$$

Onde:

$$Z_{min} = d - \left[\frac{\lambda \cdot x_{2,min}}{2} \right] \quad (3.34)$$

$$x_{2,min} = \frac{0,68d \pm \sqrt{0,4624d^2 - 1,088 \cdot K_{min}}}{0,544} \quad (3.35)$$

$$K_{min} = \frac{M_{d,min}}{b_w \cdot f_{cd}} \quad (3.36)$$

A taxa mínima absoluta ($A_{s2,min}$) de 0,15% foi calculada baseada na equação 3.37.

$$A_{s2,min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h_v \quad (3.37)$$

3.2.3. Dimensionamento ao Estado limite de Serviço (ELS).

Segundo KIMURA (2016), as combinações de serviços comumente usadas em edifícios de concreto armado são a quase permanente e a frequente. A primeira é necessária para a verificação no estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF). Por sua vez, a segunda é utilizada na verificação dos estados limites de formação de fissuras (ELS-F), abertura de fissuras (ELS-W) e vibrações excessivas (ELS-VIB).

Para o cálculo da combinação quase permanente de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seu valor quase permanente ($\psi_2 F_{qk}$). O Cálculo das solicitações são feitos conforme equação 3.38 expressa a seguir.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad (3.38)$$

Os valores dos coeficientes ψ_1 e ψ_2 utilizados nas combinações para a edificação, podem ser checados na tabela abaixo 10 extraída da ABNT NBR 6118 (2023).

Tabela 10. Valores dos coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carga de utilização de edificações	Locais e que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais e que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

Para as combinações frequentes de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$. O cálculo é feito conforme equação 3.39 a seguir:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad (3.39)$$

Feito as devidas considerações, o cálculo para a verificação do estado limite de fissuração (ELS-W) e para o estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF), seguiu os procedimentos adotados na norma, conforme item 17.3 da ABNT NBR 6118 (2023), sendo importante ressaltar aqui:

- a) a equação do momento de fissuração (M_r), separação entre o comportamento do trabalho da estrutura no estágio I e II.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (3.40)$$

- b) Expressão da rigidez equivalente ($EI_{eq,t0}$):

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_{II} \right] \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (3.41)$$

- c) Expressões para o cálculo do valor característico para abertura de fissuras (w_k).

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (3.42)$$

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) \quad (3.43)$$

Outro ponto importante na verificação são os limites dado pela norma, presente na seção 13 da mesma. Portanto, após os cálculos checamos os limites normativos para cada condição dos estados limites de serviço (ELS) conforme será apresentado na seção 4 deste trabalho.

3.3. Métodos de Cálculo Para Dimensionamento ao Incêndio.

Os métodos de cálculo utilizado para verificação de resistência ao fogo da viga deste trabalho, seguiram os procedimentos previsto na ABNT NBR 15200 (2012). Convém destacar que a norma cita alguns métodos para este tipo de verificação. São eles: método tabular, método analítico para pilares, método simplificado, métodos avançados e método experimental.

No entanto, o método tabular é o único recomendado pela ABNT NBR 15200 (2012) que pode ser aplicado de forma direta para o dimensionamento, ou seja, sem auxílio de computador ou ensaios avançados (ALBUQUERQUE, 2012). Nos demais métodos citados, são apenas dados orientações de como proceder para utilizá-los.

Assim, neste trabalho, procedeu-se com a verificação de resistência ao fogo da viga através do método tabular, método gráfico e um método simplificado de cálculo que utiliza as equações do método de Wickstrom para a verificação redução da resistência armadura longitudinal na seção transversal da viga, conforme será especificado a seguir. Os procedimentos de determinação das solicitações e resistências também utilizaram o que recomenda a ABNT NBR 15200 (2012).

3.3.1. Método Tabular Para Vigas Biapoiadas.

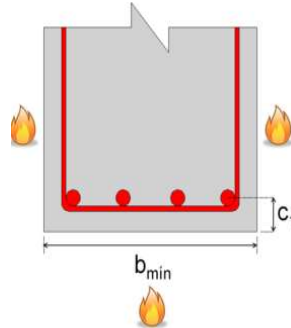
Segundo a ABNT NBR 15200 (2012), neste método, basta atender as dimensões mínimas apresentadas nas tabelas em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF, respeitando-se as dimensões mínimas. Os elementos estruturais contemplados são: vigas biapoiada e contínuas; lajes simplesmente apoiada, contínuas, lisas ou cogumelos; lajes nervuradas simplesmente apoiada e contínua e nervuradas armada em uma só direção; e pilares.

Especificamos que na aplicação do método tabular, a norma usa como referência apenas a armadura longitudinal, pois os ensaios mostram que em situação de incêndio as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento. Neste sentido, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e face do concreto exposta ao fogo (c_1) é uma das principais variáveis para a verificação do método. Os valores de c_1 , referem-se as armaduras passivas. No entanto, em casos de elementos protendidos, esses valores para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Em se tratando de vigas de concreto, as dimensões mínimas para atendimento apresentada na norma são a largura (b_{min}) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal e face do concreto exposta ao fogo (c_1), conforme figura 20. Em caso de valores intermediários

ao especificação nas tabelas do método, o procedimento de interpolação linear pode ser utilizados.

Figura 20. Dimensões mínima de largura (b_{min}) e distância entre eixo da armadura longitudinal inferior e face do concreto exposta ao fogo (c_1).



Fonte: (Albuquerque, 2012, p. 91)

Em relação aos valores de c_1 para a vigas utilizados pela ABNT NBR 15200 (2012), destacamos que foram determinados admitindo-se $\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7$ e $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1$. Onde:

$S_{d,fi}$ é o valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio.

S_d é o valor de cálculo dos esforços solicitante à temperatura ambiente.

$A_{s,calc}$ é o valor da área de armadura calculada conforme ABNT NBR 6118.

$A_{s,ef}$ é o valor da área de armadura instalada.

A norma recomenda que, caso esses valores sejam menores, c_1 pode ser reduzido de Δc_1 , aplicando a equação 3.44:

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times \frac{S_{d,fi}}{S_d} \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (\Delta c_1 \text{ em mm}) \quad (3.44)$$

Essa equação é válida par os seguintes intervalos:

$$0,7 \leq \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq 1,0 \quad \text{e} \quad 0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \leq 0,7$$

- Para $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} < 0,7$. Adotar $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7$
- Para $\frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4$. Adotar $\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,4$

As tabelas do método tabular para vigas, foi construído baseado na hipótese de aquecimento em três de suas faces e sob laje. Porém, a norma indica que para os caso de considerar a viga aquecida nas quatro faces, os valores das tabelas podem ser empregados, desde que sua altura não seja inferior a b_{min} e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 \times b_{min}^2$.

Na tabela 11 abaixo, transcrita da norma, encontram-se os valores para a verificação de viga biapoiadas em situação de incêndio e que foi utilizada para a verificação do atendimento ao fogo da viga dimensionada neste trabalho. Convém lembrarmos que devem ser atendidas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2023) para o dimensionamento, antes da verificação ao incêndio.

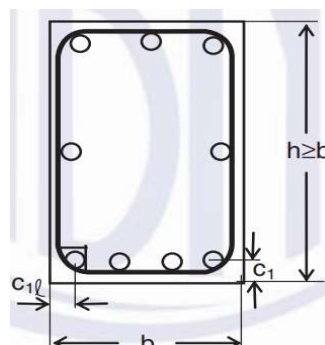
Tabela 11. Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm				$b_{w_{\min}}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/45	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

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

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012).

Apesar do método tabular ser extremamente simples, devemos atentar para algumas observações que a norma recomenda e que se não forem realizadas podem levar a resultados inverídicos. Assim, uma das especificações a ser observada é que em virtude da concentração de temperatura junto as bordas da face inferior das vigas, em vigas com somente uma camada de armadura e largura não superior ao b_{\min} indicado na coluna 3 da tabela da tabela 11, conforme TRRF, a distância c_{1l} (figura 9) no fundo das vigas deve ser 10 mm maior do que o valor de c_1 dado pela tabela 11.

Figura 9. Distância c_1 e c_{1l} .

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012).

A medida anterior, pode resultar em cobrimento das armaduras diferentes. Portanto, alternativamente, buscando-se manter iguais os cobrimentos tanto em relação a face inferior quanto a lateral da viga. A norma sugere que, para concreto armado, devemos especificar as

barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado, conforme ABNT NBR 7480.

É recomendado também que, quando as barras da armadura forem dispostas em camadas, a distância média à face do concreto (c_{1m}) deve respeitar o valor c_{1min} tabelado. O valor de c_{1m} deve sempre ser o menor entre os seguintes valores:

$$c_{1m} < \left| \begin{array}{c} \frac{\sum c_{1vi}A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum c_{1hi}A_{si}}{\sum A_{si}} \end{array} \right| \quad (3.45)$$

Onde:

c_{1vi} é a distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga;

c_{1hi} é a distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

3.3.2. Método Simplificado com utilização da equação de Wickstrom

O Método simplificado de cálculo utilizado neste trabalho, seguiu as diretrizes da ABNT NBR 15200 (2012), e analisa tanto os esforços solicitantes como os resistentes para determinar o TRRF do elemento estrutural, sendo portanto, importante esclarecer as recomendações para a aplicação do mesmo.

Conforme já especificado anteriormente neste trabalho, antes de ser realizada a verificação ao incêndio, as estruturas devem atender as recomendações para a temperatura ambiente, dependendo das suas características e uso. Para a aplicação do método simplificado, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser realizadas de acordo com o item 8.1 da norma ABNT NBR 15200 (2012) que trata sobre as ações e solicitações. Segundo este item, a verificação ao incêndio devem ser feita apenas no estado-limite último (ELU) para a combinação excepcional correspondente, dado pela equação 3.46:

$$F_{d,fi} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qj} \quad (3.46)$$

Resumidamente, pode-se usar a equação 3.47, empregando o fator de redução $\psi_2 = 0,7$.

$$S_{d,fi} = \left(\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk} \right) \leq R_{d,fi} \quad (3.47)$$

Como alternativa simplificada para o cálculo do esforço solicitante em situação de incêndio, desde que as combinações não incluam a ação do vento, a norma admite a seguinte condição dada pela expressão 3.48.

$$S_{d,fi} = 0,7 S_d \quad (3.48)$$

3.3.2.1. Momento Solicitante em situação de Incêndio

A segurança da edificação em situação de incêndio é atendida quando a condição $S_{d,fi} \leq R_{d,fi}$ é satisfeita. Considerando as equações normativas para os momentos solicitantes em situação de incêndio ($M_{sd,fi}$) temos que, a equação 3.50 pode ser empregada.

$$M_{sd,fi} = (1,2 M_{gk} + 0,7 \psi_2 M_{qk}). \quad (3.49)$$

Onde:

$M_{sd,fi}$ – momento solicitante de cálculo em situação de incêndio [kNm]

M_{gk} – Momento característico referente a ação permanente, a temperatura ambiente [kNm]

M_{qk} – Momento característico referente a ação variável, a temperatura ambiente [kNm]

ψ_2 – fator de redução quase permanente para o ELS [adimensional]

Seguindo o mesmo raciocínio da equação 3.49 temos que, alternativamente, podemos usar a equação 3.50 para a obtenção simplificada do Momento solicitante em situação de incêndio ($M_{sd,fi}$), e que inclusive, é usada para a construção das tabelas do método tabular.

$$M_{sd,fi} = 0,7 M_{sd}. \quad (3.50)$$

Onde

M_{sd} é o Momento solicitante a temperatura ambiente. [kNm]

3.3.2.2. Momento Resistente em situação de Incêndio

Para calcularmos o Momento Resistente em Situação de Incêndio ($M_{Rd,fi}$), uma das soluções é a equação 3.51 expressa nos trabalhos de AMARAL; REAL (2018):

$$M_{Rd,fi} = f_{yk} \cdot k_{s,m} A_s \left(d - \frac{f_{yk} A_s}{2 f_{ck} \cdot b} \right) \quad (3.51)$$

Onde:

f_{yk} – resistência característica à tração do aço, à temperatura ambiente [kN/cm²];

$k_{s,m}$ – fator médio de redução da resistência do aço [adimensional];

A_s – área total da seção transversal da armadura longitudinal [cm²];

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto, à temperatura ambiente [kN/cm²];

b – largura da seção da viga de concreto [cm].

3.3.2.2.1. Método de Wickström.

Conforme podemos observar na fórmula do momento resistente em situação de incêndio, todas as variáveis podem ser encontradas à temperatura ambiente, exceto a variável $k_{s,m}$. Essa variável, está diretamente ligada a distribuição de temperatura na seção transversal

do elemento (viga) e pode ser calculada pelas equações dada método de Wickström (1986), em função apenas:

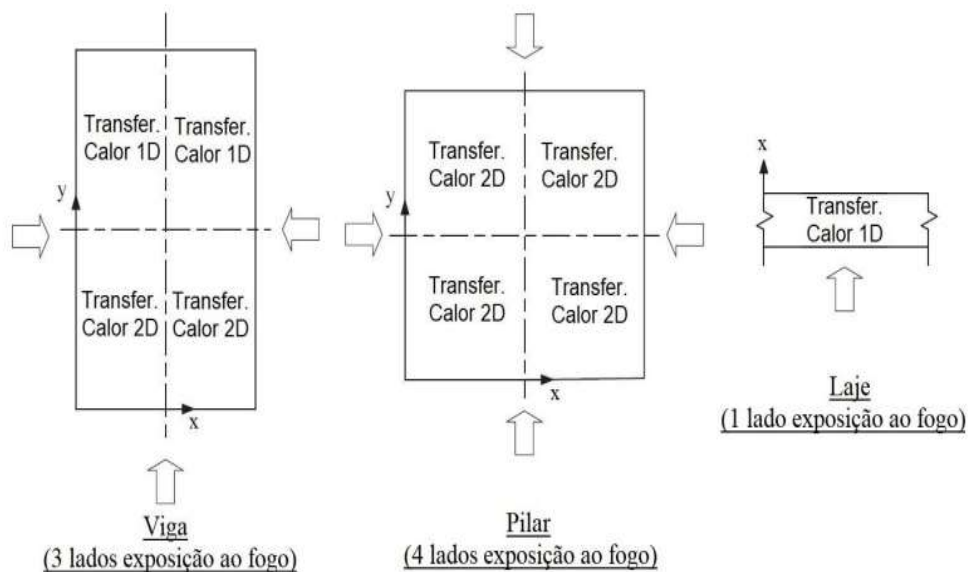
- do tempo de exposição ao fogo (TRRF), e;
- da profundidade de cada barra com coordenadas x_i e y_i .

Segundo PIRES (2023, p.88), o método de Wickström:

(...) foi desenvolvido a partir de uma série de análises de elementos finitos que constituíam a seção transversal de concreto em situação de incêndio. Nessas análises foram determinadas as temperaturas das barras de aço e do concreto em função do tempo, de forma que se considerou um modelo em que houvesse condutividade térmica variável para o concreto armado e que fosse levado em consideração a influência da evaporação da água e as condições de contorno não lineares existentes.

AMARAL (2018), em seu trabalho cita que, o método abrange a possibilidade de se considerar um fluxo unidimensional (1D) ou até mesmo um fluxo bidimensional (2D), que podem ser analisadas conforme figura 21:

Figura 21. Divisão da área nos elementos de concreto para o cálculo da temperatura.



Fonte: (Kodur, Yu e Dwaikat, 2013, apud Amaral 2018, p.47)

Desta maneira, para a viga em estudo utilizaremos as equações que consideram um fluxo bidimensional de calor (2D), formulada por Wickström. As variáveis da equações do método estão especificadas a seguir. Para a obtenção de temperatura na na barras considerando as posições na direção x e y a equação 3.52 é utilizada.

$$\theta_{c,xy} = [n_w(n_x+n_y - 2n_xn_y) + n_xn_y] \theta_g \quad (3.52)$$

Nessa expressão, os valores das variáveis n_w , n_x , n_y e θ_g são definidos a partir das equações 3.53, 3.54, 3.55 e 3.56, respectivamente.

$$n_w = 1 - 0,0616t^{0,88} \quad (3.53)$$

$$n_x = 0,18 \ln\left(\frac{t}{x_i^2}\right) - 0,81 \quad (3.54)$$

$$n_y = 0,18 \ln\left(\frac{t}{y_i^2}\right) - 0,81 \quad (3.55)$$

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (3.56)$$

Onde as variáveis da equação com suas respectivas unidades são:

t – tempo [horas];

x_i - coordenada cartesiana horizontal da barra de aço i [m];

y_i – coordenada cartesiana vertical da barra de aço i [m];

θ_g - temperatura média dos gases no ambiente em chamas, dada pela curva de incêndio padrão ISO 834 [°C];

θ_0 – temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C.

Portanto, facilmente podemos obter a temperatura no centro geométrico da seção de cada armadura longitudinal arranjadas nas viga, a partir, apenas, do tempo de exposição ao incêndio padrão ISO 834 e das coordenadas horizontais e verticais da posição das armaduras de flexão.

BAPTISTA et al. (2023), reforçam que conhecidas as temperaturas de cada barras de aço, o fator de redução da resistência médio $k_{s,m}$, é obtido pela média ponderada dos k_{s,θ_i} , em função da área de aço de cada barra de aço i , conforme a equação 3.57 a seguir:

$$k_{s,m} = \frac{\sum k_{s,\theta_i} A_{s,i}}{\sum A_{s,i}} \quad (3.57)$$

Onde:

$A_{s,i}$ é área da seção transversal da barra i da armadura longitudinal [cm²];

k_{s,θ_i} – fator de redução da resistência, à temperatura θ , da barra de aço i ,

O fator k_{s,θ_i} pode ser calculado de forma prática, conforme as fórmulas expressas na tabela 12 abaixo e que é uma maneira de obtenção direta de interpolação linear recomendado pela ABNT NBR 15200 (2012) para valores intermediários de temperatura das barras de aço de armadura passiva.

Figura 12. Fator de redução da resistência, à temperatura θ , da barra de aço i.

Intervalo de temperatura	fator de redução da resistência, à temperatura θ , da barra de aço i ($k_{s,\theta i}$)
$20\text{ °C} \leq \theta_s \leq 400\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 1$
$400\text{ °C} < \theta_s \leq 500\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 1 - 0,0022 (\theta_s - 400)$
$500\text{ °C} < \theta_s \leq 600\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,78 - 0,0031 (\theta_s - 500)$
$600\text{ °C} < \theta_s \leq 700\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,47 - 0,0024 (\theta_s - 600)$
$700\text{ °C} < \theta_s \leq 800\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,23 - 0,0012 (\theta_s - 700)$
$800\text{ °C} < \theta_s \leq 900\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,11 - 0,0005 (\theta_s - 800)$
$900\text{ °C} < \theta_s \leq 1000\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,06 - 0,0002 (\theta_s - 900)$
$1000\text{ °C} < \theta_s \leq 1100\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,04 - 0,0002 (\theta_s - 1000)$
$1100\text{ °C} < \theta_s \leq 1200\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0,02 - 0,0002 (\theta_s - 1100)$
$\theta_s > 1200\text{ °C}$	$k_{s,\theta i} = 0$

Fonte: (Baptista et al.2023, p. 6)

Portanto, a partir da equações do método de Wickstrom e dos procedimentos destacados obtemos a variável $k_{s,m}$ e, por conseguinte, o momento resistência do elemento estrutural exposto ao fogo, analisado conforme equação 3.51.

3.3.2.2.2. Validação do Método e Comparações de resultados.

A validação do método simplificado utilizando as fórmula das equações proposta por Wickström, foi feita através de consultas e comparações de resultados obtidos na literatura nacional e que estão citados na referência deste trabalho, a saber: AMARAL (2018), CRISPIM: CRISPIM (2021), AMARAL & REAL (2021), PIRES (2023), BAPTISTA, et al. (2023).

Também, para verificar a correta aplicação da fórmula do método de Wickstrom, utilizamos o programa SMathSolver, onde replicamos as fórmulas dos trabalhos citados comparando os resultados, testando as várias posições verticais e horizontais das barras de aço longitudinal na seção de vigas, e diferentes TRRF, a partir da fórmula de incêndio Padrão ISO 834. Os resultados obtidos forma similares aos encontrados na literatura. Desta, forma verificamos que as fórmulas aplicadas para o resultado da resistência ao fogo do elemento proposto poderiam ser utilizadas de maneira confiável.

O cálculo da resistência ao fogo da viga biapoçada deste trabalho, pelo método simplificado utilizando a equação de Wickstrom para obtenção de temperatura no centro

geométrico da armadura longitudinal de cada seção, foi comparado aos resultados de TRRF obtidos através do método tabular e do método gráfico proposto por ALBUQUERQUE (2012).

3.3.3. Método gráfico.

Sobre o método gráfico, detalhamos o mesmo na seção 2 deste trabalho e consiste na obtenção do TRF por meio do parâmetro μ , que é a resultante da razão entre o momento solicitante em situação de incêndio ($M_{sd,fi}$) e o momento resistente a temperatura ambiente ($M_{Rd,20}$), conforme equação 2.1. Após a obtenção do fator μ , faz-se a projeção na curva correspondente ao elemento analisado e encontra-se o TRF da viga de concreto armado.

Convém citarmos ainda que, o método gráfico possui alta confiança e que, inclusive, resultou em um aplicativo denominado de TRFVIG que permite o dimensionamento de vigas em situação de incêndio de forma mais precisa e tão prática quanto o método tabular, baseado em estudos de cerca de 2300 alternativas de seções transversais de vigas de concreto armado, empregando um programa de computador com base no método dos elementos finitos. (ALBUQUERQUE et al, 2020).

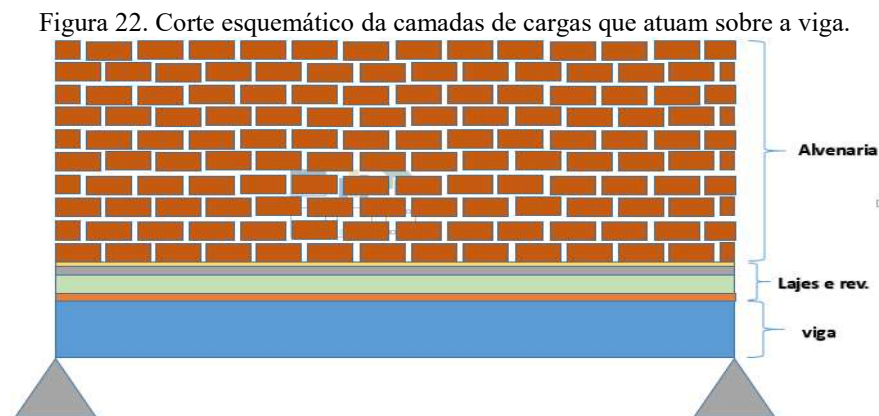
Portanto, a partir das metodologias citadas nesta seção chegamos aos resultados que apresentaremos no capítulo seguinte.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção apresentaremos os resultados obtidos a temperatura ambiente considerando o dimensionamento no ELU e no ELS da viga segundo a ABNT NBR 6118 (2023) e sua verificação em situação de incêndio, conforme orientações da ABNT NBR 15200 (2012), avaliando o TRRF atendido na viga para cada método apresentado e fazendo uma comparação entre estes. Reforçamos que se trata de uma viga de uma edificação de uso comercial, localizada em área urbana.

4.1. Cálculo da Viga pela NBR 6118.

A concepção e as etapas de cálculo do elemento estrutural deste trabalho foram especificados na seção 3 e seguiram os procedimentos da ABNT NBR 6118 (2023). Conforme o modelo apresentado, o cálculo das cargas que atuam na viga foram procedente da ação de duas lajes, com seus respectivos revestimento de teto, piso e cerâmico e uma carga atuante de alvenaria, além de seu peso próprio, conforme corte esquemático ilustrado na figura 22.



Fonte: Autor

Desta maneira, utilizando os cálculos com as equações apresentadas no módulo 3, chegamos aos valores a seguir apresentados.

4.1.1. Carga uniformemente distribuída na Viga.

a) Carga das lajes e seus revestimentos:

A carga proveniente das lajes e de seus revestimentos (q_{L1}) levaram em consideração o peso específico aparente dos materiais componentes de cada camada de revestimento e suas respectivas espessura deduzido através da equação 3.1.

Considerando que as condições de apoio da laje resultaram em uma área de um trapézio que transfere carga para a viga, chegamos aos valores de cargas lineares transferidas por ação do peso próprio ($R_{e, pp}$) e as cargas variáveis ($R_{e, var}$) à viga, conforme cálculo através das equações 3.2 e 3.2.1 respectivamente. Por sua vez, considerando que são duas lajes que

transferem cargas a viga, temos que o resultado das ações permanentes ($q_{p, \text{lajes}}$) e variáveis (q_{var}) são as constantes na tabela 13 a seguir.

b) Carga do peso próprio da alvenaria e da viga

O peso próprio da alvenaria transferido a viga (q_{alv}) foi calculado com a mesma premissa do anterior, considerando-se a altura e espessura e o peso específico aparente, conforme equação 3.3. A ação devido ao peso próprio da viga (q_{pp}) foi calculado conforme equação 3.4 resultando. Desta maneira, os valores das cargas especificadas acima são as que constam na tabela 13 a seguir:

Tabela 13. Ações permanentes e variáveis atuantes na viga.

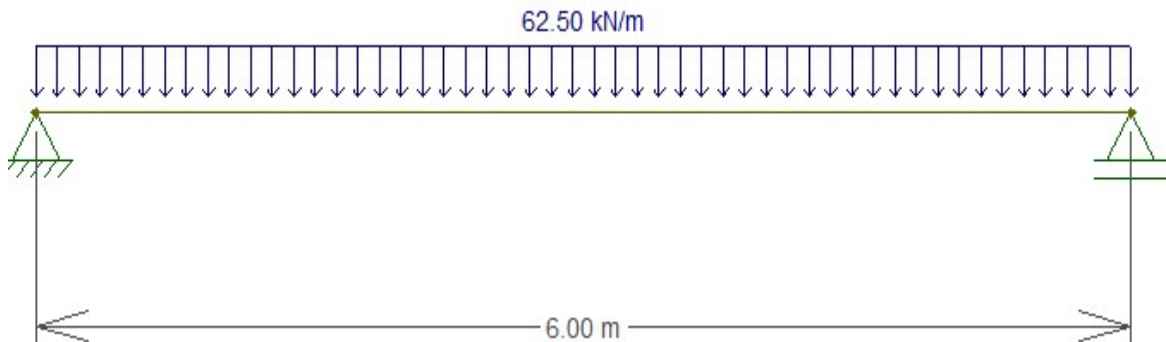
Valores de ações provenientes das lajes e seus revestimentos, alvenaria e p.p da viga						
Lajes e revestimentos	Reação devido ao ações permanentes	Reação devido a ações variáveis	Ações permanentes das lajes	Ações variáveis das lajes	Peso próprio da alvenaria	Peso próprio da viga
q_{L1} (kN/m ²)	$R_{e,pp}$ (kN/m)	$R_{e,var}$ (kN/m)	$q_{p,lajes}$ ($2R_{e,pp}$) (kN/m)	$q_{p,var}$ ($2R_{e,var}$) (kN/m)	q_{alv} (kN/m)	q_{pp} (kN/m)
3,955	9,5184	6,0167	19,0367	12,033	8,1	5,25

Fonte: Autor

c) Combinação das ações para ELU.

Calculadas as cargas, realizamos a combinação das ações normais considerando as cargas acima e os coeficientes de ponderação para o ELU, conforme equação 3.6, resultando em 62,1881 kN/m. Para efeito de cálculo arredondamos o valor acima para $q_{\text{viga}} = 62,5$ kN/m. Desta maneira, as cargas uniformemente distribuídas que atuam na viga ficaram como na imagem abaixo:

Figura 14. Carga uniformemente distribuídas na viga.



Fonte: Autor.

4.1.2. Dimensionamento a Flexão da Viga no ELU.

O dimensionamento a flexão da viga se deu conforme os procedimentos expresso na seção 3 e apresentado a seguir. Mas, convém reforçar que utilizamos para os resultados do cálculo o aço CA-50 e um concreto C25, com seus respectivos coeficientes de ponderação das resistências, conforme especificado por norma e citado na seção 3 deste trabalho. Para os resultados expressos abaixo, utilizamos as equações também especificadas na seção 3 e os valores dos resultados constam nas tabelas 14 e 15.

- a) Reação nos apoio (R_{v1}) – conforme equação 3.7.
- b) Esforços solicitante de cálculo
 - b.1) Momento fletor (M_{sd}) – conforme equação 3.9.
 - b.2) Esforço Cortante (V_{sd}) – conforme equação 3.8.
- c) Definição da altura útil (d)

Para o cálculo da altura útil da viga, determinamos o valor de d' a partir da equação 4.1, onde c_{vigas} é o cobrimento, ϕ_t é o diâmetro da armadura transversal e ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal.

$$d' = \left(c_{vigas} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \right) \quad (4.1)$$

Portanto, o valor de d foi calculado a partir da equação 4.2.

$$d = h_v - d' \quad (4.2)$$

- d) Definição da linha neutra (xx)

A linha neutra, é obtida a partir do equilíbrio das tensões na seção da viga que resulta em uma incógnita da equação do segundo grau que é definida a partir da resolução da equação 3.10. A fórmula usa uma constante K, resultante da razão entre momento de cálculo, a largura da viga (b_w) e a resistência característica a compressão de cálculo do concreto (f_{cd}), conforme equação 3.11.

Portanto, utilizando a equação 3.10, os resultados obtidos para a linha neutra e os demais valores acima mencionados estão expressos na tabela 14 abaixo.

Tabela 14. Valores de variáveis para cálculo a flexão no ELU a.

Resultado de variáveis para cálculo a flexão da viga no ELU						
Reação de apoio kN	Momento fletor kN.m	Esforço Cortante kN	d' cm	Altura útil cm	K cm ²	Linha neutra cm
R_{v1}	M_{sd}	V_{sd1}	d'	(d)	k	x
187,5	393,75	262,5	4,63	65,37	735	18,67

Fonte: Autor

e) Condições de ductilidade

Conforme item 14.6.4.3 da NBR 6118, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da linha neutra no ELU. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil da viga, a posição da linha neutra deve obedecer ao limite de $x/d \leq 0,45$ para concretos com f_{ck} até 50 MPa, conforme expressão 3.12. Logo, para a viga em questão e utilizando o valores da tabela 14, temos que a relação $\frac{x}{d} = 0,2856$. Portanto, a peça atende a condição de ductilidade trabalhando no domínio 3 de deformação.

f) Cálculo da área de aço (A_s)

Para atender ao momento resistente de projeto (M_{Rd}), a área de aço foi calculada a partir das equações 3.13 e 3.14, respectivamente sendo os resultados expressos na tabela 15.

g) Distribuição das armaduras na seção transversal da viga.

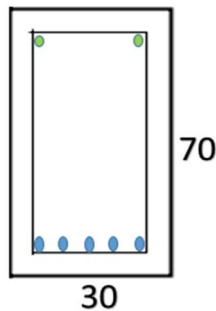
Calculada a área de aço para resistir ao momento fletor de projeto e partindo das informações iniciais que tínhamos diâmetro das armaduras longitudinais adotadas como 20 mm e transversais iguais a 6,3mm, procedemos com o cálculo da quantidade de barras de aço na camada (Q_{As}) conforme equações 3.15 e 3.16 resultando nos valores constantes na tabela 15. Portanto, a partir desses resultados constatamos que serão necessários 05 barras de aço de 20 mm para resistir ao momento solicitante da peça.

Obedecendo aos espaçamentos horizontais (a_{ht}) de norma expresso na equação 3.17 foi constatado que a distribuição seria em apenas uma camada da viga já que a seção é de 30 cm e o espaçamento horizontal máximo calculado foi de 25,26cm. Assim, o espaçamento horizontal real (a_{hr}) entre as barras longitudinais na seção transversal da viga foi de 3,185 cm calculado conforme equação 4.3 abaixo.

$$a_{hr} = \frac{b_w - a_{ht}}{n_b - 1} + a_h \quad (4.3)$$

Assim, após os cálculo, a distribuição na seção transversal da viga para resistir ao momento fletor de projeto segue ilustrativamente conforme figura 23.

Figura 23. Detalhamento da seção da viga



Fonte: Autor

Seguindo as etapas de cálculo, verificamos o momento resistente da viga, a partir da equação 3.19. Portanto, a resistência da viga foi de $M_{Rd} = 395,45 \text{ kN}$.

Os valores mencionado acima encontram-se organizados na tabela 15 a seguir.

Tabela 15. Resultado obtidos para o cálculo flexão da viga no ELU

Resultado obtidos para o cálculo a flexão da viga no ELU						
Braço de alavanca (cm)	Área de aço calculada (cm ²)	Área de uma barra (φ20) (cm ²)	Quantidade e de barras na seção	Espaço real entre as barras (cm)	Área de aço efetiva (cm ²)	Momento Resistente (kN.m)
Z	A _s	A _φ	Q _{As}	A _{hR}	A _{ef}	(M _{Rd})
57,903	15,640	3,1416	5	3,185	15,708	395,45

Fonte: Autor

Portanto como o $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, então a peça atende ao ELU na flexão.

A verificação da resistência na seção encontrada até o presente momento, já seria o suficiente para a verificação de atendimento da viga ao esforços resultante da ação de incêndio pelo motivos já exposto. No entanto, convém lembramos que a viga tem que atender a todos os parâmetro de dimensionamento no ELU e ELS para as condições ambiente e, só após, deve ser verificada ao incêndio. Desta maneira, procederemos com os cálculos para a resistência ao cortante e a verificação ao ELS.

4.1.3. Dimensionamento ao Esforço Cortante no ELU.

O dimensionamento da viga ao esforço cortante seguiu os critérios do item 17.4 da ABNT NBR 6118 (2023), adotando o modelo de cálculo 1 para a realização dos procedimento de dimensionamento, conforme etapas descritas a seguir:

a) Verificação de compressão das bielas (V_{Rd2})

A verificação da biela comprimida do concreto, seguiu conforme equações 3.20, sendo α_{c1} , calculado conforme equação 3.21, ambos os valores expressos na tabela 16. A partir dos valores obtidos verificamos que $V_{Sd1} \leq V_{Rd2}$, demonstrando que não ocorrerá o esmagamento das bielas de compressão e, portanto, podemos prosseguir com o dimensionamento da armadura transversal para a viga.

b) Cálculo da Armadura Transversal

- Armadura mínima para estribos:

Os valores de cálculo da armadura mínima constituída por estribo ($A_{sw,min}$), foi obtido a partir da equação 3.22 apresentada na seção 3 e expresso na tabela 16.

Ressaltamos que, seguindo o modelo de Cálculo I da ABNT NBR 6118 (2023), a fórmula para o cálculo da armadura transversal considera a parcela de esforço cortante resistida pelo concreto (V_c) e a resistida pela armadura (V_{sw}), conforme equação 3.23. Desta maneira, os resultados obtidos são especificados abaixo e transcritos na tabela 16.

- para a parcela V_c ($V_c = V_{c0}$ na flexão) – equação 3.24.
- para a parcela V_{sw} – equação 3.25.
- armadura (A_{sw}) calculada para resistir a parcela V_{sw} - conforme equações 3.26 e 3.27 e expresso na tabela 16 abaixo.

Tabela 16. Resultado obtidos no cálculo ao esforço cortante da viga no ELU

Resultado obtidos para o cálculo ao cortante da viga no ELU					
Biela de compressão (kN)	α_{c1}	Armadura mínima p/ estribos (cm ² /m)	Cortante resistido p/ concreto (kN)	Cortante resistido p/ armadura (kN)	Armadura calculada p/ estribos (cm ² /m)
V_{Rd2}	α_{c1}	$A_{sw, min}$	V_c	V_{sw}	A_{sw}
850,98	0,9	3,078	150,905	111,60	4,358

Fonte: Autor

Como $A_{sw} \geq A_{sw, min}$, usaremos o valor de A_{sw} para o atendimento as armaduras necessárias para resistir ao esforço cortante.

c) Espaçamento entre os estribos e entre os ramos

Seguindo os parâmetros apresentado no item 3.2.2.2 deste trabalho e de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), os valores para definição dos espaçamentos máximo entre os estribos ($S_{m\acute{a}x}$) e entre os ramos ($S_{t, m\acute{a}x}$), procederam definindo os valores percentuais por norma para V_{Rd2} . Assim, temos:

c.1. Estribos:

$$0,67 \cdot V_{Rd2} = 570,15kN \leq V_{sd1} = 262,5kN \quad (4.4)$$

Assim, a partir desse resultado, o espaçamento máximo que pode ser adotado entre os estribos é de $S_{m\acute{a}x} = 0,6d$. Portanto, $S_{m\acute{a}x} = 39,22 \text{ cm}$. Pela norma, esse espaçamento para as condições calculadas não pode ser superior a 300 mm, então, temos que o máximo espaçamento que pode ser utilizado é de $S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$.

c.2. Ramos:

$$V_{sd1} = 262,5kN < 0,20 \cdot V_{Rd2} = 170,195 \text{ kN} \quad (4.5)$$

Portanto, o espaçamento máximo que pode ser adotado entre os ramos é definido por $S_{t,máx} = 0,6d$. Logo, $S_{t,máx} = 39,22 \text{ cm}$. Como a viga tem largura de 30 cm, este será o espaçamento máximo permitido, adotando-se as premissas de cálculo para tal.

Desta maneira, calculadas as armaduras de aço e sabendo que os estribos estão dispostos em dois ramos a 90° , as disposições dos estribos se dariam a partir da seguinte configuração baseado nos cálculos e na tabela 17.

$$\frac{A_{sw}}{2} = 2,1792 \text{ cm}^2/m$$

Figura 24. Tabela de área de aço da seção conforme espaçamento.

Área de aço da seção conforme espaçamento – A_s [cm^2/m]						
Espaçamento (cm)	ϕ diâmetro (mm)					
	5	6,3	8	10	12,5	16
7,5	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67	26,67
10,0	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00
12,5	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00
15,0	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,33
17,5	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14	11,43
20,0	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25	10,00
22,5	0,89	1,40	2,22	3,56	5,56	8,89
25,0	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	8,00
27,5	0,73	1,15	1,82	2,91	4,55	7,27
30,0	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17	6,67

Fonte: Canal guia da engenharia.

Portanto, a configuração das barras transversais na viga será: ϕ 6.3 a cada 12,5cm.

4.1.4. Verificações

a) Armadura máxima de tração e compressão

As verificações de armaduras máxima na seção se deu conforme procedimento a seguir, especificado na seção 3.2.2.3 deste trabalho, levando-se em consideração a armadura de pele ($A_{s,pele}$) calculada conforme equação 3.28 com o resultado: $A_{s,pele} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{face}$

Portanto, o resultado da armadura máxima utilizada na seção da viga foi de:

$$A_{s,ef} + A_{s'} + 2 \cdot A_{s,pele} = 19,908 \text{ cm}^2 \quad (4.6)$$

Como:

$$0,04 \cdot A_c = 84 \text{ cm}^2 \quad (4.7).$$

Então a viga atende as recomendações normativas.

b) Armadura mínima.

Realizando o cálculo, conforme procedimento adotado na seção 3, observamos que a armadura mínima para resistir a um momento fletor mínimo ($M_{d,min}$) atende as recomendações normativas. Portanto para as variáveis envolvidas no cálculo do $M_{d,min}$ temos os seguintes resultados.

- cálculo do módulo de resistência (w_0) para a seção retangular, conforme equação 3.30.

- resistência característica superior do concreto à tração ($f_{ctk,sup}$), conforme equação 3.31.

Portanto, $M_{d,min}$, calculado conforme equação 3.29 é: $M_{d,min} = 65,355 \text{ kNm}$.

Usando a expressão 3.33, definidos $M_{d,min}$ e chegamos ao seguinte valor de Armadura mínima ($A_{s,min}$): $A_{s,min} = 2,3395 \text{ cm}^2$.

Para a condição de taxa de armadura superior a 0,15% da área da seção bruta do concreto, conforme equação 3.37, chegamos ao resultado de: $A_{s2,min} = 3,15 \text{ cm}^2$.

Portanto, como a armadura efetiva tracionada da viga em estudo é de 15.708 cm^2 , então a viga atende as condições mínima de taxa de armadura.

Tabela 17. Resumo das verificações no ELU.

Verificações	Permitida	Calculada/utilizada	Aceitação
Armadura máxima	$0,04.A_c = 84 \text{ cm}^2$	$19,908 \text{ cm}^2$	Atende
Armadura de pele 1	Até $5 \text{ cm}^2/\text{face}$	$2,1 \text{ cm}^2/\text{face}$	Atende
Armadura mínima 1	$2,3395 \text{ cm}^2$	$15,708 \text{ cm}^2$	Atende
Armadura mínima 2	$3,15 \text{ cm}^2$		
Ductilidade	$x/d=0,45$	$x/d=0,28$	Atende

Fonte: Autor

4.1.5. Verificação ao ELS.

4.1.5.1. Verificação ao estado limite de serviço de abertura de fissuras (ELS-W).

Seguindo os procedimentos de cálculo para o ELS-W, temos que a combinação para os momento de serviço para esse caso é a combinação frequente ($M_{ser,F}$). Assim, a partir da equação 3.39 obtivemos o seguinte resultado:

$$M_{ser,F} = 178,23 \text{ kNm}$$

Onde:

$$M_{serP} = 145,74 \text{ kNm}$$

e

$$M_{serV} = 54,15 \text{ kNm}$$

M_{serP} = Momento de serviço considerando as ações permanentes.

M_{serV} = Momento de serviço considerando as ações variáveis.

A ABNT NBR 6118 (2023) especifica que o valor característico da abertura de fissuras (w_k) determinado para cada região de envolvimento é o menor obtido pelas expressões a seguir, conforme equação 3.42 e 3.43 dados na seção 3.2.3 e replicadas abaixo.

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (3.42)$$

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) \quad (3.43)$$

Onde:

ϕ_i → diâmetro da armadura longitudinal (20 mm)

E_s → módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa.

η_1 → coeficiente de aderência igual a 2,25. (tabela 8.3 NBR 6118)

f_{ctm} → resistência média a tração do concreto. $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (P/ concreto até C50).

ρ_{cri} → taxa de armadura por fissura calculado como:

$$\rho_{cri} = \frac{A_{s\phi}}{A_{cri}} \quad (4.8)$$

$A_{s\phi}$ → área de uma barra da armadura longitudinal ($A_{s\phi} = 3,14 \text{ cm}^2$)

A_{cri} → área de região de envolvimento protegida por uma barra igual a:

$$A_{cri} = 15 \cdot \phi_{long} \cdot 15 \cdot \phi_{long} = 900 \text{ cm}^2 \quad (4.9)$$

σ_{si} → tensão na armadura de tração calculado como:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{ser,F}}{z_{II} \cdot A_{ef}} \quad (4.10)$$

z_{II} é o braço de alavanca calculados no estágio II

x_{II} é a linha neutra calculada no estágio II dada por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_{ef}}{b_w} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \cdot \rho}} - 1 \right) \quad (4.11)$$

α_e → é a relação entre o modulo de elasticidade do aço e do concreto.

ρ = é a taxa de aço na seção do concreto.

Definidas as variáveis temos que o valor característico da abertura de fissuras (w_k) para ambas as equações calculadas conforme equação 3.42 e 3.43, respectivamente foram:

$$W_k = 0,1498 \text{ mm}$$

$$W_{k1} = 0,7844 \text{ mm}$$

Selecionando o menor valor, conforme recomendação normativa, e comparando com a tabela 13.4 da NBR 6118 transcrita abaixo, temos que a viga atende o ELS-W, pois $w_k = 0,1498 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm}$.

Tabela 18. Exigências de durabilidade relacionadas a fissuração e a proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Tipo de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativa a fissuração	Combinações de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	---	CAA I a CAA IV	Não há	---
Concreto armado	---	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4\text{mm}$	Combinação frequente
	----	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3\text{mm}$	
	----	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

4.1.5.2. Verificação para o estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF).

Seguindo os procedimentos de cálculo para o ELS-DEF, temos que a combinação para os momento de serviço para esse caso é quase permanente ($M_{ser,QP}$). Assim, temos:

$$M_{ser,F} = 167,40 \text{ kNm}$$

Para o cálculo das flechas é importante a definição do momento de inércia no estágio I e II e do momento de fissuração (M_r). Portanto, o valor destas variáveis estão especificadas abaixo e as incógnitas das equações foram definidas neste capítulo em seções anteriores.

Momento de inércia no estágio I (I_I)

$$I_I = \frac{b_w \cdot h_v^3}{12} = 8,575 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad (4.12)$$

Momento de inércia no estágio II. (I_{II})

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{ef} \cdot (d - x_{II})^2 = 3,6164 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad (4.12)$$

Momento de fissuração (M_r) – conforme equação 3.40 transcrita abaixo:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = 94,2624 \text{ kNm} \quad (3.40)$$

Onde:

$$\alpha \text{ é igual a } 1,5 \text{ para seções retangulares, } f_{ct} = f_{ctm}, I_c = I_I \text{ e } Y_t = \frac{h_{viga}}{2}.$$

Desta maneira, temos que $M_r \leq M_{ser,QP}$, e portanto devemos checar a viga trabalhando no estágio II, a partir do cálculo da flecha imediata. Assim temos que a flecha imediata (α_{0II}) para este estágio em vigas biapoiadas dados os procedimentos de cálculo conforme equação 4.13 é $\alpha_{0II} = 8,5829\text{mm}$

$$\alpha_{0II} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(P \cdot l_1^4)}{E_{cs} I_{II}} \quad (4.13)$$

A norma também recomenda que para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se usar a expressão da rigidez equivalente ($EI_{eq,t0}$) dada pela equação 3.41:

Portanto, considerando essa recomendação temos que:

$$EI_{eq,t0} = 1,0872 \cdot 10^5 kN m^2 \leq E_{cs} I_{II} = 2,0709 \cdot 10^5 kN m^2$$

Logo, para a determinação da flecha imediata usando a rigidez equivalente, temos:

$$\alpha_{0,eq} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(P \cdot l_1^4)}{EI_{eq,t0}} = 4,5336 mm$$

Logo, a flecha diferida no tempo (α_0) é o maior dos valores calculados anteriormente, ou seja, $\alpha_0 = \alpha_{0II} = 8,5829 mm$.

Considerando que a desforma da viga ocorrerá aos 15 dias e que a estruturas de concreto armado são projetadas para uma vida útil mínima de 50 anos, utilizaremos os seguintes valores da tabela 17.1 da ABNT NBR 6118 (2023), expresso na tabela 19 abaixo.

Tabela 19. Valores do coeficiente ξ em função do tempo.

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: ABNT NBR 6118(2023).

Desta maneira, considerado as informações acima a flecha diferida no tempo (α_f) pode ser calculada pela expressão 4.14 dada pela NBR 6118 2023.

$$a_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (4.14)$$

Onde: $\Delta \varepsilon = \varepsilon_t - \varepsilon_{t0} = 1,46$ e $\rho' = \frac{A_{st}}{A_c} = 0$.

Portanto:

$$a_f = 1,46.$$

Segundo a NBR 6118 - 2023, "O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando o valor da flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$ ". Logo:

$$a_t = a_0 \cdot (1 + \alpha_f) = 21,1139 mm$$

Com o cálculo da flecha final, realizamos a verificação, comparando o resultado obtido com a flecha admissível. Ressalta-se que a flecha admissível leva em consideração os deslocamentos limite estabelecidos no item 13.3 da ABNT NBR 6118 (2023).

Segundo PIERROT (2018) é possível que se estipule uma contra flecha (CF_{max}) a fim de combater os deslocamentos excessivos, utilizando a equação 4.15 abaixo:

$$CF_{max} = \frac{L}{350} \rightarrow CF_{max} = \frac{6000}{350} = 17,14\text{mm.} \quad (4.15)$$

Portanto, os limites de deslocamento para esta condição foram:

- a) Aceitabilidade Sensorial
 - $L/250 = 24 \text{ mm} \rightarrow$ ATENDE
- b) Efeitos em elementos não estruturais (parede/alvenaria)
 - $L/500 = 12\text{mm} \rightarrow$ NÃO ATENDE.
- c) Efeitos em elementos não estruturais (forro/revestimento colado)
 - $L/350 = 17,14\text{mm} \rightarrow$ NÃO ATENDE

Para que a viga, possa atender os demais limites de deslocamento considerou-se a aplicação da CF_{max} . Desta maneira, as demais condições pra o ELS-DEF foram consideradas atendidas a partir do valor obtido de CF_{max} e especificados na tabela 20 abaixo:

Tabela 20. Verificação de ELS-DEF

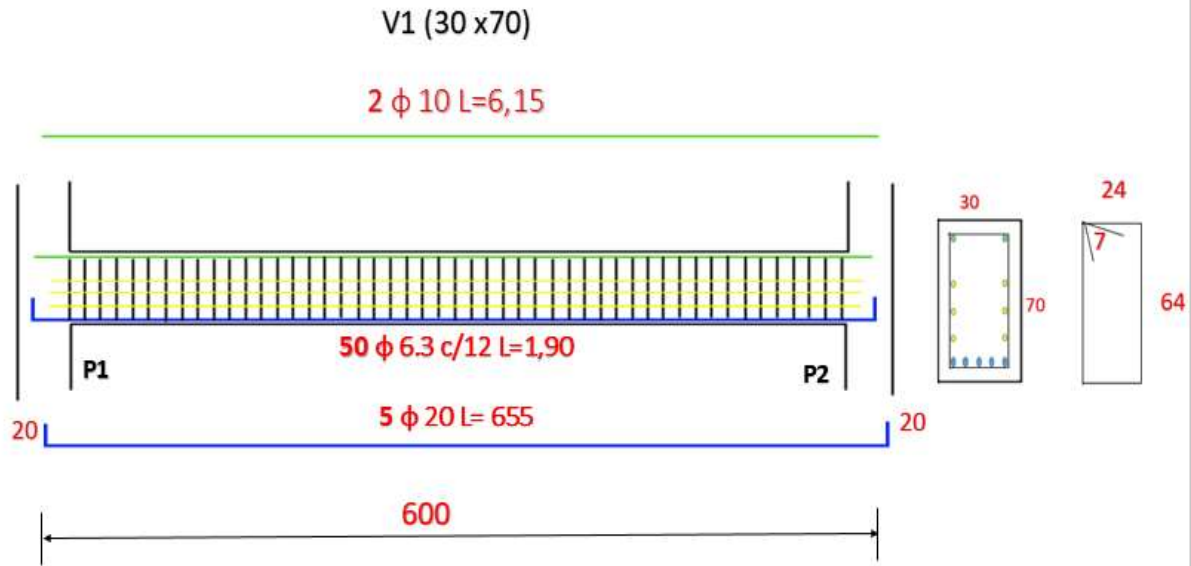
Verificação	Limite	Atendimento	Contra flecha $CF_{max} = \frac{l_1}{350}$ $= 17,14$	Atendimento
Aceitabilidade sensorial	$\frac{l_1}{250} = 24 \text{ mm}$	Atende	-----	Atende
Efeitos em elementos não estruturais (parede/alvenarias)	$\frac{l_1}{500} = 12 \text{ mm}$	Não atende	29,14 mm	Atende
Efeitos em elementos não estruturais (forro/revestimento colado)	$\frac{l_1}{350} = 17,14 \text{ mm}$	Não atende	34,28 mm	Atende

Fonte: Autor

4.1.5. Detalhamento da viga

Portanto, após os cálculos e verificações o detalhamento da viga ficou conforme apresentado na figura 25 abaixo

Figura 25. Detalhamento da viga



Fonte: Autor

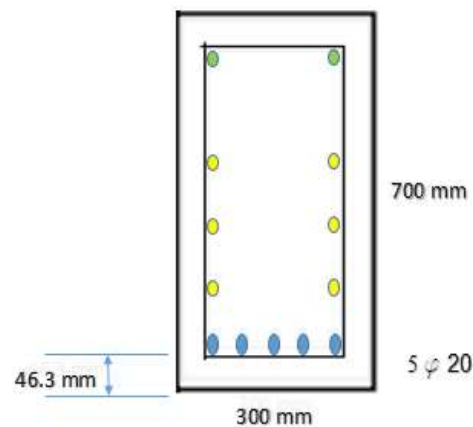
4.2. Análise da viga em situação de incêndio

Após o atendimento da vigas em condições ambientes, verificamos a mesma sobre a condição de suportar ao fogo a partir dos métodos tabular, método simplificado e método gráfico, todos detalhados na secção 3.

4.2.1 Verificação do TRRF da viga método tabular

A verificação pelo método tabular, deu-se a partir das dimensões da base da viga (b_w) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal e face do concreto exposta ao fogo (c_1) dimensionadas a temperatura ambiente, conforme figura 26.

Figura 26. Seção da viga de concreto armado.



Fonte: Autor

Portanto a partir da tabela 16 expressa na figura 27 abaixo extraída da ABNT NBR 15200 (2012) para vigas biapoiadas, temos que o TRRF para a viga seria de 90 minutos.

Figura 27. Tabela para dimensões mínimas para vigas biapoiadas

Tabela 4 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas^a

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm				$b_{w\min}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: ABNT NBR 15200 (2012).

No entanto, devemos atentar para algumas recomendações, quando temos armaduras dispostas em apenas uma camada. Para essas condições, a norma diz que em virtude da concentração de temperatura junto as bordas da face inferior das vigas, e em vigas com somente uma camada de armadura e largura não superior ao b_{\min} indicado na coluna 3 da tabela acima, conforme TRRF, a distância c_{1l} no fundo das vigas deve ser 10 mm maior do que c_1 .

Entretanto, essas alterações iriam modificar o cobrimento das armaduras em diferentes direções, fazendo com que o dimensionamento da viga a temperatura passasse por novas revisões e possíveis alterações no cálculo dos momentos resistente.

Caso não se queira alterar o cobrimento nas diferentes direções da viga e permanecer com as medidas de dimensionamento adotadas até o presente momento, ALBUQUERQUE (2012) sugere que o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) deve ser calculado, considerando-se, a favor da segurança c_1 reduzido em 10 mm, recorrendo ao recurso de interpolação linear, permitido por norma para o cálculo do TRF da viga. Desta maneira, teríamos $c_1=36,3$ mm e o recurso de interpolação linear daria um TRF=82,6, conforme especificado abaixo.

- Para $b_{\min}=300$ e $c_1=25$ → TRRF = 60
- Para $b_{\min}=300$ e $c_1=40$ → TRRF = 90
- Portanto, para $b_{\min}=300$ e $c_1=36,3$ → TRF = 82,6.

Desta maneira, pelo método tabular a viga atenderia ao um TRF de 82,6 min.

4.2.2. Cálculo do TRRF pelo método simplificado.

Para a verificação do atendimento ao fogo da estrutura, usando o método simplificado foi usado a premissa: $S_{d,fi} \leq R_{d,fi}$.

4.2.2.1 Cálculo dos momentos solicitantes

Desta forma, as solicitações foram calculadas, baseadas nas observações da ABNT NBR 15200 (2012) considerando a combinações das ações para a situação de incêndio, conforme equação 3.49 replicada abaixo.

$$M_{sd,fi} = 1,2 \cdot M_{gk} + 0,7 \cdot \psi_2 \cdot M_{q,k} \quad (3.49)$$

Onde:

$$M_{gk} = 145,74 \text{ kNm} \quad \text{e} \quad M_{q,k} = 54,15 \text{ kNm}$$

Portanto, a partir dos valores acima, o momento solicitante em situação de incêndio realizando o cálculo baseado na equação 3.49 é de $M_{sd,fi} = 190,05 \text{ kNm}$

A outra maneira para o cálculo das solicitações especificada por norma é a expressão simplificada considerando $M_{sd,fi} = 0,7M_{sd}$. Logo, para essa condição o momento solicitante em situação de incêndio calculado como 70% da temperatura ambiente ($M_{sd,fi70\%}$) foi definido com: $M_{sd,fi70\%} = 275,62 \text{ kNm}$.

4.2.2.2. Cálculo dos momentos resistentes.

O cálculo da resistência da peça ao incêndio foi realizado baseado na equação 3.51, replicada abaixo.

$$M_{Rd,fi} = f_{yk} \cdot k_{s,m} A_s \left(d - \frac{f_{yk} A_s}{2 f_{ck} b} \right) \quad (3.51)$$

Na expressão, todas as variáveis estão definidas, exceto a variável $k_{s,m}$, fator médio de redução da resistência do aço a elevadas temperaturas. Essa variável, foi calculada baseado na equação de Wickstrom, apresentado no capítulo 3, e pode ser obtida a partir do tempo de exposição ao fogo (TRRF), e da profundidade de cada barra com coordenadas x_i e y_i . Para a viga deste trabalho temos que as coordenadas das barras de aço na seção da peça são:

- $x_1 = 0,0463 \text{ m}$
- $x_2 = 0,09815 \text{ m}$
- $x_3 = 0,15 \text{ m}$
- $x_4 = x_2$
- $x_5 = x_1$
- $y_1 = y_2 = y_3 = y_4 = y_5 = 0,0463 \text{ m}$

Definidas as coordenadas checamos a resistência da peça para cada TRRF.

a) Para TRRF 60

Para um TRRF igual a 60 min, determinamos a temperatura externa na seção a partir da curva de incêndio-Padrão ISO 834, conforme equação 3.56. Desta maneira temos que para um TRRF de 60 min $\phi_{g,60} = 945,34 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Determinada a temperatura, para o cálculo do fator n_w da equação de Wickstrom, esse TRRF é definido em horas. Assim, TRRF 60 $\rightarrow t_h=1\text{h}$. Portanto, o valor do fator n_w , calculado conforme equação 3.53 é de: $n_{w,60} = 0,9384$

As temperaturas nas barras de aço da seção foram definidas a partir de suas coordenadas para um fluxo bidimensional de calor. Isso implica em dizer que, a temperatura nas barras dispostas simetricamente nas seções na posição horizontal são iguais. Como os valores nas coordenadas vertical de todas as barras são iguais, n_y é igual para todas as barras da seção para esta temperatura. Portanto, conforme equação 3.55, o valor de n_y para um TRRF de 60 minutos é: $n_{y1,60} = 0,2961$

Já o valor da variável n_x e a temperatura no centro geométrico da barra na seção ($\theta_{c,xiyi}$) varia, à depender da posição da barra. Desta maneira, obtendo temperatura, definimos o valor do fator de redução do aço para a barra em questão ($k_{s,\theta i}$). Assim, para as referidas barras temos, os fatores, n_{xi} , $\theta_{c,xiyi}$ e $k_{s,\theta i}$, calculados conforme equação 3.54, 3.52 e as expressões conforme tabela 12 a depender da temperatura, respectivamente: Desta maneira temos:

- Para as barra 01 e 05

$$n_{x1,60} = 0,2961;$$

$$\theta_{c,x1y1,60} = 481,77 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta1,60} = 0,8201$$

- Para as barras 02 e 04

$$n_{x2,60} = 0,0257;$$

$$\theta_{c,x2y2,60} = 297,08 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta2,60} = 1$$

- Para a barra 03.

$$n_{x3,60} = -0,127$$

$$\theta_{c,x3y3,60} = 192,08 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$k_{s,\theta3,60} = 1$$

Com os valores de k_{s,θ_i} definidos, calculamos por média ponderada o fator médio de resistência do aço, conforme equação 3.56. Assim, temos que:

$$k_{s,m,60} = \frac{2 \cdot k_{s,\theta_{1,60}} \cdot A_{\theta} + (2 \cdot k_{s,\theta_{2,60}} \cdot A_{\theta}) + k_{s,\theta_{3,60}} \cdot A_{\theta}}{5 \cdot A_{\theta}} = 0,928 \quad (3.57)$$

Definidos, o valor de $k_{s,m}$, introduzimos o valor na fórmula 3.51 e obtemos o momento resistente para um TRRF 60 min.

$$M_{Rd,60} = f_{yk} \cdot k_{s,m,60} \cdot 5 \cdot A_{\theta} \cdot \left(d - \frac{f_{yk} \cdot (5 \cdot A_{\theta})}{2 \cdot f_{ck} \cdot b} \right) = 438,31 \text{ kN m}$$

O resumo para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio para o TRRF de 60 minutos é apresentado na tabela 21 abaixo.

Tabela 21. Valores das variáveis e momento resistente em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para TRRF 60 min.

Barras	TRRF	T (h)	θ_g	n_w	n_x	n_y	$\theta_{c,xi,yi}$	K_{s,θ_i}	$K_{s,m}$	$M_{Rd,60}$
			°C				°C			
1 e 5	60	1	945,34	0,938	0,296	0,296	481,77	0,82	0,928	438,31
2 e 4					0,0257		297,09	1		
3					-0,127		192,82	1		

Fonte: Autor

b) Para TRRF 90

Para um TRRF igual a 90 min, a temperatura externa na seção, a partir da curva de incêndio-Padrão ISO 834, conforme equação 3.55, é de: $\phi_{g,90} = 1005,99 \text{ °C}$.

Já o valor do fator n_w da equação de Wickstrom, com TRRF especificado calculado em horas ($t_h=1,5h$) o resultado obtido foi $n_{w,90} = 0,9569$. Nesse mesmo aspecto, o valor de n_y obtido para esta temperatura foi de: $n_{y,90} = 0,3691$.

Por sua vez, os fatores, n_{xi} , $\theta_{c, xiyi}$ e k_{s,θ_i} são definidos para cada barra com valores especificados a seguir:

- Para as barra 01 e 05

$$n_{x1,90} = 0,3691;$$

$$\theta_{c,x1y1,90} = 585,4 \text{ °C};$$

$$k_{s,\theta_{1,90}} = 0,5153$$

- Para as barra 02 e 04

$$n_{x2,90} = 0,0986;$$

$$\theta_{c,x2y2,90} = 416,81 \text{ °C};$$

$$k_{s,\theta 2,90} = 0,963$$

- Para as barra 03

$$n_{x3,90} = -0,0541;$$

$$\theta_{c,x3y3,90} = 321,63 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta 3,90} = 1$$

Portanto, o fator médio de redução da resistência do aço ($k_{s,m}$) para TRRF de 90 é de:

$$k_{s,m,90} = \frac{2 \cdot k_{s,\theta 1,90} \cdot A_\theta + (2 \cdot k_{s,\theta 2,90} \cdot A_\theta) + k_{s,\theta 3,90} \cdot A_\theta}{5 \cdot A_\theta} = 0,7913$$

Logo, o momento resistente da viga para esta condição esta expressa abaixo, a partir da equação 3.51.

$$M_{Rd,90} = f_{yk} \cdot k_{s,m,90} \cdot 5 \cdot A_\theta \cdot \left(d - \frac{f_{yk} \cdot (5 \cdot A_\theta)}{2 \cdot f_{ck} \cdot b} \right) = 373,73 \text{ kN m}$$

O resumo para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio para o TRRF de 90 minutos é apresentado na tabela 22 abaixo.

Tabela 22. Valores das variáveis e momento resultante em incêndio (M_{Rd}) para um TRRF 90 min

Barras	TRRF	T (h)	θ_g	n_w	n_x	n_y	$\theta_{c,xi,yi}$	$K_{s,\theta i}$	$K_{s,m}$	$M_{Rd,90}$
			$^\circ\text{C}$	---	---	---	$^\circ\text{C}$	---	---	kN m
1 e 5	90	1,5	1066	0,957	0,369	0,369	585,40	0,515	0,791	373,73
2 e 4					0,0986		416,80	0,963		
3					-0,054		321,63	1		

Fonte: Autor

c) Para TRRF 120

Para um TRRF igual a 120 min, a temperatura externa na seção, a partir da curva de incêndio-Padrão ISO 834, conforme equação 3.55, foi de $\phi_{g,120} = 1049,04 \text{ } ^\circ\text{C}$

Por sua vez, o valor do fator n_w da equação de Wickstrom, com TRRF calculado em horas ($t_h=2h$) foi de: $n_{w,120} = 0,9665$

O valor de n_y obtidos para todas as barras a partir do TRRF 120min foi de:

$$n_{y,120} = 0,4209$$

A partir dos dados, os valores dos fatores, n_{xi} , $\theta_{c,xiyi}$ e $k_{s,\theta i}$ de suas respectivas barras, são apresentados abaixo.

- Para as barras 01 e 05, temos:

$$n_{x1,120} = 0,4209;$$

$$\theta_{c,x1y1,120} = 680,13 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta1,120} = 0,277$$

- Para as barra 02 e 04, temos:

$$n_{x2,120} = 0,1504;$$

$$\theta_{c,x2y2,120} = 517,31 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta2,120} = 0,7263$$

- Para a barra 03

$$n_{x3,120} = -0,0023;$$

$$\theta_{c,x3y3,120} = 425,40 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta3,120} = 0,9441$$

Portanto, o valor do fator médio de resistência do aço, $k_{s,m}$, é de:

$$k_{s,m,120} = \frac{2 \cdot k_{s,\theta1,120} \cdot A_\theta + (2 \cdot k_{s,\theta2,120} \cdot A_\theta) + k_{s,\theta3,120} \cdot A_\theta}{5 \cdot A_\theta} = 0,5904$$

Logo, a resistência da viga para um TRRF 120 min é de:

$$M_{Rd,120} = f_{yk} \cdot k_{s,m,120} \cdot 5 \cdot A_\theta \cdot \left(d - \frac{f_{yk} \cdot (5 \cdot A_\theta)}{2 \cdot f_{ck} \cdot b} \right) = 233,52 \text{ kN m}$$

Desta maneira, o resumo para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio para o TRRF de 120 minutos é apresentado na tabela 23 abaixo.

Tabela 23. Valores das variáveis e momento resultante em incêndio (M_{Rd}) para um TRRF 120 min

Barras	TRRF	T (h)	θ_g	n_w	n_x	n_y	$\theta_{c,xi,yi}$	$K_{s,\theta i}$	$K_{s,m}$	$M_{Rd,120}$
			$^\circ\text{C}$	---	---	---	$^\circ\text{C}$	---	---	kN m
1 e 5	120	2	1049	0,966	0,4209	0,4209	680,13	0,277	0,59	278,85
2 e 4					0,1504		517,31	0,726		
3					-0,002		425,40	0,944		

Fonte: Autor

d) Para TRRF 150

Para um TRRF igual a 150 min, a temperatura externa na seção, a partir da curva de incêndio-Padrão ISO 834 conforme equação 3.56, é de $\phi_{g,150} = 1082,44 \text{ } ^\circ\text{C}$

O valor do fator n_w da equação de Wickstrom, com TRRF calculado em horas ($t_h=2,5h$) é de: $n_{w,150} = 0,9725$.

O valor de n_y para todas as barras para um TRRF 150min é: $n_{y,150} = 0,4611$

Por sua vez, os fatores, n_{xi} , $\theta_{c,xiyi}$ e $k_{s,\theta i}$ foram calculados para suas respectivas barras, conforme apresentado abaixo.

- Para as barras 01 e 05

$$n_{x1,150} = 0,4611;$$

$$\theta_{c,x1y1,150} = 753,26 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta 1,150} = 0,1661$$

- Para as barra 02 e 04

$$n_{x2,150} = 0,1906;$$

$$\theta_{c,x2y2,150} = 596,09 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta 2,150} = 0,4821$$

- Para a barra 03

$$n_{x3,150} = -0,0379;$$

$$\theta_{c,x3y3,150} = 507,38 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$k_{s,\theta 3,150} = 0,7571$$

Portanto, o valor do fator médio de resistência do aço, $k_{s,m}$, é de:

$$k_{s,m,150} = \frac{2 \cdot k_{s,\theta 1,150} \cdot A_\theta + (2 \cdot k_{s,\theta 2,150} \cdot A_\theta) + k_{s,\theta 3,150} \cdot A_\theta}{5 \cdot A_\theta} = 0,4107$$

Logo, a resistência da viga para um TRRF 150 min é de:

$$M_{Rd,150} = f_{yk} \cdot k_{s,m,150} \cdot 5 \cdot A_\theta \cdot \left(d - \frac{f_{yk} \cdot (5 \cdot A_\theta)}{2 \cdot f_{ck} \cdot b} \right) = 193,97 \text{ kN m}$$

Desta maneira, o resumo para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio para um TRRF de 150 minutos é apresentado na tabela 24 abaixo.

Tabela 24. Valores das variáveis e momento resultante em incêndio (M_{Rd}) para um TRRF 150 min

Barras	TRRF	T (h)	θ_g	n_w	n_x	n_y	$\theta_{c,xi,yi}$	$K_{s,\theta i}$	$K_{s,m}$	$M_{Rd,150}$
			°C	---	---	---	°C	---	---	kN m
1 e 5	150	2,5	1082,5	0,9725	0,4611	0,4611	753,26	0,166	0,41	193,97
2 e 4					0,1906		596,09	0,482		
3					0,0379		507,38	0,757		

Fonte: Autor

4.2.3. Cálculo do TRF pelo método gráfico

Conforme já detalhado o, método gráfico é proveniente da dissertação de ALBUQUERQUE (2012) que resultou em um aplicativo disponíveis a associados do IBRACON e tem aplicabilidade simplificada, semelhante ao método tabular, proposto pela ABNT NBR 15200 (2012), conforme detalha a autora. Os gráficos apresentados para a aquisição dos resultados por este método, foram retirados do referido trabalho, onde as informações da viga são semelhantes as apresentadas nas imagens dos gráficos em questão.

Sobre o método gráfico, é importante reforçar que considera, para dimensionamento de uma viga em situação de incêndio, as seguintes variáveis: seção da viga [largura (b) e altura (h)], cobertura, quantidade de camadas, condição do momento (positivo ou negativo), classe do concreto, quantidade de armadura na camada e relação entre $M_{Sd,fi} / M_{Rd}$, chamando o resultado desta razão de μ .

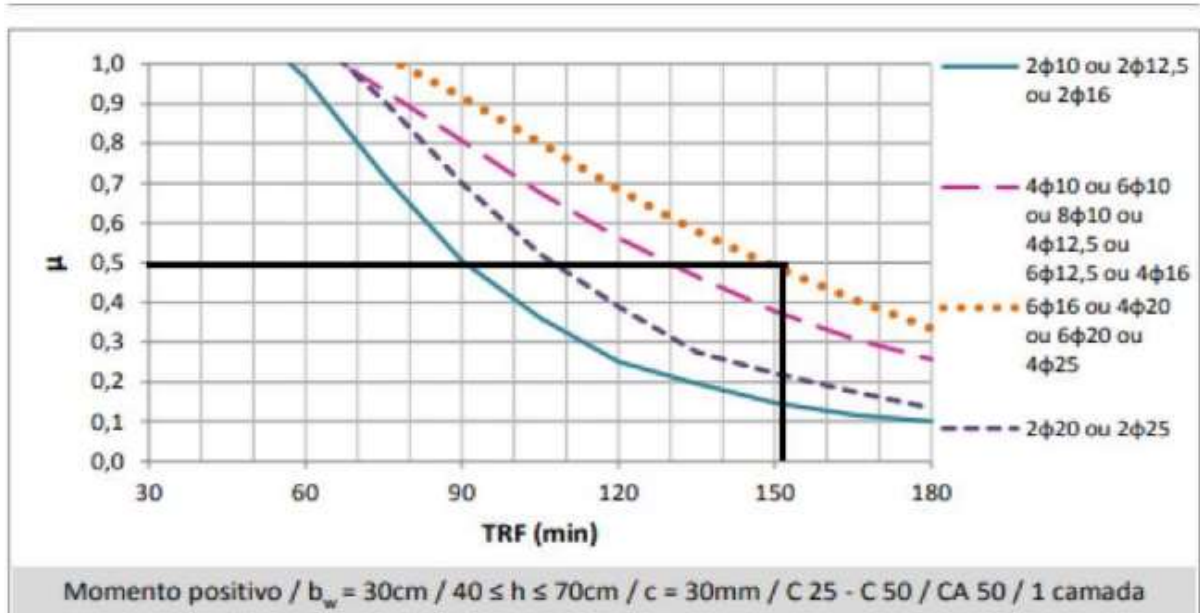
No entanto, as variáveis da razão μ , são as mais importante para a TRF da viga. Portanto, convém reforçar que os dois momentos solicitantes calculados e obtidos até aqui, conforme os recomendações da ABNT NBR 15200 (2012) e calculada conforme expressão 3.49 e 3.50 foram: $M_{Sd,fi} = 190,05 \text{ kNm}$ e $M_{Sd,fi70\%} = 275,625 \text{ kNm}$. Já o momento resistente a temperatura ambiente calculado foi de $M_{Rd,20} = 395,45 \text{ kN m}$

Com essas duas variáveis, calculamos o fator μ , e o resultado projetando na curva correspondente as informações da viga no eixo da linha horizontal, obtendo o valor correspondente do TRF da viga. Desta maneira, temos que o valor do fator μ_1 é:

$$\mu_1 = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd,20}} = 0,4806$$

Fazendo a projeção de μ no gráfico e na curva correspondente as informações da viga, temos que o TRF é de aproximadamente 150 min, conforme gráfico da figura 28 a seguir.

Figura 28. TRF da viga considerando a solicitação calculada a partir das combinações de ações especificado na NBR 15200:2012



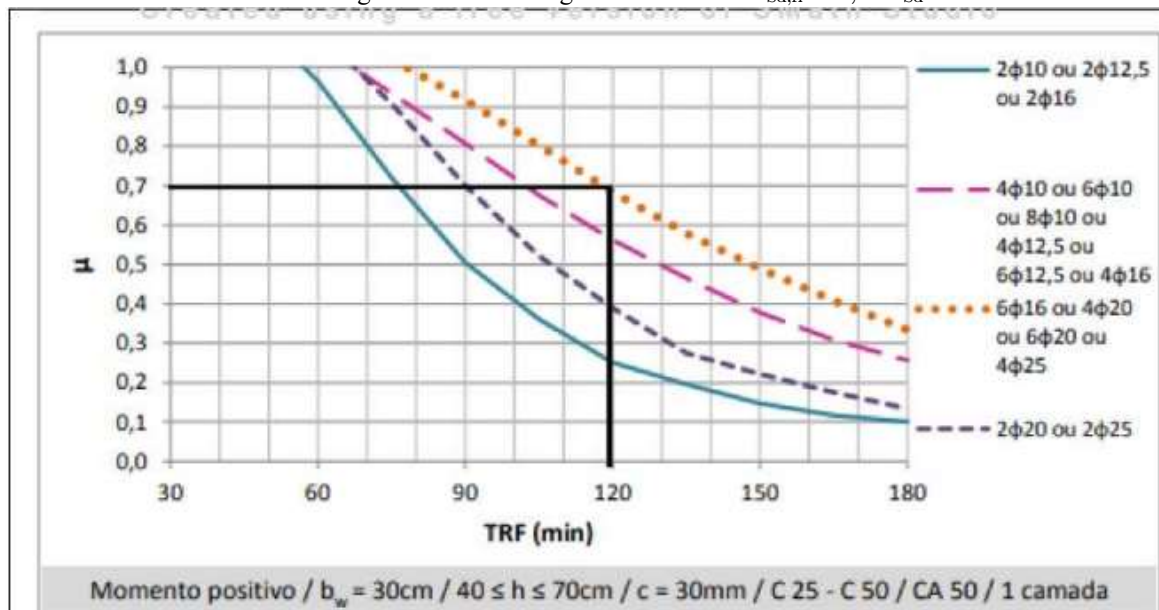
Fonte: (Albuquerque, 2012, p.209)

Por sua vez, considerando a relação do fator μ_1 , conforme o cálculo simplificado sugerido pela norma que considera a solicitação do incêndio equivalente a 70% da solicitação a temperatura ambiente, temos que o valor do fator μ_2 é definido a seguir:

$$\mu_2 = \frac{M_{sd,fi70\%}}{M_{Rd,20}} = 0,697$$

Desta maneira, realizando a projeção no gráfico correspondente as informações da viga deste trabalho, temos que a resistência da viga de concreto armado em situação de incêndio será de aproximadamente 120 min, conforme gráfico da figura 29 abaixo.

Figura 29. TRF da viga considerando $M_{sd,fi} = 0,7 M_{sd}$.



Fonte: (Albuquerque, 2012, p.209)

4.3. Discussão dos resultados obtidos

Realizando uma análise comparativa dos valores de TRF e TRRF resultado obtidos no dimensionamento ao incêndio, conforme apresentado na tabela 25, podemos observar que a resistência ao fogo da viga pelo método tabular foi bastante conservador quando comparado aos demais resultados, o que já era esperado, principalmente quando nos deparamos com os comentários dos resultados obtidos pelos autores da literatura técnica consultada para a realização deste trabalho.

Tabela 25. Comparação dos resultados de TRF pelos métodos utilizados

Métodos				
Tabular	Simplificado		Gráfico	
-----	$M_{sd,fi70\%}$ 275,6 kNm	$M_{sd,fi}$ 190,05 kNm	$M_{sd,fi70\%}$ 275,6 kNm	$M_{sd,fi}$ 190,05 kNm
TRF 82,6	TRRF 120	TRRF 150	TRF 120	TRF 150

Fonte: Autor

No entanto, convém destacarmos que os resultados obtidos através do método simplificado e o método gráfico tendem a ser mais refinados, principalmente pela maneira de como é obtido os resultados de suas equações ou gráficos, utilizando programas computacionais baseados em cálculos mais preciso como, por exemplo, os métodos dos elementos finitos. Esse recurso possibilita a obtenção da temperatura na seção do concreto ponto a ponto através de discretização da seção em malhas, o que permite a obtenção da temperatura na seção a depender do tempo de aquecimento da mesma.

Ainda nesse aspecto, podemos justificar os resultados conservadores pelo método tabular através das considerações de SILVA (2011), onde comenta que para a formulação das tabelas do método tabular apresentado na ABNT NBR 15200 (2012), a temperatura máxima admissível na armadura inferior das vigas não ultrapassa os 500° C. Nesse sentido, o método simplificado e gráfico, por exemplo, permitem ultrapassar esses valores de temperatura nas armaduras da seção transversal da viga o que pode ser constatado no trabalho de ALBUQUERQUE (2012) e nos cálculos que utilizamos com a aplicação do método de Wickstrom para a obtenção do fator médio de redução da área de aço com a temperatura.

Outros aspectos que o método tabular apresenta, permitindo ajustes, são: a limitação do valor de solitação das ações em situação de incêndio equivalentes a 70% das ações a temperatura ambiente e área de aço calculada exatamente igual a área de aço efetiva.

Nesse sentido, podemos observar que os métodos gráfico e o simplificado aqui apresentado, podem nos permitir justificar os maiores valores obtidos de resistência ao fogo (TRF), pois utilizam as relações como efetivamente se calculam no elemento estrutural, como

por exemplo, considerando as ações permanentes e variáveis que efetivamente são consideradas no projeto, conforme apresentado aqui.

Sobre o método simplificado, duas condições de cálculo do momento solicitante devem ser levados em consideração: a simplificação que considera o momento solicitante em situação de incêndio 70% do momento solicitante em temperatura ambiente; e a combinação levando-se em consideração as ações variáveis e permanente expostas ao fogo.

Ao considerarmos as especificações da ABNT NBR 15200 (2012) que recomenda a possibilidade de adotar, simplificada, $M_{sd,fi} = 0,7 M_{sd}$, observamos que o máximo de TRRF resistido pela viga é de 120 minutos, portanto semelhante aos resultados obtidos para o TRF pelo método gráfico. Por sua vez, ao considerarmos o $M_{sd,fi}$, realizando a combinação excepcional correspondente equação a 3.49, temos que o tempo de resistência ao fogo (TRF) da viga foi equivalente a 150 minutos.

Ao constatar os resultados obtidos pelo método gráfico proposto por ALBUQUERQUE (2012), temos que a viga para a condição de $M_{sd,fi} = 0,7 M_{sd}$, chegou a um TRF equivalente a 120 minutos. Já considerando a combinação excepcional dada pela ABNT NBR 15200 (2012), expressa na equação 3.49, foi possível obter um TRF de 150 minutos, bem próximo dos resultados obtidos pelo método simplificado utilizando a equação de Wickstrom para a obtenção do fator de redução da temperatura na seção da barra.

Em se tratando de economia, baseado nos resultados apresentados neste trabalho, é possível aferir um parecer qualitativo em que o método gráfico e o método simplificado proposto, se mostraram mais econômicos que o método tabular por motivos expostos acima, sendo possível obter maior TRRF para uma mesma seção de viga quando comparado ao método tabular. A tabela abaixo apresenta os resultados obtidos e quais condições de TRRF seriam atendidas, a depender do método utilizado.

Tabela 26. Atendimento de TRRF de acordo com o método aplicado.

Método	Tabular	Simplificado		Gráfico	
		$M_{sd,fi70\%}$ 275,6 kNm	$M_{sd,fi}$ 190,05 kNm	$M_{sd,fi70\%}$ 275,6 kNm	$M_{sd,fi}$ 190,05 kNm
TRRF					
30	Atende	Atende	Atende	Atende	Atende
60	Atende	Atende	Atende	Atende	Atende
90	Não atende	Atende	Atende	Atende	Atende
120	Não atende	Atende	Atende	Atende	Atende
150	Não atende	Não atende	Atende	Não atende	Atende
180	Não atende	Não atende	Não atende	Não atende	Não atende

Fonte: Autor

Os métodos apresentados aqui se tornam uma ferramenta auxiliar para a verificação dos TRRF e TRF de vigas submetidas a situação de incêndio, dado a maneira prática e simplificada de sua aplicação conforme exposto neste trabalho, sendo uma ferramenta auxiliar na verificação de estruturas de concreto armado exposto ao fogo. Reforçamos ainda que, o método gráfico aqui apresentado, apesar de simples, é uma ferramenta confiável e que, inclusive, resultou em um aplicativo denominado TRFVIG, disponíveis a associados do IBRACON, que permite o dimensionamento de vigas em situação de incêndio de forma mais precisa e tão prática quanto o método tabular, conforme relata ALBUQUERQUE et al (2021). Dito isto, é possível aferirmos que o método simplificado utilizando a equação de Wickstrom, também apresenta elevada confiabilidade, dado os resultados bastante semelhantes aos do método gráfico.

Contudo, convém reforçar que desses métodos, o que está disponível de forma mais direta a todos, e por isso é mais utilizado, é o método tabular. Assim, apesar do conservadorismo, é o método que primeiramente se recorre para verificar o atendimento ao fogo da estrutura de concreto armado. Neste trabalho, utilizamos para viga biapoiadas, no entanto, as tabelas do método contemplam as vigas contínuas, lajes e pilares de estruturas de concreto armado.

Ademais, destacamos que este trabalho fez uma verificação teórica do elemento apresentado, onde foi possível comparar os três métodos aqui exposto para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Contudo, isso não nos permite utilizar os métodos gráficos e simplificados sem uma análise mais minuciosa do elemento e das condições de projeto. Desta maneira, trabalhos experimentais para a validação dos resultados teoricamente obtidos se tornam uma ferramenta essencial para uma análise de confiabilidade dos resultados aqui apresentados.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo geral dimensionar e verificar ao incêndio, uma viga biapoiada de concreto armado de uma estrutura genérica de um estabelecimento comercial, verificando o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e o tempo de resistência ao fogo (TRF) da viga, seguindo as recomendações da ABNT NBTR 15200 (2012), utilizando para análise dos resultados 03 (três) métodos, a saber: método tabular, método simplificado e método gráfico. Para tal, dimensionamos o elemento à temperatura ambiente, tendo como referência as recomendações da ABNT NBR 6118:2023 para realizar o cálculo a flexão e ao esforço cortante no Estado Limite Último (ELU) e posterior verificação no Estado Limite de Serviço (ELS), já que esta é uma condição obrigatório no dimensionamento ao incêndio (atender as recomendações de dimensionamento a temperatura ambiente).

Desta maneira, buscamos embasamento teóricos nas várias literaturas técnicas e em normas afins, com intuito de compreender as variáveis em torno do tema proposto. Assim, no capítulo 2, apresentamos as várias literaturas que discorriam sobre o dimensionamento de vigas de concreto armado exposto a elevadas temperaturas, dando-nos base para os cálculos realizados e os pareceres e discussões aferidas ao longo deste trabalhos. Também neste capítulo, realizamos um apanhado geral das normas ABNT NBR 6118 (2023) que trata sobre os projetos de estruturas de concreto armado a temperatura ambiente e da ABNT NBR 15200 (2012) que discorre sobre o projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, ambas as normas de fundamental importâncias para a realização dos cálculos aqui exposto.

No capítulo 3, apresentamos as características e detalhes da estrutura que calculamos neste trabalho, expondo as premissas necessárias bem como as recomendações normativas que seriam utilizadas para a obtenção dos resultados obtidos a temperatura ambiente, norteados pela ABNT NBR 6118 (2023) e na condição de incêndio, norteados pela ABNT NBR 15200 (2012). Neste capítulo, apresentamos também os detalhes dos métodos utilizados para realizar o dimensionamento e verificação da viga ao incêndio.

No capítulo 4, apresentamos os resultados de todos os cálculos realizados a temperatura ambiente e sua posterior checagem a elevadas temperatura, onde, através dos resultados, foi possível obter a resistência ao fogo da viga de concreto armado, sendo verificadas nessa condição, o TRF e TRRF através do método tabular proposto pela ABNT NBR 15200 (2012), método gráfico proposto por ALBUQUERQUE (2012) como ferramenta alternativa ao método tabular e, também, pelo método simplificado, onde foi possível utilizar de maneira manual os cálculos para obtenção de temperatura no centro geométrico das barras de aço longitudinais a partir do fator de redução da resistência do aço calculado pela equação de Wickstrom.

Portanto, a partir dos cálculos e resultados obtidos, foi possível constatar que dos métodos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio utilizados neste trabalho, o método tabular é o mais simples e direto sendo possível sua aplicação a partir de duas variáveis: a largura da viga (b_w) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Apesar de ser o mais simples, este método também é bastante conservador, obtendo resultados elevados e por, consequência, bem menos econômicos.

Por sua vez, o método simplificado com utilização da Equação de Wickstron e o método gráfico proposto por ALBUQUERQUE (2012), possuem resultados mais econômicos, pois para obtenção dos valores de temperatura ao longo da seção do elemento estrutural, utilizaram programas computacionais específicos baseados no métodos dos elementos finitos que permitem obter de forma mais precisa, a temperatura ao longo da seção do elemento estrutural. Ainda, assim é recomendável a utilização do método tabular apresentado na ABNT NBR 15200(2012), antes de utilização deste outros métodos, sendo a utilização dos outros de forma cautelosa e com análise detalhada em caso de verificação.

Apesar de se apresentarem mais econômico, os métodos gráfico e simplificado aqui especificados são teóricos, e precisam utilizar os recursos de análises experimentais reais ou com programas computacionais que simulem de forma mais precisa todas as variáveis envolvidas em uma situação de incêndio, sendo, por isso ainda, o método tabular recomendável antes de utilização de qualquer outro método proposto.

. Ademais, o estudo aqui proposto permitiu-nos conhecer detalhadamente os cálculos envolvidos no dimensionamento de estruturas em condições ambiente, criando familiaridade com a ABNT NBR 6118(2023), assim como conhecer as premissas de verificação e dimensionamento de estruturas de concreto armado exposta ao incêndio, conforme recomenda a ABNT NBR 15200 (2012), cumprindo com as exigências iniciais da pesquisa e da relevância do tema, dando-nos mais conhecimento a respeito do assunto no meio técnico, já que este é um tema muito atual, de grande relevância e pouco explorado no meio acadêmico. Por fim, fica aqui nossa recomendações para uma análise mais precisa, experimentalmente dos resultados aqui obtidos pelos método para continuação do trabalho aqui desenvolvido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, G. B. M.L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 231 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- ALBUQUERQUE, Gabriela; SILVA, Valdir P.; KIMURA, Alio; FONTANA, Johnny. **Aplicativo para cálculo do tempo de resistência ao fogo de vigas de concreto armado**. Anais do 62º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2020. IBRACON – Florianópolis-SC.2020.
- AMARAL, Marcelo Mesquita. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em estrutura portuária em situação de incêndio**. 152 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em engenharia oceânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul, agosto de 2018.
- AMARAL, Marcelo Mesquita; REAL, Mauro de V. **Proposta de um método simplificado para análise de viga de concreto armado em situação de incêndio**. Desafios e Impacto das Engenharias no Brasil e no Mundo. Atena Editora. Ponta Grossa-PR. 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.
- _____. NBR 15200: **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- _____. NBR 14432: **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. NBR 6120: **Ações para o cálculo de estruturas nas edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- BAPTISTA, Lillian G.; REAL, Mauro de V. AMARAL, Marcelo M. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por método simplificado**. Revista de Engenharia e Tecnologia. v.15, n1.2023.
- CARVALHO, Roberto Chust. FILHO, Jasson R de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo NBR 6118:2014**. 4ª ed. São Paulo. EdUFSCar, 2017.

CRISPIM, Honório A. Filho; CRISPIM Calvin M. Rêgo. **Análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**: um insight. Revista da Arquitetura - Cidade e Habitação. Brasília v.1, n.1. p. 100-117, 2021.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estrutura de concreto armado**. 2ª ed. Ampliada e atualizada. São Paulo. Oficina de texto:2018.

PIERROT, Rodrigo M. Ribeiro. **Dimensionamento ótimo de vigas contínuas utilizadas em edificações**. 117p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2018.

PIRES, Rodrigo Maffessoni. **Análise de confiabilidade vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 173 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio conforme ABNT NBR 15200:2012** – 2ª edição. Editora Blucher, São Paulo, 2016.

SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. Revista IBRACON de estruturas e Materiais. São Paulo. V4, n 2. p 290-303. 2011.