



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PILARES
DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

MATEUS CARVALHO DE ALMEIDA

UBERLÂNDIA, 2018

MATEUS CARVALHO DE ALMEIDA

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador: Professor Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

UBERLÂNDIA, 2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me conceder a oportunidade de realizar uma graduação que muito contribuiu para minha formação acadêmica e como cidadão.

Ao meu orientador Professor Dr. Arquimedes, pelo incentivo, confiança, valiosa orientação e apoio em todos os momentos.

Aos meus familiares e amigos, pelas palavras de motivação e pelo suporte incondicional que me ofereceram durante todo o período de realização deste trabalho.

A todos meus professores do curso de Engenharia Civil pela colaboração única na minha formação profissional, meu muito obrigado.

RESUMO

O estudo da segurança das estruturas em situação de incêndio ainda é restrito no país. Entretanto, nos últimos anos vem sendo observado um aumento no número de pesquisas que abordam este tema. Os efeitos térmicos em estruturas de concreto armado ocasionam a perda de sua capacidade resistente e rigidez, podendo levar a edificação ao colapso total. Devido a importância do assunto, neste trabalho é avaliado o comportamento das estruturas quando submetidas a ação do fogo e são apresentadas as metodologias de verificação da segurança estrutural de pilares de concreto armado em situação de incêndio, conforme a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 e a norma internacional Eurocode 2: parte 1-2 (2004). Em termos práticos de projeto, são comparados os resultados estruturais dos pilares de concreto armado dimensionados conforme a ABNT NBR 6118:2014 (utilizando o programa computacional TQS[®]), com os métodos analítico e tabular geral propostos pela ABNT NBR 15200:2012 para verificação de sua segurança estrutural em situação de incêndio.

Palavras-chave: Incêndio. Pilares de concreto armado. Segurança estrutural. Dimensionamento. Verificação. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.

ABSTRACT

The study of the safety of structures in a fire condition is still restricted in this country. However, in recent years an increase has been observed in the number of researches regarding this topic. The thermal effects on reinforced concrete structures cause the loss of their resistant capacity and stiffness, which can lead to the collapse of the structure. Due to the importance of the subject, this work evaluates the behaviour of the structures under fire conditions and the verification methods for the structural safety of reinforced concrete pillars in a fire situation are presented, according to the Brazilian standard ABNT NBR 15200:2012 and the international standard Eurocode 2: part 1-2 (2004). In practical terms, the structural results of the reinforced concrete pillars designed according to ABNT NBR 6118:2014 (through TQS[®] software) are compared with the analytical and tabular methods proposed by ABNT NBR 15200:2012 to verify their structural safety in a fire situation.

Keywords: Fire. Reinforced concrete pillars. Structural safety. Design. Verification. Standard fire resistance.

Sumário

1	Introdução.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Organização do texto.....	3
2	Conceituação geral.....	4
2.1	O incêndio.....	4
2.1.1	Modelo de incêndio-natural.....	6
2.1.2	Modelo de incêndio-padrão.....	7
2.2	Transferência de calor.....	9
2.2.1	Convecção.....	10
2.2.2	Radiação.....	10
2.2.3	Condução.....	11
2.3	Efeitos térmicos na estrutura.....	12
2.3.1	Concreto.....	15
2.3.1.1	Resistência à compressão.....	15
2.3.1.2	Relação tensão-deformação.....	17
2.3.1.3	Resistência à tração.....	20
2.3.1.4	Alongamento térmico.....	20
2.3.1.5	Calor específico.....	22
2.3.1.6	Condutividade Térmica.....	24
2.3.1.7	Massa específica.....	25
2.3.2	Aço.....	27
2.3.2.1	Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade de armadura passiva.....	27
2.3.2.2	Diagrama tensão-deformação.....	30
2.4	Resistência ao fogo.....	33

2.4.1	Compartimentação.....	34
2.4.2	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).....	34
2.4.2.1	Método tabular	35
2.4.2.2	Método do tempo equivalente (reductor de TRRF).....	43
3	Dimensionamento de pilares em situação de incêndio.....	45
3.1	Ações e segurança em situação de incêndio	47
3.2	Método Analítico – ABNT NBR 15200:2012.....	50
3.3	Método “A” - Eurocode 2.....	56
3.4	Método tabular.....	60
4	Estudo de caso	72
4.1	Verificação de pilares em situação de incêndio pelo TQS® - Método Analítico.....	75
4.2	Verificação de pilares através do Método Tabular Geral	84
5	Considerações finais	86

Lista de Figuras

Figura 1 – Tetraedro do fogo.....	4
Figura 2 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio natural.....	5
Figura 3 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio-padrão.....	8
Figura 4 – Fluxos de calor atuando em um pilar.....	9
Figura 5 – Transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas.....	13
Figura 6 – Lascamento de canto (<i>sloughing</i>) à esquerda; lascamento explosivo (<i>explosive spalling</i>) à direita.....	14
Figura 7 – Fatores de redução da resistência de concretos preparados com agregado silicoso ou calcário.....	17
Figura 8 – Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto.....	19
Figura 9 – Alongamento específico do concreto com agregado silicoso e calcário.....	21
Figura 10 – Calor específico do concreto.....	24
Figura 11 – Condutividade térmica do concreto.....	25
Figura 12 – Massa específica do concreto.....	26
Figura 13 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	28
Figura 14 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.....	32
Figura 15 – Diagramas tensão relativa – deformação para os aços CA25/50.....	32
Figura 16 – Curvas temperatura-tempo de incêndios.....	35
Figura 17 – Seção transversal de um pilar com barras longitudinais em camadas.....	52
Figura 18 – Comprimentos efetivos de pilares em pórticos contraventados (a) seções ao longo do edifício, (b) modo de deformação à temperatura ambiente e (c) modo de deformação em situação de incêndio.....	54
Figura 19 – Corte esquemático da edificação em estudo, utilizando o TQS [®]	72
Figura 20 – Planta de formas gerada utilizando o TQS [®]	73
Figura 21 – Modelo espacial da estrutura da edificação fornecida pelo TQS [®]	74
Figura 22 – Fluxograma de verificação da estrutura em situação de incêndio pelo TQS [®]	75
Figura 23 – Determinação do TRRF utilizando o TQS [®]	76
Figura 24 – Cálculo do tempo equivalente utilizando o TQS [®]	77

Figura 25 – Critérios da verificação dos elementos estruturas em situação de incêndio pelo TQS [®]	78
Figura 26 – Critérios de revestimentos de pilares, pelo TQS [®]	79
Figura 27 – Critérios para cálculo do comprimento equivalente de pilares em situação de incêndio (<i>le, fi</i>), pelo TQS [®]	79
Figura 28 – Resultado da verificação dos pilares em situação de incêndio, por pavimento.	80

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Fator de redução da resistência do concreto (k_c, θ) para concretos preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários, respectivamente.	16
Tabela 2 – Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada.	19
Tabela 3 – Valores de k_s, θ para aços de armadura passiva.	28
Tabela 4 – Valores dos fatores de redução do módulo de elasticidade (k_{Es}, θ) e do limite de proporcionalidade (k_p, θ).	30
Tabela 5 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (continua na página seguinte).	37
Tabela 6 – Classificação das Edificações e Áreas de Risco quanto à Ocupação (continua na página seguinte).	39
Tabela 7 – Fatores das medidas de segurança contra incêndio.	44
Tabela 8 – Característica da edificação ($\gamma s1$).	44
Tabela 9 – Risco de ativação ($\gamma s2$).	44
Tabela 10 – Laboratórios cujos experimentos serviram de base ao Método “A” do Eurocode 2: parte 1-2 (2004).	57
Tabela 11 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.	62
Tabela 12 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).	63
Tabela 13 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).	64
Tabela 14 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).	65
Tabela 15 – Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).	66
Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).	67
Tabela 17 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).	68

Tabela 18 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{máx} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{máx} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).....	69
Tabela 19 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{máx} = 0,25 \times b$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{máx} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).....	70
Tabela 20 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{máx} = 0,5 \times b$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{máx} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).....	71
Tabela 21 – Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento.....	74
Tabela 22 – Pilares que não passaram na condição de excentricidade para utilização do Método Analítico.	83
Tabela 23 – Dados de cálculo dos pilares (Método Tabular Geral).	85
Tabela 24 – Resultados da verificação de pilares através do Método Tabular Geral.....	86

1 Introdução

Apesar da baixa probabilidade de ocorrência, qualquer edificação está sujeita a ação de incêndios. Suas origens podem ser das mais variadas, como simples curtos-circuitos em equipamentos elétricos ou mesmo atos criminosos.

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

O principal objetivo da segurança contra incêndios em edificações é proteger a vida humana. Em relação ao dimensionamento das estruturas quanto a ação do fogo, visa-se minimizar os riscos de colapso a fim de assegurar que as mesmas resistam até o momento em que as pessoas abandonem, em segurança, o local onde ocorre o sinistro.

Além disso, ao se projetar adequadamente uma edificação para a situação de incêndio, visa-se preservar a segurança da equipe de combate, limitar os danos que podem ser causados nas propriedades vizinhas e reduzir as perdas patrimoniais da sociedade (ALBUQUERQUE, 2012).

Estruturas de concreto armado normalmente apresentam seções robustas e rígidas. Além disso, o concreto possui bom comportamento quando submetido ao fogo, se comparado com outros materiais, devido a sua baixa condutividade térmica. Entretanto, a altas temperaturas, os elementos estruturais de concreto armado sofrem perdas consideráveis de resistência e rigidez, podendo ocasionar colapso local ou ruína total da edificação.

Por este motivo, a normatização referente a verificação da segurança estrutural de elementos de concreto armado tem evoluído cada vez mais no país. As exigências de segurança contra incêndios das edificações são definidas em legislação estadual, através das Instruções Técnicas

do Corpo de Bombeiros de cada estado. Nos casos em que não há esta exigência explícita, deve-se considerar o Código de Defesa do Consumidor (CDC), na Lei nº 8.078, Seção IV, art. 39, que veda o fornecedor de produtos ou serviços colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Portanto, na ausência de lei específica, vale a norma ABNT NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações” (SILVA, 2012).

A tendência é que a discussão a respeito deste tema cresça cada vez mais no meio técnico e científico. A Lei Federal 13.425, publicada em março de 2017, determina no art. 8º que os cursos de graduação em Engenharia e Arquitetura em funcionamento no país, deverão incluir nas disciplinas ministradas conteúdo relativo à prevenção e o combate ao incêndio e a desastres.

1.1 Objetivos

Tendo em vista a relevância do tema, o objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento das estruturas quando submetidas a ação do fogo e analisar a metodologia de verificação da segurança estrutural de pilares em situação de incêndio, conforme a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 e a norma internacional Eurocode 2: parte 1-2 (2004).

Dentre os objetivos específicos deste estudo, tem-se:

- Apresentar o Método Analítico e o Método Tabular Geral para pilares conforme a ABNT NBR 15200:2012, que foram baseados no Eurocode 2: parte 1-2 (2004).
- Realizar o dimensionamento estrutural de um edifício de concreto armado em situação normal, utilizando o programa computacional TQS[®] (seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014) e verificar os resultados do dimensionamento dos pilares quanto a sua segurança estrutural em situação de incêndio, através dos métodos da ABNT NBR 15200:2012.

- Analisar a praticidade dos métodos de verificação de pilares em situação de incêndio segundo a norma ABNT NBR 15200:2012, através de exemplos de aplicação.

1.2 Organização do texto

Este trabalho está dividido em cinco capítulos. No capítulo 1, **Introdução**, o tema de estudo é introduzido e sua importância é apresentada, assim como as justificativas do autor pela abordagem deste assunto e os objetivos da monografia.

No capítulo 2, **Conceituação geral**, são exploradas as características do incêndio e de transferência de calor. Além disso, são analisadas as implicações dos efeitos térmicos decorrentes do incêndio nas propriedades dos materiais (concreto e aço) e são apresentadas definições e parâmetros de projeto importantes na análise da resistência ao fogo de elementos estruturais.

No capítulo 3, **Dimensionamento de pilares em situação de incêndio**, são descritas as diretrizes propostas pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 2: parte 1-2 (2004) para aplicação do método tabular geral e método analítico para verificação de pilares de concreto armado expostos ao fogo.

No capítulo 4, **Estudo de caso**, é realizado o dimensionamento de uma estrutura de concreto armado em situação normal, seguindo as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014, utilizando o programa computacional TQS[®]. Em seguida, os pilares da estrutura são verificados quanto a sua segurança estrutural em situação de incêndio, utilizando as metodologias apresentadas na ABNT NBR 15200:2012.

No capítulo 5, **Considerações finais**, são expostas algumas considerações sobre o tema abordado e são discutidos os resultados obtidos no estudo de caso.

2 Conceituação geral

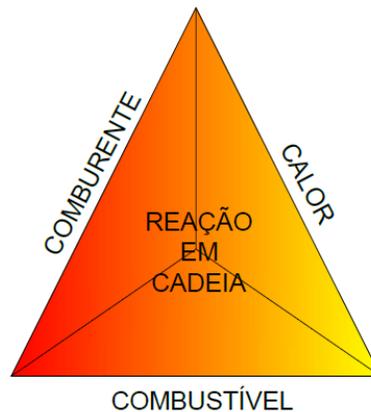
Para compreender o dimensionamento e verificação das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, primeiramente faz-se necessário entender este fenômeno e suas implicações nos materiais da estrutura, através da definição de conceitos básicos sobre o assunto.

2.1 O incêndio

Incêndio é a ocorrência de fogo não controlado, que pela ação de suas chamas, calor e/ou fumaça, proporciona danos à vida, às edificações e ao meio ambiente.

O fogo surge através do processo de combustão, que é definido como uma reação química exotérmica que depende de quatro elementos: combustível, que fornece a energia para a queima; comburente, que reage quimicamente com o combustível; calor, necessário para iniciar a reação entre combustível e comburente e, por último, a reação em cadeia, responsável por manter a combustão (FLORES; ORNELAS; DIAS, 2016). Estes elementos formam o tetraedro do fogo, representado na Figura 1, e na falta de um deles, esse processo não ocorre.

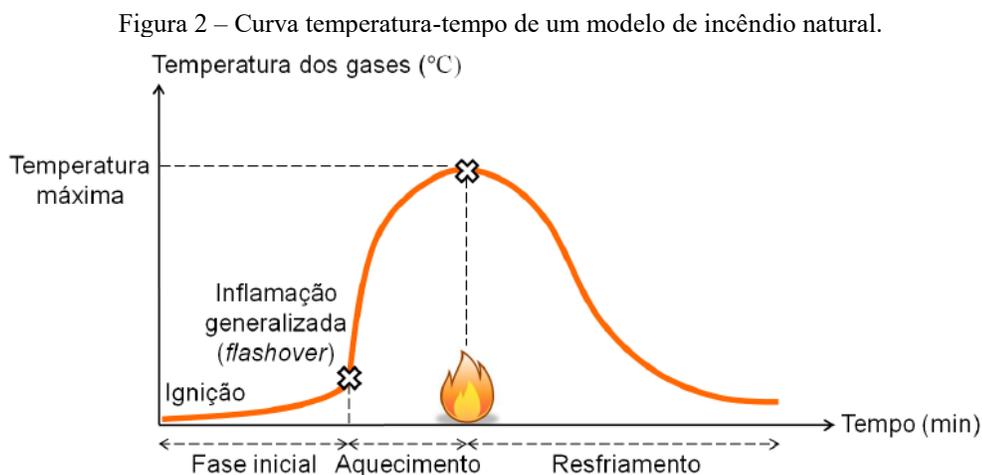
Figura 1 – Tetraedro do fogo.



Fonte: autor (2018).

As diferentes fases do incêndio podem ser demonstradas mediante uma curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo. Através do traçado desta curva, busca-se conhecer a

máxima temperatura atingida pelos elementos da estrutura possibilitando avaliar seu comportamento quando submetidos à situação de incêndio (REINA, 2010). Logo, esta curva representa a principal característica de um incêndio no que concerne ao estudo das estruturas. O incêndio pode ser dividido em três fases, como mostra a Figura 2.



Fonte: ALBUQUERQUE, 2012.

O ramo inicial da curva é marcado pela ignição de um material combustível presente no local, sendo que o aquecimento ocorre de forma gradual e as temperaturas permanecem baixas. Esta fase é denominada “*pré-flashover*” ou fase de ignição, e não apresenta danos significativos à estrutura. Entretanto, neste período há grandes riscos à vida humana em função de gases tóxicos ou asfixiantes exalados do material combustível em chamas.

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

Caso o incêndio não seja extinto nesta fase, haverá um aumento brusco na temperatura de modo que toda a carga combustível presente no ambiente entre em ignição quase simultaneamente,

gerando uma grande propagação de calor. Esta fase é conhecida como “*flashover*” ou instante de inflamação generalizada, e o incêndio se espalha por todo o compartimento, atingindo sua temperatura máxima. Por ser o momento mais crítico para a estrutura, é usual admitir que a temperatura do ambiente em chamas sempre atinge seu valor máximo, e a verificação da estrutura ocorre para esta situação específica (ALBUQUERQUE, 2012).

Nesta fase, as medidas de proteção ativa não possuem mais capacidade de extinguir o fogo. Passa a ser efetiva apenas a proteção passiva, definida como o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, que reage passivamente em caso de incêndio, não estabelecendo condições para a propagação e crescimento do fogo (ABNT NBR 14432:2001). Dentre as medidas de proteção passiva, destacam-se a compartimentação (horizontal e vertical) e a resistência estrutural em situação de incêndio, garantindo que a edificação não entre em colapso.

Após a queima de todo o material combustível, não há mais liberação de energia térmica, o que resulta na diminuição gradual da temperatura média dos gases e no esfriamento dos elementos estruturais (fase de resfriamento).

2.1.1 Modelo de incêndio-natural

O incêndio natural é representado pela curva temperatura-tempo que possui as três fases bem definidas (fase de ignição, aquecimento e resfriamento), como mostrado na Figura 2. Esta curva é construída através de análises experimentais ou computacionais que simulam a real situação de um compartimento em chamas. Os ensaios são realizados em um ambiente com aberturas (janelas), mas sem que haja condições do incêndio propagar-se para fora em virtude das características de isolamento térmico, estanqueidade e resistência ao fogo dos elementos de vedação. Este modelo de incêndio é denominado incêndio natural compartimentado (SILVA, 2012).

A Swedish Buildings Regulations (SBN) de 1967 foi a primeira norma a permitir os conceitos do incêndio natural na determinação da ação térmica. Graças a um modelo elaborado pelo sueco Petterson (em conjunto com outros cientistas suecos e posteriormente franceses), foi possível

calcular as curvas temperatura-tempo de um incêndio compartimentado. Baseando-se nas hipóteses adotadas neste modelo, concluiu-se que a temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento da carga de incêndio e com o aumento do grau de ventilação, enquanto a duração de um incêndio cresce com o aumento da carga de incêndio e decresce com o aumento do grau de ventilação (Pettersson, 1976 apud SILVA, 1997).

Segundo a ABNT NBR 14432:2001, o incêndio natural é definido como a variação da temperatura que simula o incêndio real, sendo função da geometria do compartimento, do grau de ventilação ou fator de abertura, das características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica. Desta forma, de acordo com suas particularidades, cada compartimento de uma edificação possui uma curva temperatura-tempo diferente.

Diante desta dificuldade de ordem prática, este modelo é empregado apenas em estudos acadêmicos ou para edifícios de grande porte em que a economia no dimensionamento das estruturas justifique o custo do projeto. Com a evolução científica na área da Engenharia das Estruturas em Situação de Incêndio, a tendência é que a utilização das curvas reais temperatura-tempo dos gases quentes se generalize dentro de alguns anos (SILVA, 2012).

2.1.2 Modelo de incêndio-padrão

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio se modifica, de acordo com a situação analisada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental e comparação dos diversos materiais de construção civil (estruturas, materiais de revestimento contra o fogo, portas corta-fogo, etc.). Desta forma, os ensaios laboratoriais de materiais a altas temperaturas são realizados em fornos com uma elevação padronizada da temperatura do ambiente interno. Este modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão (SILVA, 1997).

Segundo SILVA (2012), por simplicidade, as normas técnicas permitem que essa curva padronizada seja empregada como curva de aquecimento em projeto de estruturas. Sua principal característica é a de possuir apenas um ramo ascendente, e, portanto, admitir que a temperatura

dos gases seja sempre crescente com o tempo, independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

É importante destacar que esta curva não corresponde à situação real de incêndio, sendo apenas um modelo prático para efeito de projeto. Logo, qualquer consideração que tenha por base essa curva deve ser analisada cuidadosamente. Entretanto, é comum utilizar-se da curva-padrão associada a tempos padronizados por consenso do meio técnico.

As normas ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 5628:2001, inspiradas na ISO 834 (1990), recomendam a Equação 2.1 para estimar a temperatura em função do tempo do incêndio padrão.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

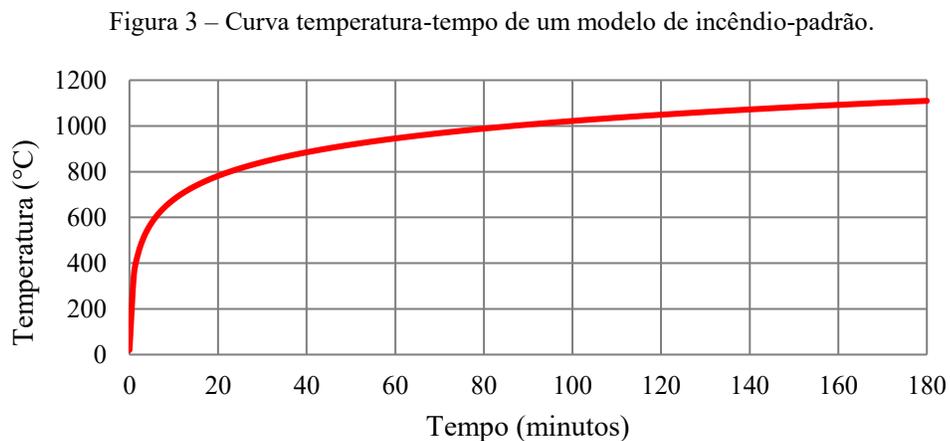
Em que:

t é o tempo, em minutos;

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

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

A temperatura ambiente é geralmente tomada igual a 20 °C. A partir da Equação 2.1 é possível construir a curva de incêndio-padrão, conforme mostrado na Figura 3.



Fonte: autor (2018).

Segundo SILVA (2012), é importante ressaltar que esta curva-padrão ISO 834 é aplicável a incêndios em que a carga de incêndio é, em termos de potencial calorífico, similar à madeira (papel, pano, palha, etc.).

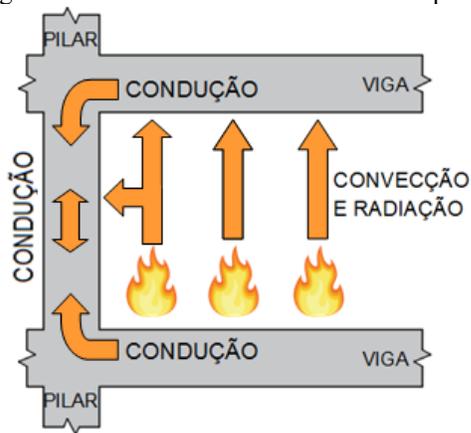
2.2 Transferência de calor

Todos os corpos são constituídos por pequenas partículas, denominadas moléculas, que estão em constante estado de agitação. Essa movimentação de partículas gera uma energia cinética média, denominada energia térmica. A grandeza física utilizada para medir o grau de agitação destas moléculas é a temperatura, de modo que, quanto mais agitadas estiverem, maior será a temperatura do corpo e conseqüentemente, maior será a energia térmica produzida.

Quando dois corpos com temperaturas diferentes são colocados em contato, acontece uma transferência de energia térmica do corpo de maior temperatura para o corpo de menor temperatura, até que o equilíbrio térmico seja atingido. Esta energia térmica em trânsito, resultante do gradiente de temperatura entre os corpos, é chamada de calor.

Durante o incêndio, os gases quentes do ambiente em chamas transferem energia térmica até a superfície dos componentes da estrutura por convecção e radiação. Em seguida, o interior dos elementos é aquecido através da condução, como ilustra a Figura 4.

Figura 4 – Fluxos de calor atuando em um pilar.



Fonte: autor (2018).

2.2.1 Convecção

A convecção ocorre pela movimentação de fluidos (líquidos ou gases) graças a diferença de densidade do próprio fluido. Na presença de uma fonte de calor, os fluidos inferiores se aquecem, tornam-se menos densos, e tendem a subir. Os fluidos presentes nas camadas superiores, mais frios e mais densos, descem por ação da gravidade. O fluido mais frio é então aquecido pela superfície e o processo se repete.

Em uma situação de incêndio, a turbulência causada pela movimentação de gases gera um fluxo de calor que atinge as estruturas, aquecendo-as. Assim, esta propagação de calor proveniente de um fluido em movimento até uma superfície sólida é denominada convecção (ALBUQUERQUE, 2012).

O Anexo F da norma ABNT NBR 15200:2012 apresenta de modo simplificado a determinação do fluxo de calor convectivo, conforme a Equação 2.2.

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_a) \quad (2.2)$$

Em que:

φ_c é o componente do fluxo de calor devido à convecção, por unidade de área da superfície aquecida [W/m^2];

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos, igual a $25 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$, no caso de exposição ao incêndio padrão;

θ_g é a temperatura dos gases [$^\circ\text{C}$];

θ_a é a temperatura na superfície do aço [$^\circ\text{C}$].

2.2.2 Radiação

Radiação é o processo pelo qual o calor flui por propagação de ondas eletromagnéticas de um corpo em alta temperatura para um corpo em temperatura menor. Também conhecidas como ondas caloríficas ou calor radiante, estas ondas eletromagnéticas são geradas devido ao alto grau

de agitação das partículas do corpo em temperatura mais elevada. Em um incêndio, a radiação é proveniente dos gases quentes, das chamas e das paredes aquecidas.

De acordo com ALBUQUERQUE (2012), ao incidir em um determinado corpo, o calor radiante pode ser absorvido ou refletido pela superfície, e o restante é transmitido pelo meio. A norma ABNT NBR 15200:2012 apresenta de modo simplificado a determinação do fluxo de calor radiante absorvido pelas estruturas de concreto, apresentado na Equação 2.3.

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (2.3)$$

Em que:

φ_r é o componente do fluxo de calor devido à radiação, por unidade de área da superfície aquecida [W/m²];

ε_{res} é a emissividade resultante, que indica a capacidade de transmitir (irradiar) ou absorver calor. Para efeitos práticos, pode ser tomada igual a 0,7.

2.2.3 Condução

A condução ocorre dentro de uma substância ou entre substâncias que estão em contato físico direto. Este processo se caracteriza pela transferência de energia cinética através da vibração e colisão entre átomos e moléculas vizinhas. O calor flui das temperaturas mais altas (moléculas com maior energia cinética) para as temperaturas mais baixas (moléculas com menor energia cinética).

Cada material possui uma condutividade térmica diferente, que caracteriza sua capacidade de conduzir calor. Em geral, sólidos são melhores condutores que líquidos e líquidos são melhores condutores que gases. Enquanto os metais são excelentes condutores de calor, o ar já não conduz bem o calor. Em relação ao concreto, sua condutividade térmica é considerada baixa, e isto representa uma grande vantagem em relação a outros materiais quando submetidos à ação do fogo.

2.3 Efeitos térmicos na estrutura

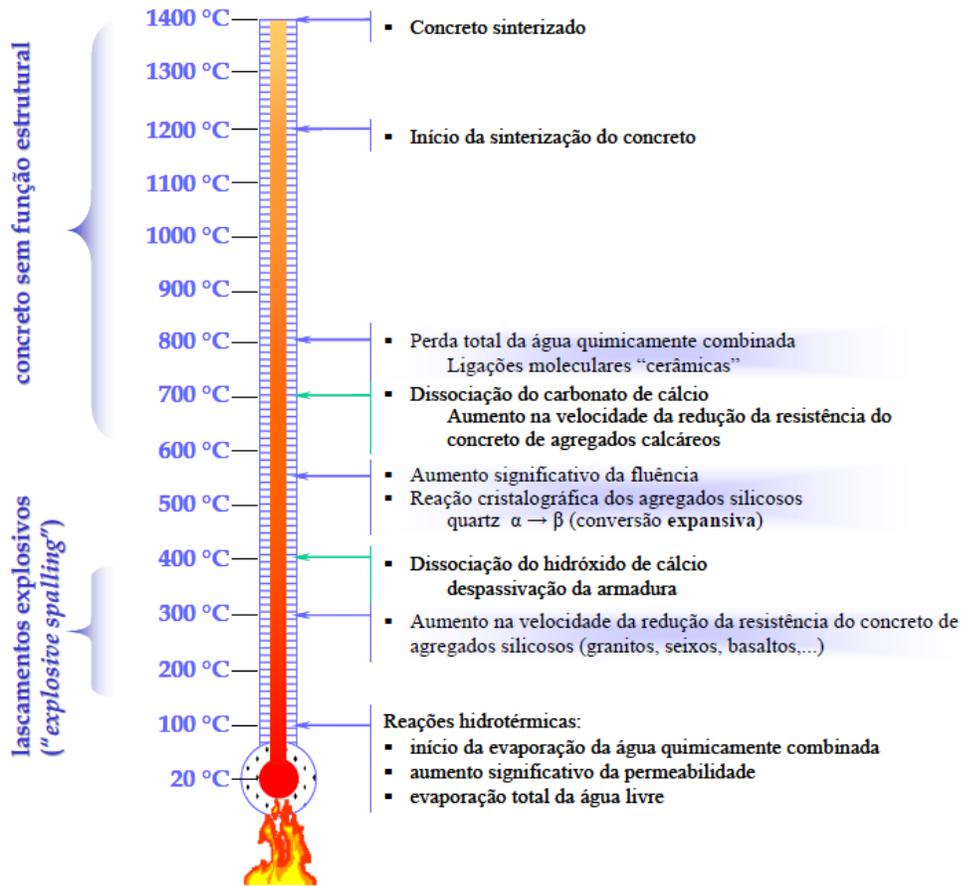
As estruturas de concreto são conhecidas pelo seu bom comportamento quando submetidas ao fogo. Isto ocorre devido a sua baixa condutividade térmica e por ser um material não combustível. Com isso, a transferência de calor ao longo de determinada seção de concreto é relativamente branda, e mesmo após um tempo prolongado de aquecimento, as zonas internas não alcançam temperaturas tão elevadas quanto a das superfícies diretamente expostas ao fogo (ALBUQUERQUE, 2012).

Entretanto, este material apresenta alguns problemas em situação de incêndio. Hoje, reconhece-se que a capacidade resistente do concreto nesta situação é reduzida em vista da degeneração das propriedades mecânicas dos materiais e da redução da área resistente (SILVA, 2012).

Além disso, o concreto armado é considerado um material “homogêneo” à temperatura ambiente devido a solidariedade entre concreto e aço. Contudo, quando submetido a temperaturas superiores a 100°C, esta característica é perdida devido às transformações físicas, químicas e mineralógicas envolvendo a pasta de cimento, os agregados e o aço (COSTA, 2008).

É importante ressaltar que as alterações que ocorrem na microestrutura do concreto durante a exposição a temperaturas elevadas dependem das características dos materiais utilizados na mistura (tipo de cimento e agregado) e suas proporções, aplicadas na dosagem. Em relação a concretos dosados com cimento Portland, a Figura 5 apresenta as mudanças físico-químicas que ocorrem no material com a elevação da temperatura.

Figura 5 – Transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas.



Fonte: COSTA, 2008.

É possível perceber que a partir de 100 °C se inicia a evaporação da água presente na estrutura do concreto. Ao longo deste processo, o vapor exerce pressões internas no concreto, podendo causar o desprendimento ou lascamento de suas camadas superficiais, sendo este fenômeno denominado de "spalling". Segundo Reina (2010), concretos com alto grau de porosidade apresentam uma concentração de umidade elevada, e com o aumento da temperatura isto pode resultar em descamações graduais e profundas no material ("sloughing"). Como consequência, há uma redução da resistência do material devido à perda de sua área resistente e pela exposição da armadura ao fogo.

Segundo Landi (1986), os problemas mais graves de uma estrutura de concreto armado ocorrem quando sua armadura atinge temperaturas da ordem de 500 a 600 °C, já que neste intervalo o aço perde sensivelmente sua resistência à tração, comprometendo a estrutura como um todo.

Além da poropressão mencionada, Reina (2010) mostra que há outros fatores que influenciam no lascamento do concreto, dentre eles:

- Diferença entre os coeficientes de dilatação térmica da pasta de cimento e seus agregados constituintes.
- Dilatação prematura do aço com relação à dilatação do concreto, gerando tensões entre ambos os materiais e a perda de aderência.
- Distribuição não uniforme de temperaturas nas peças.

Sabe-se que os concretos de alta resistência apresentam maior tendência ao lascamento instantâneo se comparados aos concretos usuais. Isto ocorre devido a sua estrutura compacta de baixa porosidade, que dificulta o transporte de vapores formados na matriz durante o aquecimento. A pressão destes vapores aumenta excessivamente nas camadas próximas à superfície do concreto, podendo ocorrer estilhaçamento violento da região periférica do elemento estrutural (COSTA *et al*, 2002).

A Figura 6 mostra, à esquerda, um lascamento gradual de canto expondo a armadura (*sloughing*), e, à direita, um lascamento explosivo (*explosive spalling*), que é instantâneo e violento, e pode acarretar graves consequências para a estrutura.

Figura 6 – Lascamento de canto (*sloughing*) à esquerda; lascamento explosivo (*explosive spalling*) à direita.



Fonte: COSTA, 2008.

Por se tratar de um fenômeno natural do concreto exposto por tempo prolongado a altas temperaturas, é antieconômico tentar soluções para evitar o *spalling* (SILVA, 2012). Nesse sentido, as normas técnicas estabelecem diretrizes que visam apenas retardar o processo de lascamento do material, através de métodos que definem dimensões mínimas aceitáveis para garantir o bom comportamento das peças nessas situações.

As mudanças físico-químicas que ocorrem na microestrutura do concreto, frente a situação de incêndio, impactam tanto suas propriedades mecânicas (resistência a compressão e módulo de elasticidade) quando suas propriedades térmicas (alongamento, calor específico, condutividade térmica e massa específica). Da mesma forma, a armadura passiva do concreto armado sofre alterações em sua resistência ao escoamento e módulo de elasticidade. Logo, para compreender o comportamento das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, estas propriedades serão abordadas com mais detalhes a seguir.

2.3.1 Concreto

A seguir, serão apresentadas as propriedades físicas e térmicas do concreto e suas variações com a temperatura. As informações deste trabalho aplicam-se aos concretos com resistência característica à compressão (f_{ck}) menor ou igual a 50 MPa.

2.3.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida através da Equação 2.4 (ABNT NBR 15200:2012).

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

Em que:

$f_{c,\theta}$ e f_{ck} são as resistências características à compressão do concreto na temperatura θ e na temperatura ambiente, respectivamente [MPa].

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

A Tabela 1 apresenta os valores dos fatores de redução da resistência de concretos de massa específica normal (2000 a 2800 kg/m³), preparados com agregados silicosos e calcários, segundo a ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2: parte 1-2 (2004), respectivamente. Para valores intermediários de temperatura, pode ser feita a interpolação linear.

Tabela 1 – Fator de redução da resistência do concreto ($k_{c,\theta}$) para concretos preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários, respectivamente.

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

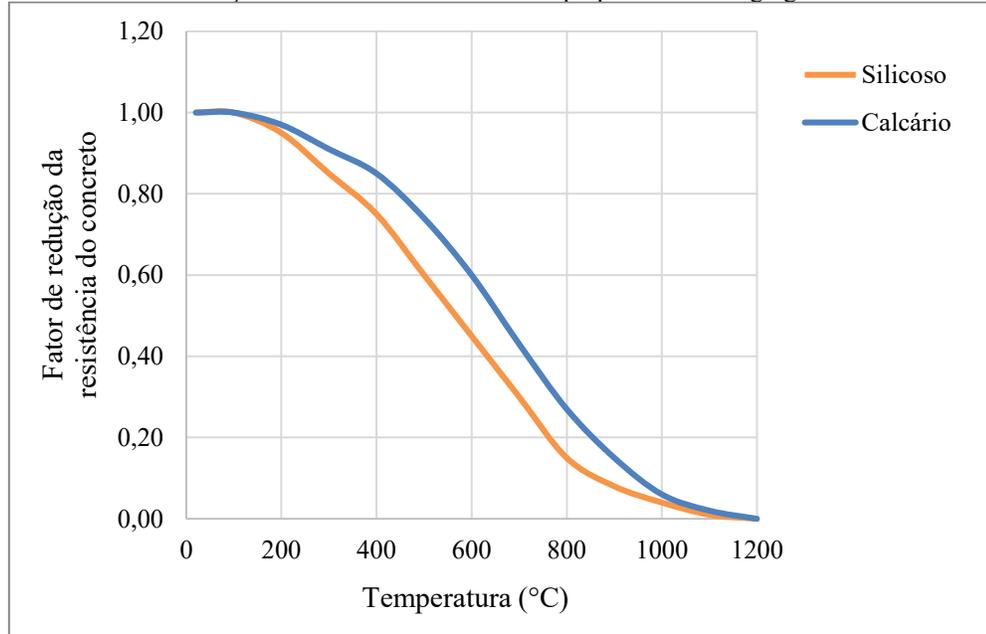
Fonte: ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2: parte 1-2 (2004).

Os agregados silicosos apresentam uma súbita expansão de volume quando aquecidos a aproximadamente 500 °C, enquanto os agregados calcários possuem melhor estabilidade até aproximadamente 850 °C, apesar de sofrerem expansões similares aos agregados silicosos a partir de 700 °C devido às reações de descarbonatação (LANDI, 1986). Os agregados calcários possuem a vantagem de apresentarem menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre pasta de cimento e agregado, minimizando assim os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial (METHA e MONTEIRO, 1994).

Dessa forma, concretos preparados predominantemente com agregados silicosos apresentam desempenho inferior aos preparados com agregados calcários quando submetidos ao fogo, em termos de redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. A partir dos valores

da Tabela 1, é possível visualizar graficamente esta diferença dos fatores de redução da resistência ($k_{c,\theta}$) para estes dois tipos de concreto, conforme mostra a Figura 7.

Figura 7 – Fatores de redução da resistência de concretos preparados com agregado silicoso ou calcário.



Fonte: autor (2018).

O valor de cálculo da resistência do concreto ($f_{cd,\theta}$) deve ser determinado usando-se $\gamma_m = 1,0$, ou seja, tem-se $f_{cd,\theta} = f_{ck,\theta}$ (ABNT NBR 15200:2012).

2.3.1.2 Relação tensão-deformação

Como consta na ABNT NBR 6118:2014, a distribuição de tensões de compressão no concreto em temperatura ambiente é feita através de um diagrama parábola-retângulo com tensão de pico (σ_{pico}) calculada segundo a Equação 2.5.

$$\sigma_{pico} = \alpha f_{cd} \quad (2.5)$$

Em que:

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto em temperatura ambiente [MPa].

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

O valor $\alpha = 0,85$ é resultante do produto de três coeficientes: o primeiro, devido ao acréscimo da resistência do concreto após 28 dias; o segundo, que admite que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos de 15x30cm é superestimada; o terceiro, e mais importante, consiste no efeito Rusch, que representa uma redução na resistência à compressão do concreto devido à duração prolongada do carregamento (ALBUQUERQUE, 2012).

Entretanto, a ação do incêndio é de curta duração, logo, o efeito Rusch não se aplica, não sendo necessária a aplicação do coeficiente α (Boletim nº 46 da fib-CEB, 2008). Portanto, em situação de incêndio, adota-se a tensão de pico à temperatura θ ($\sigma_{pico,\theta}$) conforme a Equação 2.6.

$$\sigma_{pico,\theta} = f_{cd,\theta} \quad (2.6)$$

A ABNT NBR 15200:2012 e o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) fornecem a Equação 2.7 para a construção do diagrama completo tensão deformação do concreto a altas temperaturas.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (2.7)$$

Em que:

$\sigma_{c,\theta}$ 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 a Tabela 2 [adimensional].

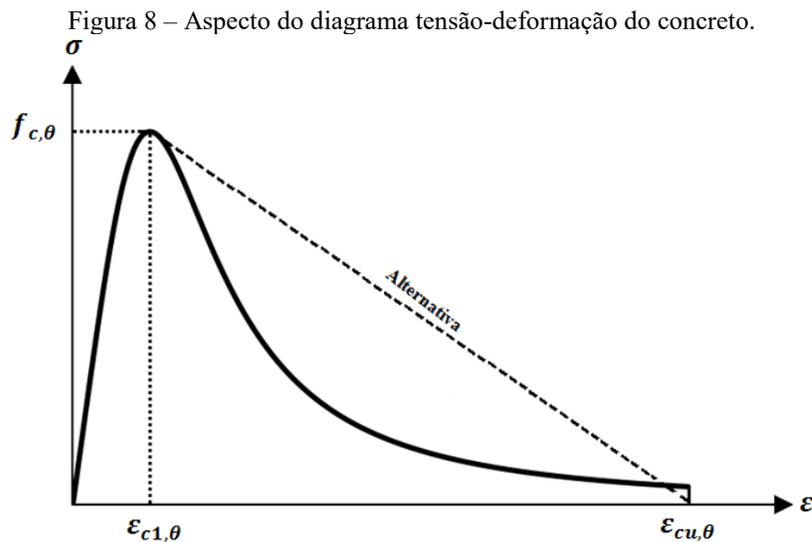
$\varepsilon_{cu,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme a Tabela 2 [adimensional].

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
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Alternativamente, o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto pode ser definido por uma linha reta entre $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$, conforme os valores apresentados na Tabela 2. O aspecto do gráfico com as duas alternativas de ramo descendente pode ser visto na Figura 8.



Fonte: autor (2018).

2.3.1.3 Resistência à tração

Normalmente, a resistência à tração do concreto é desprezada tanto na temperatura ambiente quanto em altas temperaturas. Entretanto, caso seja possível considerá-la, admite-se que não ocorre redução da resistência convencional de escoamento à tração até 100 °C. Além dessa temperatura, deve-se utilizar a Equação 2.8 para obter a resistência à tração do concreto em temperatura elevada θ ($f_{ct,\theta}$), fornecida pelo Eurocode 2: parte 1-2 (2004).

$$f_{ct,\theta} = \left[1 - \left(\frac{\theta - 100}{500} \right) \right] f_{ct} \quad \text{para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta < 600 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (2.8)$$

Em que:

f_{ct} é a resistência convencional a tração do concreto em temperatura ambiente.

2.3.1.4 Alongamento térmico

O alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é determinado pela Equação 2.9 (ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2: parte 1-2, 2004).

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (2.9)$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3}$$

Em que:

l é o comprimento da peça de concreto à 20 °C;

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

θ_c é a temperatura do concreto [°C].

Já o alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado calcário é determinado segundo a Equação 2.10 (Eurocode 2: parte 1-2, 2004).

Para $20\text{ °C} \leq \theta_c < 700\text{ °C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 6 \times 10^{-6} \theta_c + 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,2 \times 10^{-4} \quad (2.10)$$

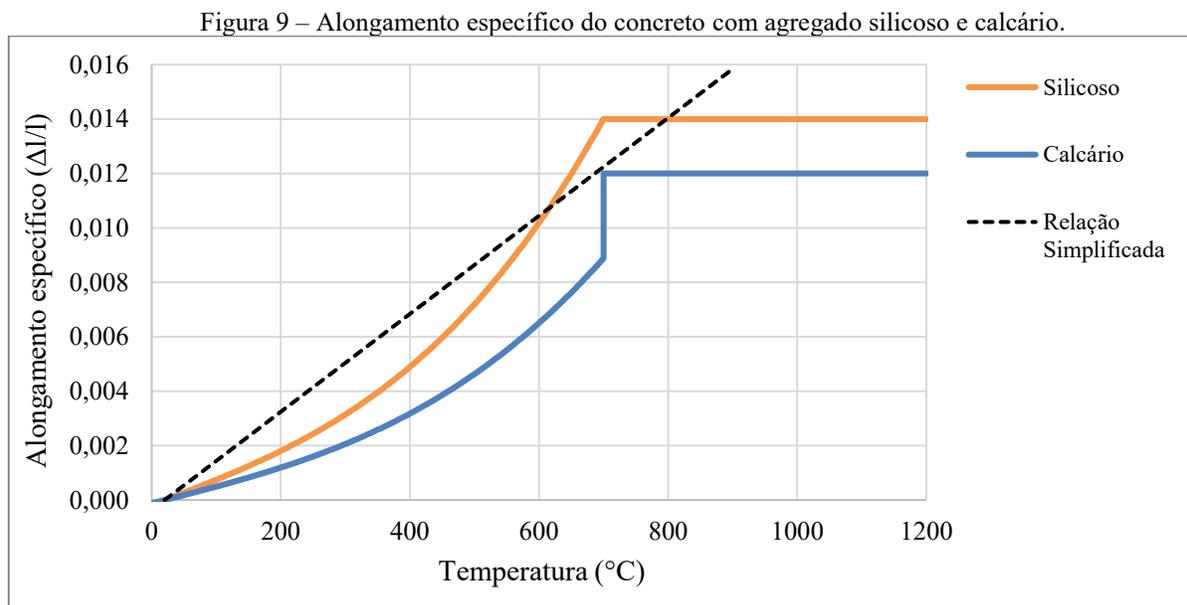
Para $700\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \times 10^{-3}$$

De maneira simplificada, a relação entre o alongamento específico do concreto e a temperatura pode ser considerada constante, conforme a Equação 2.11 (ABNT NBR 15200:2012).

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (2.11)$$

A Figura 9 apresenta a variação do alongamento específico do concreto com a temperatura, levando em conta o tipo de agregado utilizado no concreto.



Fonte: autor (2018).

2.3.1.5 Calor específico

O calor específico é definido como a quantidade de energia necessária para elevar em 1 °C a temperatura de 1 kg, ou qualquer outra unidade de massa, de determinada substância. Portanto, esse parâmetro indica a capacidade do material de absorver calor, sendo que, quanto maior o calor específico, mais lento será o aquecimento, já que se demanda uma quantidade maior de energia para que ocorram variações de temperatura (MUNDO EDUCAÇÃO, 2018).

Segundo a ABNT NBR 15200:2012 e Eucocode 2: parte 1-2, 2004, o calor específico $c_p(\theta)$ do concreto seco ($u = 0\%$) silicoso ou calcário pode ser determinado pela Equação 2.12.

$$c_p(\theta) = 900 \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 20 \text{ } ^\circ C \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ C \quad (2.12)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 100 \text{ } ^\circ C < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ C$$

$$c_p(\theta) = 1.000 + \frac{(\theta - 200)}{2} \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 200 \text{ } ^\circ C < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ C$$

$$c_p(\theta) = 1.100 \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 400 \text{ } ^\circ C < \theta \leq 1.200 \text{ } ^\circ C$$

Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcário ou silicoso pode ser modelada por um valor constante $c_{p,top}$, situado entre 100 °C e 115 °C, e que se refere ao máximo valor de calor específico (atingido de forma súbita) devido à evaporação da água livre. Entre 115 °C e 200 °C há um decréscimo linear de $c_p(\theta)$. Abaixo estão os valores de $c_{p,top}$, variando em função da umidade do concreto (ABNT NBR 15200:2012).

$$c_{p,top} = 900 \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para umidade de } 0\% \text{ em peso}$$

$$c_{p,top} = 1.470 \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para umidade de } 1,5\% \text{ em peso}$$

$$c_{p,top} = 2.200 \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para umidade de 3,0\% em peso}$$

Para estruturas de concreto armado, o teor de umidade $u \leq 4\%$ (em peso) é mais representativo, enquanto $4\% < u \leq 10\%$ é mais representativo para estruturas mistas de aço e concreto (COSTA, 2008).

A partir dos valores de $c_{p,top}$, SILVA (2012) apresenta como pode ser calculado o calor específico do concreto neste intervalo de $100 \text{ } ^\circ C < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ C$ (Equação 2.13).

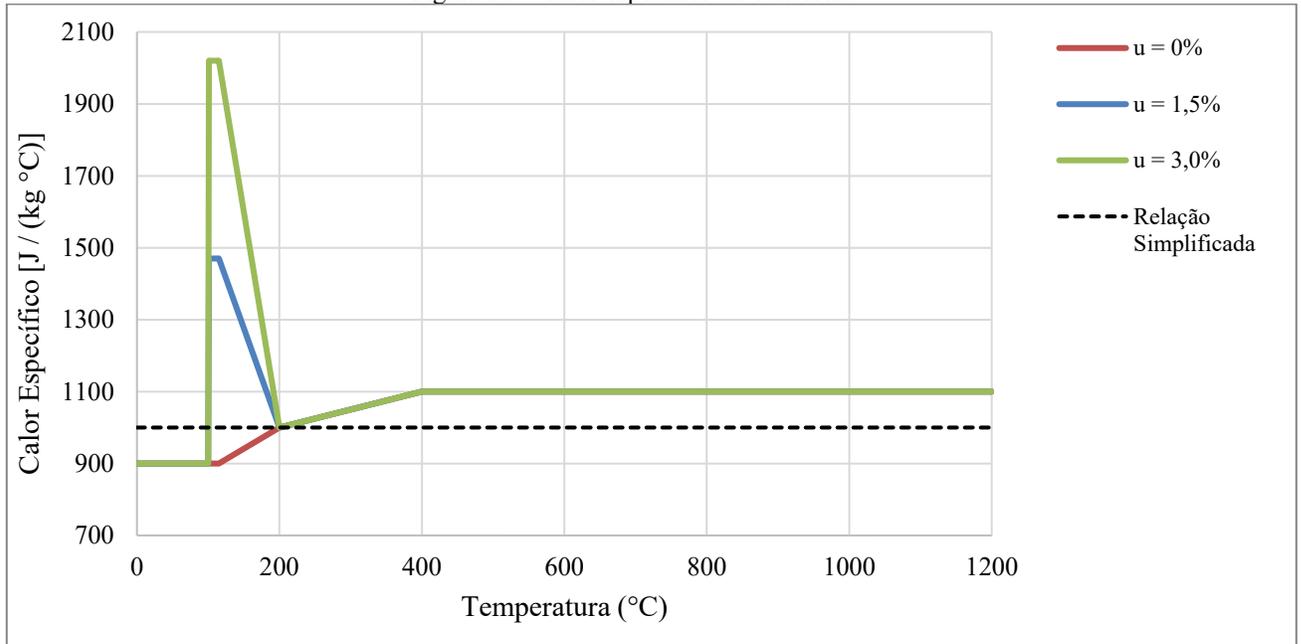
$$c_p(\theta) = c_{p,top} \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 100 \text{ } ^\circ C \leq \theta \leq 115 \text{ } ^\circ C \quad (2.13)$$

$$c_p(\theta) = c_{p,top} - \left(\frac{c_{p,top} - 1.000}{85} \right) (\theta - 115) \left[\frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \right] \text{ para } 115 \text{ } ^\circ C < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ C$$

De maneira simplificada, o calor específico do concreto pode ser considerado independente da temperatura, com valor constante igual a $c_p = 1.000 \frac{J}{kg \text{ } ^\circ C}$ (ABNT NBR 15200:2012).

A Figura 10 apresenta a variação do calor específico com a temperatura, em função da umidade do concreto.

Figura 10 – Calor específico do concreto.



Fonte: autor (2018).

2.3.1.6 Condutividade Térmica

Condutividade térmica é a propriedade do material que demonstra sua capacidade de transportar calor por condução (através da vibração entre as moléculas). Em outras palavras, este parâmetro indica a velocidade com que determinado material se aquece frente a uma fonte de calor. Desta forma, materiais que são bons condutores apresentam maiores valores de condutividade térmica.

Em relação ao concreto, a condutividade térmica está relacionada tanto com as propriedades dos agregados (que constituem cerca de 70% do concreto endurecido) quanto com a porosidade da pasta de cimento. Os materiais de microestrutura amorfa e porosa, como o concreto, apresentam baixa condutividade térmica, pois os vazios são preenchidos por ar ou água que retardam a absorção do calor (COSTA, 2008).

A condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário, para $20\text{ °C} \leq \theta \leq 1.200\text{ °C}$, pode ser determinado pela Equação 2.14 (ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2: parte 1-2, 2004).

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.14)$$

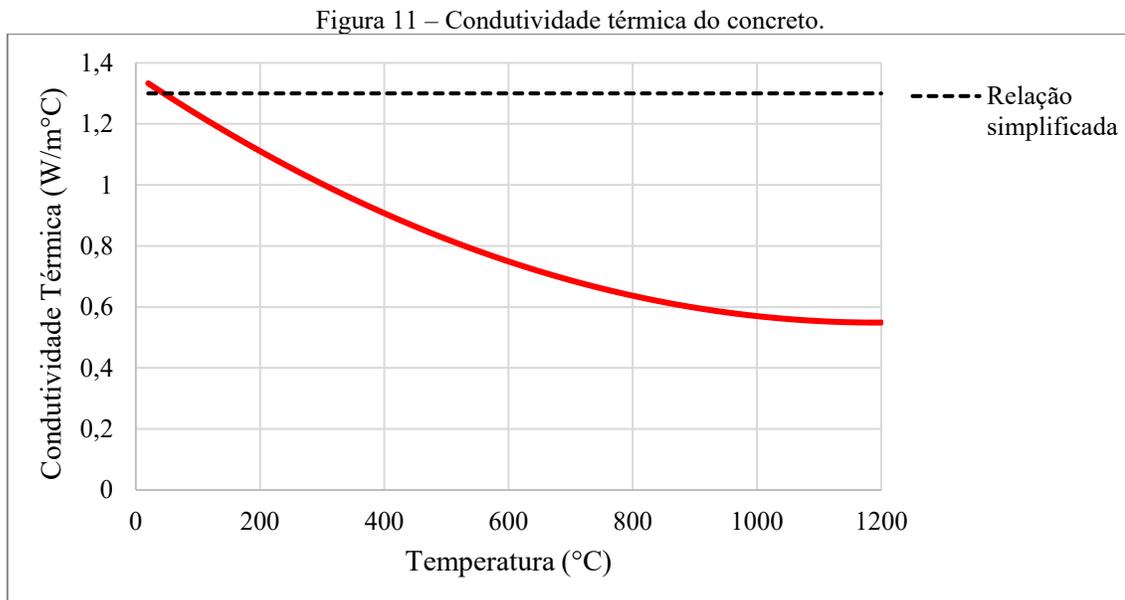
Em que:

λ é a condutividade térmica do concreto $\left[\frac{W}{m \cdot ^\circ C} \right]$.

θ_c é a temperatura do concreto [$^\circ C$].

De maneira simplificada, a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura pode ser considerada constante, sendo igual a $\lambda = 1,3 \frac{W}{m \cdot ^\circ C}$ (ABNT NBR 15200:2012).

A Figura 11 apresenta a variação da condutividade térmica do concreto com a temperatura.



Fonte: autor (2018).

2.3.1.7 Massa específica

A massa específica do concreto varia com a temperatura devido à influência causada pela evaporação da água livre e pelo aumento do volume devido à expansão térmica. A ABNT NBR 15200:2012 e o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) apresentam a Equação 2.15 aplicável aos concretos de densidade normal com agregado silicoso ou calcário.

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \text{ para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (2.15)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times \left(1 - 0,02 \frac{\theta - 115}{85}\right) \text{ para } 115\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200}\right) \text{ para } 200\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{800}\right) \text{ para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1.200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

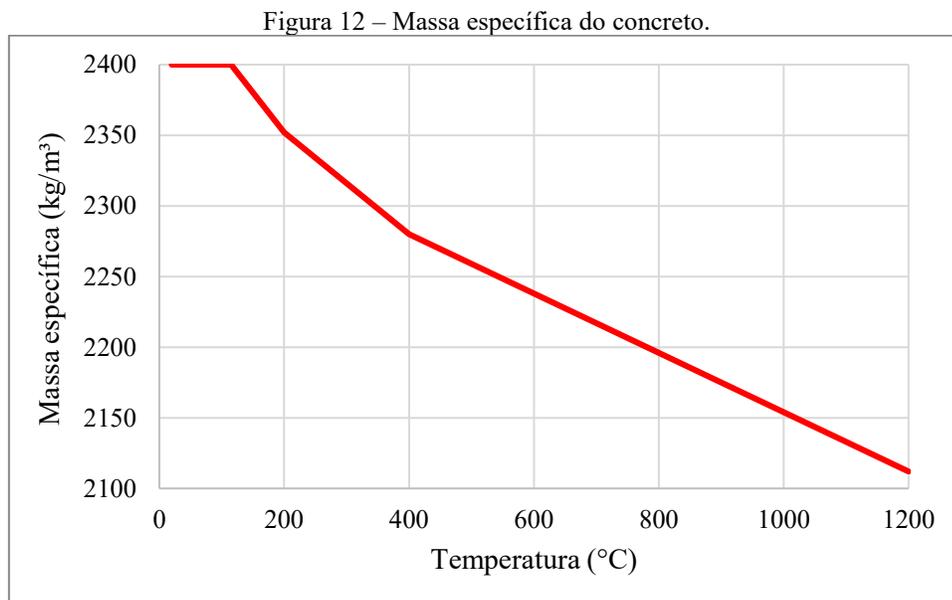
Em que:

$\rho(\theta)$ é a massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura θ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$;

$\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$ é a massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$.

Caso a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda adotar $\rho = 2.400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ para concreto simples e $\rho = 2.500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ para concreto armado.

Através da Equação 2.15 é possível obter a variação da massa específica do concreto com a temperatura (Figura 12).



Fonte: autor (2018).

Na prática, tem-se observado que a redução da massa específica do concreto em situação de incêndio é menor do que a redução proposta pela Equação 2.15, que chega a ser de 12%, considerada exagerada por alguns autores (COSTA, 2008). Além disso, graças ao pequeno impacto da variação da massa específica do concreto submetido a altas temperaturas, SCHLEICH (2005) sugere considerá-lo com valor constante e igual à massa específica do concreto em temperatura ambiente.

2.3.2 Aço

A seguir, serão apresentadas as propriedades físicas e térmicas do aço e suas variações com a temperatura. As propriedades do aço para armaduras de concreto armado são iguais às empregadas para aço de perfis metálicos.

2.3.2.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade de armadura passiva

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela Equação 2.16 (ABNT NBR 15200:2012).

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{y,k} \quad (2.16)$$

Em que:

$f_{y,\theta}$ e $f_{y,k}$ são as resistências características ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura θ e na temperatura ambiente (20 °C), respectivamente [MPa].

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ [adimensional].

A Tabela 3 apresenta os fatores de redução da resistência convencional ($k_{s,\theta}$) aplicáveis quando a deformação específica do aço no escoamento (ε_{yi}) é maior ou igual 2% (usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes) ou quando ε_{yi} é menor que 2% (geralmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes). Para valores intermediários de temperatura, pode-se fazer interpolação linear.

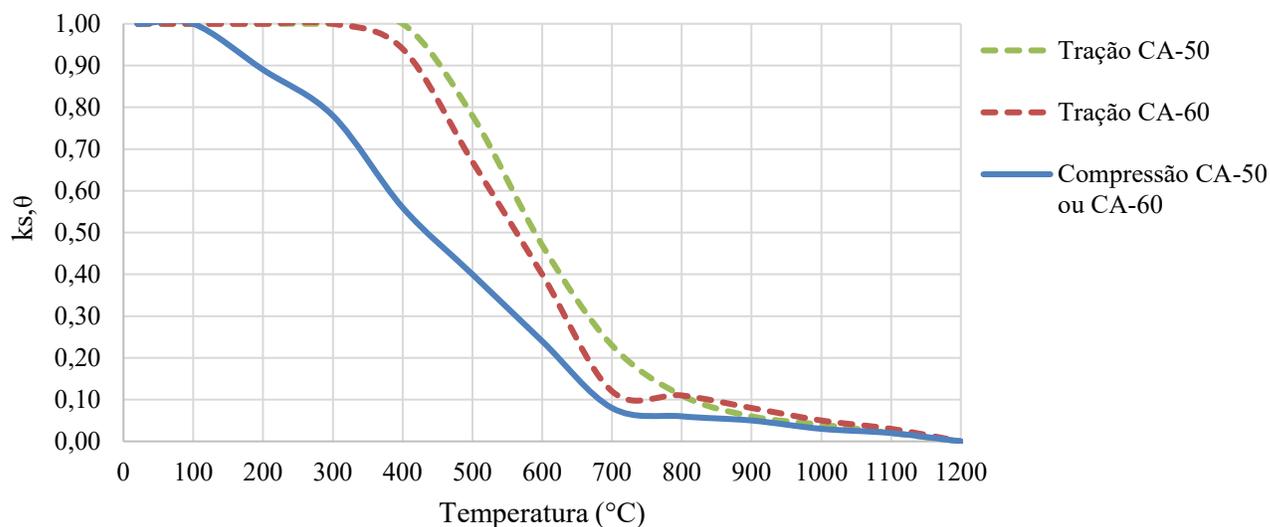
Tabela 3 – Valores de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta}$ (adimensional)		
	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	0,56
500	0,78	0,67	0,40
600	0,47	0,40	0,24
700	0,23	0,12	0,08
800	0,11	0,11	0,06
900	0,06	0,08	0,05
1000	0,04	0,05	0,03
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBT 15200:2012.

A Figura 13 ilustra graficamente os fatores de redução da resistência.

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



Fonte: autor (2018).

Para o aço tracionado, admite-se que o patamar de escoamento em situação de incêndio é atingido quando a deformação é $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$. No caso do aço comprimido, deve haver compatibilidade de deformações entre aço e concreto. Logo, dificilmente a deformação de 2% seria atingida e, portanto, o redutor de tensão máxima atingida deve ser diferente. Por simplicidade, admite-se que esta tensão máxima seja àquela correspondente à deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ε_{c2}) de 0,2% (SILVA, 2012).

O valor de cálculo da resistência do aço ($f_{yd,\theta}$) deve ser determinado usando-se $\gamma_m = 1,0$, ou seja, tem-se $f_{yd,\theta} = f_{y,\theta}$ (ABNT NBR 15200:2012).

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, sendo obtido pela Equação 2.17 (ABNT NBR 15200:2012).

$$E_{s,\theta} = k_{E_s,\theta} E_s \quad (2.17)$$

Em que:

$E_{s,\theta}$ e E_s são os módulos de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ e na temperatura ambiente (20 °C), respectivamente [MPa];

$k_{E_s,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , conforme Tabela 4.

O limite de proporcionalidade do aço de armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, sendo obtido pela Equação 2.18 (ABNT NBR 15200:2012).

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

Em que:

$f_{p,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ [MPa];

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço em temperatura ambiente, considerada 20 °C [MPa];

$k_{p,\theta}$ é o fator de redução do limite de proporcionalidade [adimensional], conforme Tabela 4;

Tabela 4 – Valores dos fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E_{s,\theta}}$) e do limite de proporcionalidade ($k_{p,\theta}$).

Temperatura do aço (°C)	$k_{E_{s,\theta}}$ [adimensional]		$k_{p,\theta}$ [adimensional]	
	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96
200	0,90	0,87	0,81	0,92
300	0,80	0,72	0,61	0,81
400	0,70	0,56	0,42	0,63
500	0,60	0,40	0,36	0,44
600	0,31	0,24	0,18	0,26
700	0,13	0,08	0,07	0,08
800	0,09	0,06	0,05	0,06
900	0,07	0,05	0,04	0,05
1000	0,04	0,03	0,02	0,03
1100	0,02	0,02	0,01	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBT 15200:2012.

2.3.2.2 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação do aço de armadura passiva a altas temperaturas pode ser construído a partir da Equação 2.19 (ABNT NBR 15200:2012).

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s,\theta} &= \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} & se \ 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} & \quad (2.19) \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} & se \ \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{y,\theta} & se \ \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{y,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] & se \ \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= 0 & se \ \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}
 \end{aligned}$$

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{s,\theta}}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$$

Em que:

$f_{y,\theta}$ é a resistência característica ao escoamento do aço na temperatura elevada θ [MPa], conforme a Equação 2.16;

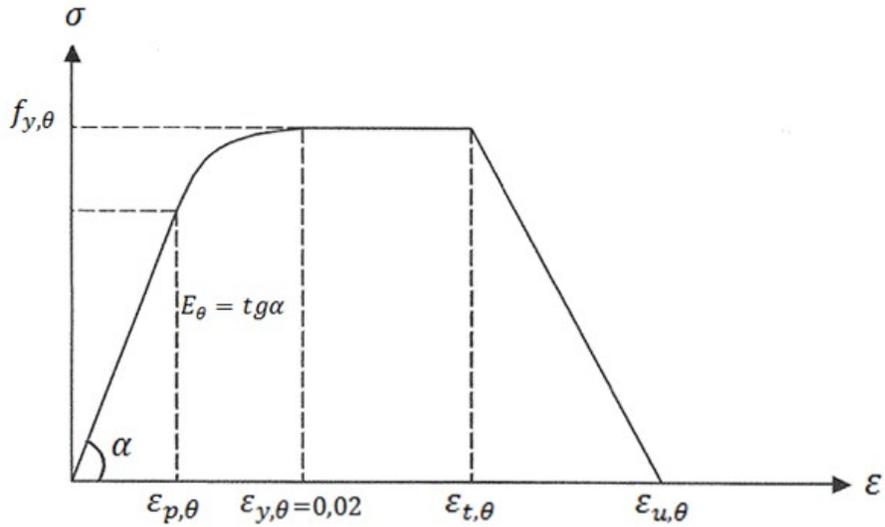
$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço na temperatura θ [MPa], conforme Equação 2.17.

$f_{p,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ [MPa], conforme Equação 2.18.

Os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para aços de ductilidade normal (CA-60, conforme ABNT NBR 6118:2014), $\varepsilon_{t,\theta} = 5\%$ e $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$; para os aços de alta ductilidade (CA-25/50, conforme ABNT NBR 6118:2014), $\varepsilon_{t,\theta} = 15\%$ e $\varepsilon_{u,\theta} = 20\%$ (ABNT NBR 15200:2012).

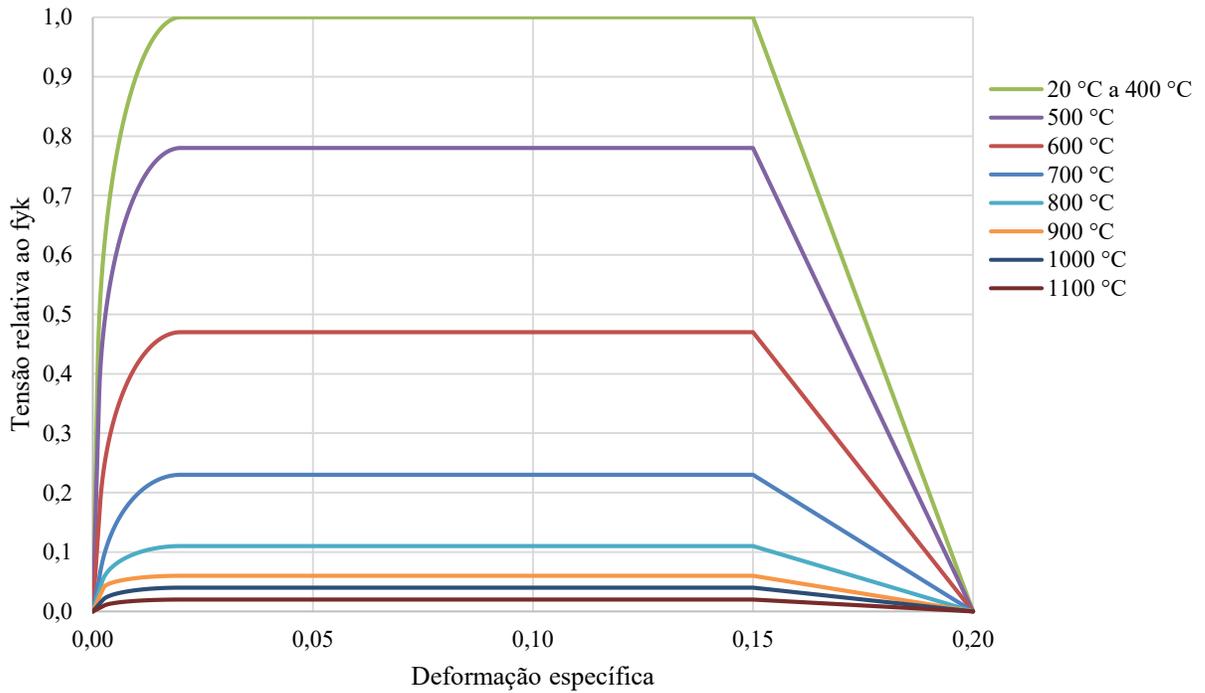
O aspecto dos diagramas tensão-deformação dos aços a altas temperaturas é apresentado na Figura 14, enquanto a Figura 15 mostra os diagramas tensão relativa – deformação para os aços CA25/50, em que a tensão relativa vale $\frac{f_{y,\theta}}{f_{yk}}$.

Figura 14 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.



Fonte: ABNT NBT 15200:2012.

Figura 15 – Diagramas tensão relativa – deformação para os aços CA25/50.



Fonte: autor (2018).

2.4 Resistência ao fogo

Pela definição da norma ABNT NBR 14432:2001, resistência ao fogo é a propriedade de um elemento construtivo de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico, onde aplicável.

A segurança estrutural é a capacidade de suporte e estabilidade global da edificação quando submetida aos esforços solicitantes decorrentes da situação de incêndio. Com isso, pretende-se evitar o colapso global da estrutura.

Estanqueidade é a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência de fissuras ou aberturas, através das quais podem passar chamas ou gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão, conforme estabelecido nas ABNT NBR 5628:2001 e 10636:1989.

Isolamento térmico é a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores que 140 °C na média dos pontos de medida ou maiores que 180 °C em qualquer ponto de medida, conforme estabelecido nas ABNT NBR 5628:2001 e 10636:1989. Em termos práticos, trata-se da capacidade de evitar a passagem de calor capaz de iniciar um incêndio acima do compartimento em chamas.

A norma ABNT NBR 5628:2001 prescreve o método de ensaio destinado a determinar a resistência ao fogo de componentes estruturais quando submetidos à curva temperatura-tempo do incêndio padrão. O ensaio deve ser realizado sobre uma amostra representativa do elemento construtivo incluindo, conforme cada caso, todos os tipos de juntas, sistemas de fixação e apoio, os vínculos e os acabamentos que reproduzam as condições de uso.

O ensaio permite a análise dos três requisitos que compõe a resistência ao fogo, sendo eles resistência mecânica e deformação (referente à segurança estrutural), estanqueidade e isolamento térmico. O resultado relativo a cada um dos requisitos deve ser registrado em termos de tempo

(em minutos) desde o início do ensaio até o momento em que deixe de ser atendido o que é prescrito para este requisito.

2.4.1 Compartimentação

A compartimentação é uma das principais medidas de proteção passiva contra incêndio. Caracteriza-se por impedir a propagação do incêndio de dentro de um compartimento para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes, quando aplicável.

Quando o elemento requerer funções de proteção e resistência por compartimentação, é necessário considerar os resultados dos três requisitos de resistência ao fogo, descritos na seção 2.4 (segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico). Se o elemento tiver apenas função resistente, basta determinar a duração da resistência ao fogo no ensaio de resistência mecânica e deformação (GOMIDE, 2005).

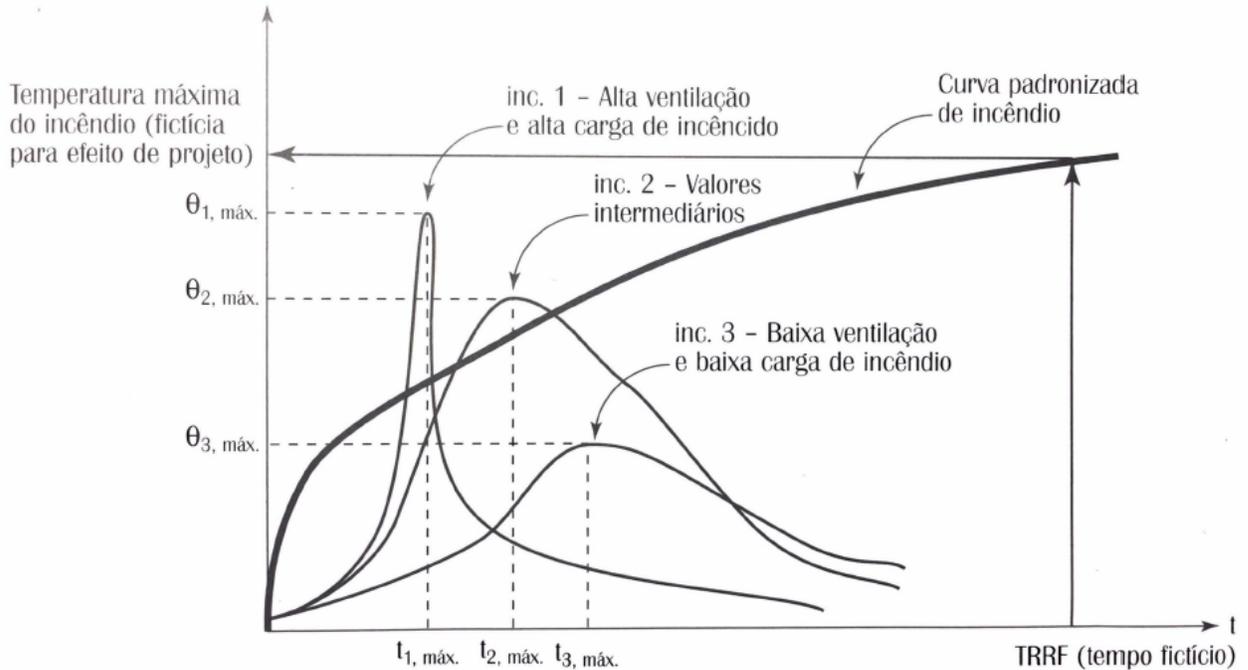
2.4.2 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Para determinar o esforço resistente de um elemento estrutural é preciso conhecer as resistências dos materiais na temperatura atingida durante o incêndio. Como mencionado, costuma-se considerar o modelo fictício do incêndio-padrão na análise da elevação da temperatura durante o sinistro. Então, para encontrar o campo de temperaturas no elemento de concreto, é necessário conhecer o tempo de duração do incêndio (SILVA, 2012).

Desta forma, por determinação do meio técnico, foram associados tempos fictícios à curva de incêndio padrão, que são utilizados como parâmetro de projeto no dimensionamento de estruturas em situação de incêndio.

Esses tempos fictícios são valores altos (Figura 16), com o intuito de ir a favor da segurança, e são denominados Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF). Eles equivalem aos tempos mínimos que vigas, lajes e pilares devem resistir quando submetidos ao modelo de aquecimento do incêndio-padrão (ABNT NBR 14432:2001).

Figura 16 – Curvas temperatura-tempo de incêndios.



Fonte: SILVA, 2012.

É importante frisar que o TRRF, apesar de ser fornecido sob a forma de tempo, constitui apenas um parâmetro de projeto, não sendo tempo real. Logo, não deve ser confundido com o tempo de duração de um incêndio, tempo de desocupação ou tempo-resposta do Corpo de Bombeiros.

A ABNT NBR 14432:2001 e diversas Instruções Técnicas (IT) estaduais do Corpo de Bombeiros apresentam o método tabular para a determinação do TRRF. Além disso, oferecem uma alternativa de utilização de tempos equivalentes de resistência ao fogo para casos particulares em que a severidade do incêndio for mais branda do que considerado pelos requisitos das normas e IT's. Ou seja, estas edificações podem ter aliviadas as exigências em relação à resistência de sua estrutura ao fogo, através do método do tempo equivalente, que é detalhado na ABNT NBR 15200:2012 e em IT's estaduais.

2.4.2.1 Método tabular

Neste método, os TRRF dos elementos construtivos são determinados de forma empírica, fruto do consenso do meio técnico e padronizados em normas ou regulamentos, em função do tipo de

ocupação/uso e da altura da edificação (SILVA, 2012). É válido mencionar que o TRRF é determinado em função do risco do incêndio, devendo ser considerado tanto o perigo de ocorrência do sinistro quanto suas consequências.

É importante ressaltar que as Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros local possuem precedência em relação à ABNT. Logo, neste trabalho é utilizado os TRRF contidos na IT 06: Segurança Estrutural das Edificações (2005) do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais (CBMMG), apresentados na Tabela 5.

Para entendimento sobre grupo, ocupação/uso e divisão, deve-se consultar o Decreto Estadual nº 44.746: Prevenção sobre Incêndio e Pânico no Estado de Minas Gerais (2008). Deste regulamento, foi extraído a Tabela 6, que contém a classificação das edificações e áreas de risco quanto à ocupação.

Os elementos de compartimentação e os elementos estruturais essenciais à sua estabilidade devem ter, no mínimo, o mesmo TRRF da estrutura principal da edificação. Em relação aos subsolos, estes devem ter o TRRF estabelecido em função do TRRF da ocupação a que pertencer, conforme Tabela 5 (IT 06, 2005).

O TRRF das vigas secundárias não necessita ser maior que 60 minutos para edificações com altura até 30 m, ou maiores que 90 minutos para edificações com altura entre 30 m e 54 m. Vigas secundárias são aquelas cuja ruína possui efeito apenas localizado e não provoca o colapso de outras partes da edificação (IT 06, 2005).

A IT 06 (2005) ainda apresenta outras considerações, inclusive a respeito de determinadas edificações isentas de TRRF. Para que isso ocorra, estas edificações devem atender requisitos específicos de medidas de proteção ativas e passivas.

Tabela 5 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (continua na página seguinte).

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Profundidade do Subsolo h		Altura da edificação h					
			Classe S ₂ h > 10m	Classe S ₁ h ≤ 10m	Edificação Baixa		Edificação Média Altura		Medianamente Alta	Alta
					Classe P ₁ h ≤ 6m	Classe P ₂ 6m < h ≤ 12m	Classe P ₃ 12m < h ≤ 23m	Classe P ₄ 23m < h ≤ 30m	Classe P ₅ 30m < h ≤ 54m	h > 54m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	CT
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120	CT
		C-2 e C-3	90	60	60	60 (30)	60	90	120	CT
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	CT
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5 e F-6, F-8, F-10 e F-11	90	60	60 (30)	60	60	90	120	CT
		F-3, F-4 e F-7	90	60	60	60	30	30	CT	CT
		F-9	CT							
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-6	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120	CT
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60	120
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	CT
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120	CT
I	Industrial	I-1	90 (60)	60 (30)	30	30	30	60	120	CT
		I-2	120	90	30	30	60 (30)	90	120	CT
		I-3	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120	CT

Tabela 5 - Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (continuação).

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Profundidade do Subsolo h		Altura da edificação h					
			Classe S ₂ h > 10m	Classe S ₁ h ≤ 10m	Edificação Baixa		Edificação Média Altura		Medianamente Alta	Alta
					Classe P ₁ h ≤ 6m	Classe P ₂ 6m < h ≤ 12m	Classe P ₃ 12m < h ≤ 23m	Classe P ₄ 23m < h ≤ 30m	Classe P ₅ 30m < h ≤ 54m	h > 54m
J	Depósitos	J-1	60	30	30	30	30	30	60	CT
		J-2	90	60 (30)	30	30	30	30	60	CT
		J-3	90	60 (30)	30	60	60	120 (90)	120	CT
		J-4	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120	CT
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120	CT	CT			
M	Especial	M-1	150	150	15	CT				
		M-2	CT							
		M-3	120	90	90	90	120	CT		

Fonte: IT 06 CBMMG, 2005.

Notas da Tabela 5:

1. CT = Consultar Corpo Técnico junto ao Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais.
2. Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750m², desde que haja compartimentação vertical entre os pavimentos.
3. O TRRF dos subsolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo.
4. Para edificações com altura entre 54m e 80m, poderão ser exigidos os mesmos TRRF das edificações de classe P₅.

Tabela 6 – Classificação das Edificações e Áreas de Risco quanto à Ocupação (continua na página seguinte).

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliar	Casas térreas ou assobradadas (isoladas e não isoladas e condomínios horizontais).
		A-2	Habitação multifamiliar	Edifícios de apartamento em geral.
		A-3	Habitação coletiva	Pensionatos, internatos, alojamentos, mosteiros, conventos, residências geriátricas. Capacidade máxima de 16 leitos, sem acompanhamento médico.
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotel e assemelhado	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, pousadas, albergues, casas de cômodos e divisão A3 com mais de 16 leitos, e assemelhados.
		B-2	Hotel residencial	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais) e assemelhados.
C	Comercial	C-1	Comércio com baixa carga de incêndio	Armarinhos, artigos de metal, louças, artigos hospitalares e outros.
		C-2	Comércio com média e alta carga de incêndio	Edifícios de lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros.
		C-3	Shopping center	Centros de compras em geral (<i>shopping centers</i>).
D	Serviço profissional	D-1	Repartições públicas e locais para prestação de serviço profissional ou condução de negócios	Edificações do Executivo, Legislativo e Judiciário, tribunais, cartórios, escritórios administrativos ou técnicos, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), cabeleireiros, teleatendimento, centros profissionais e assemelhados.
		D-2	Agência bancária	Agências bancárias e assemelhadas.
		D-3	Serviço de reparação (exceto os classificados em G-4)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros.
		D-4	Laboratório	Laboratórios de análises clínicas sem internação, laboratórios químicos, fotográficos e assemelhados.
E	Educativa e cultura física	E-1	Escola em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitários e assemelhados.
		E-2	Escola especial	Escolas de arte e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira, escolas religiosas e assemelhados.

Tabela 6 – Classificação das Edificações e Áreas de Risco quanto à Ocupação (continua na página seguinte).

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educativa e cultura física	E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou prática de práticas de artes marciais, ginásticas (artística, dança, musculação e outros), esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e assemelhados.
		E-4	Centro de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral.
		E-5	Pré-escola	Creches, escolas maternas, jardins de infância.
		E-6	Escola para portadores de deficiência	Escola para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e assemelhados.
F	Local de reunião de público	F-1	Local onde há objeto de valor inestimável	Museus, centros de documentos históricos, bibliotecas e assemelhados.
		F-2	Local religioso ou velório	Igrejas, capelas, sinagogas, mesquitas, templos, cemitérios, crematórios, necrotérios, salas de funerais e assemelhados.
		F-3	Centro esportivo de exibição	Estádios, ginásios e piscinas com arquibancadas, rodeios, autódromos, sambódromos, arenas em geral, pistas de patinação e assemelhados.
		F-4	Estação e terminal de passageiro	Estações rododiferroviárias e lacustres, portos, metrô, aeroportos, helipontos, estações de transbordo em geral e assemelhados.
		F-5	Arte cênica	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e assemelhados.
		F-6	Local de diversão	Boates, salões de baile, restaurantes dançantes e casas de show.
		F-7	Evento temporário	Circos, feiras em geral, shows e assemelhados.
		F-8	Local para refeição	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafês, refeitórios, cantinas e assemelhados.
		F-9	Recreação	Edificações permanentes de jardins zoológicos, parques recreativos, clubes sociais, bilhares, boliches, casas de jogos e assemelhados.
		F-10	Exposição de objetos e animais	Salões e salas de exposição de objetos e animais, <i>show-room</i> , galerias de arte, aquários, planetários e assemelhados. Edificações permanentes.
		F-11	Auditórios	Auditórios em geral, com palco sem movimentação de cenários.

Tabela 6 – Classificação das Edificações e Áreas de Risco quanto à Ocupação (continua na página seguinte).

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Descrição	Exemplos
G	Serviços automotivos e assemelhados	G-1	Garagem sem acesso de público	Garagens automotivas, garagens de veículos de carga e coletivos.
		G-2	Garagem com acesso de público	Garagens coletivas sem automação.
		G-3	Local dotado de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço.
		G-4	Serviço de conservação, manutenção e reparos	Oficinas de conserto de veículos, borracharias (sem recauchutagem), oficinas de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores.
		G-5	Hangares	Abrigos para aeronaves com ou sem abastecimento.
H	Serviço de saúde e institucional	H-1	Hospital veterinário	Hospitais, clínicas veterinárias (inclui-se alojamento com ou sem adestramento).
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, hospitais psiquiátricos, reformatórios, locais para tratamento de dependentes químicos e assemelhados. Todos sem cela.
		H-3	Hospital e assemelhado	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e assemelhados com internação.
		H-4	Edificações das forças armadas e policias	Centrais de polícia, delegacias e quartéis sem carceragem, postos policiais e assemelhados.
		H-5	Local onde a liberdade de pessoas sofre restrição	Hospitais psiquiátricos, manicômios, reformatórios, prisões em geral (casa de detenção, penitenciárias, presídios, cadeias públicas, delegacias e quartéis com carceragem) e instituições assemelhados. Todos com celas.
		H-6	Clínicas médicas, odontológicas e veterinárias	Clínicas médicas em geral, unidades de hemodiálise, ambulatórios e assemelhados. Todos sem internação.
I	Indústria	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam baixo potencial de incêndio. Locais com carga de incêndio até 300MJ/m ²	Atividades que manipulam materiais com baixo risco de incêndio, tais como fábricas em geral, onde os processos não envolvem a utilização intensiva de materiais combustíveis (aço; aparelhos de rádio e som; armas; artigos de metal; gesso; esculturas de pedra; ferramentas; fotografuras; jóias; relógios, sabão; serralheria; suco de frutas; louças; metais; máquinas).

Tabela 6 – Classificação das Edificações e Áreas de Risco quanto à Ocupação (continuação).

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
I	Indústria	I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam médio potencial de incêndio. Locais com carga de incêndio acima de 300 até 1.200MJ/m ²	Atividades que manipulam materiais com médio risco de incêndio, tais como: artigos de vidro; automóveis; bebidas destiladas; instrumentos musicais; móveis; alimentos; marcenarias; fábricas de caixas e assemelhados.
		I-3	Locais onde há alto risco de incêndio. Locais com carga de incêndio superior a 1.200MJ/m ²	Fabricação de explosivos, atividades industriais que envolvam líquidos e gases inflamáveis, materiais oxidantes, destilarias, refinarias, ceras, espuma sintética, elevadores de grãos, tintas, borracha e assemelhados.
J	Depósito	J-1	Depósitos de material incombustível	Edificações sem processo industrial que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis.
		J-2	Todo tipo de Depósito	Depósitos com carga de incêndio até 300MJ/m ² .
		J-3	Todo tipo de Depósito	Depósitos com carga de incêndio acima de 300 até 1.200MJ/m ² .
		J-4	Todo tipo de Depósito	Depósitos com carga de incêndio acima 1.200MJ/m ² .
L	Explosivos	L-1	Comércio	Comércio em geral de fogos de artifício e assemelhados.
		L-2	Indústria	Indústria de material explosivo.
		L-3	Depósito	Depósito de material explosivo.
M	Especial	M-1	Túnel	Túneis rodoferroviários e lacustres, destinados ao transporte de passageiros ou cargas diversas.
		M-2	Tanques ou Parque de Tanques	Locais destinados à produção, manipulação, armazenamento e distribuição de líquidos ou gases combustíveis e inflamáveis.
		M-3	Central de comunicação e energia	Centrais telefônicas, centros de comunicação, centrais de transmissão, de distribuição de energia e central de processamento de dados.
		M-4	Propriedade em transformação	Locais em construção ou demolição.
		M-5	Processamento de lixo	Propriedades destinadas ao processamento, reciclagem ou armazenamento de material recusado/descartado.
		M-6	Terra selvagem	Florestas, reservas ecológicas, parques florestais e assemelhados.
		M-7	Pátio de Containers	Áreas abertas destinadas ao armazenamento de containers.

Fonte: Decreto Estadual nº 44.746 (2008).

2.4.2.2 Método do tempo equivalente (reductor de TRRF)

A IT 06 (2005) do CBMMG e a ABNT NBR 15200:2012 apresentam o procedimento para reduzir o TRRF pelo método do tempo equivalente (MTE). O método descrito nestas normas não é o MTE original detalhado no Eurocode 1 (2002), tendo apenas alguns dos valores e equações baseados no método europeu, sendo este o motivo de ter recebido este nome (SILVA, 2012).

De acordo com a IT 06 (2005), para edificações com altura menor que 6 metros, admite-se o uso do método do tempo equivalente em substituição ao TRRF estabelecido na Tabela 5. Já para edificações com altura superior a 6 metros, admite-se o uso do MTE, entretanto, fica limitada a redução de 30 minutos dos valores do TRRF constantes da Tabela 5. Em ambos os casos, os TRRF resultantes dos cálculos não poderão ter valores inferiores a 30 minutos.

Além disso, este método não pode ser empregado para edificações dos grupos L (explosivos), M1 (túneis), M2 (parque de tanques), M3 (centrais de comunicação e energia) e edificações de madeira (IT 06, 2005).

A IT 06 (2005) apresenta a fórmula para determinar o tempo equivalente de resistência ao fogo dos elementos estruturais. No caso de estruturas de concreto armado, o tempo equivalente é calculado pela Equação 2.20.

$$t_{eq} = 0,07 q_{fi} \gamma_n \gamma_s W \quad (2.20)$$

Em que:

t_{eq} é o tempo equivalente (em minutos).

q_{fi} é o valor da carga de incêndio específica do compartimento analisado, em MJ/m². Esse valor pode ser encontrado na ABNT NBR 14432:2001 ou em Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros (no caso de Minas Gerais, é a IT 09 (2017), mostrada no Anexo A).

$\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2} \gamma_{n3}$ é o fator de ponderação que considera a presença de medidas de proteção ativa da edificação, determinado conforme Tabela 7. Na ausência de algum meio de proteção indicado nesta tabela, deve ser adotado o respectivo γ_{ni} igual a 1,0.

Tabela 7 – Fatores das medidas de segurança contra incêndio.

Valores de γ_{n1} γ_{n2} γ_{n3}			
Existência de chuveiros automáticos (γ_{n1})	Brigada contra incêndio (γ_{n2})		Existência de detecção automática (γ_{n3})
0,60	Não profissional	Profissional	0,90
	0,90	0,60	

Fonte: IT 06, 2005.

$\gamma_s = \gamma_{s1} \gamma_{s2}$ é o coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências de colapso da edificação, determinado de acordo com as Tabela 8 e Tabela 9.

Tabela 8 – Característica da edificação (γ_{s1}).

Área do compartimento (m ²)	Atura da edificação (m) -						
	Térrea	$h \leq 6$	$6 \leq h \leq 12$	$12 \leq h \leq 23$	$23 \leq h \leq 30$	$30 \leq h \leq 80$	$h > 80$
≤ 750	1,00	1,00	1,10	1,20	1,25	1,45	1,60
≤ 1000	1,05	1,1	1,15	1,25	1,35	1,65	1,85
≤ 2500	1,10	1,25	1,40	1,70	1,85	2,60	3,00
≤ 5000	1,15	1,45	1,75	2,35	2,65	3,00	3,00
≤ 7500	1,25	1,70	2,15	3,00	3,00	3,00	3,00
≤ 10000	1,30	1,90	2,50	3,00	3,00	3,00	3,00
≤ 20000	1,60	2,80	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
≥ 65000	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Fonte: IT 06, 2005.

Tabela 9 – Risco de ativação (γ_{s2}).

Valores de γ_{s2}	Risco de ativação do incêndio	Exemplos de ocupação
0,85	Pequena	Biblioteca, correio, escola, galeria de arte, igreja, museu, livraria, frigorífico, escritório, venda de acessórios de automóveis, depósitos em geral.
1,00	Normal	Cinema, consultório médico, farmácia, hotel, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, depósitos de: produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas.
1,20	Média	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica.
1,45	Alta	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis.

Fonte: IT 06, 2005.

W é o fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento, conforme Equação 2.21. Nesta fórmula, H é a altura do compartimento (metros), A_v é área de ventilação vertical das janelas, A_h é área de ventilação horizontal do piso e A_f é a área de piso do compartimento.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + \frac{90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4}{1 + 12,5 \left(1 + 10 \frac{A_v}{A_f}\right) \frac{A_h}{A_f}} \right] \geq 0,5 \quad (2.21)$$

3 Dimensionamento de pilares em situação de incêndio

A normatização referente à segurança contra incêndio no Brasil está em constante evolução. Até o início de 1970, não era dada a devida importância a esse assunto, visto que a regulamentação era esparsa e não incorporava aprendizados dos incêndios ocorridos no exterior. Após uma série de incêndios trágicos no Brasil, iniciou-se uma reformulação das medidas de segurança contra incêndio através de legislações municipais e estaduais, além de Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros. O objetivo das regulamentações modernas é proteger a vida e evitar que os incêndios, caso se iniciem, se propaguem para fora de um compartimento do edifício (SILVA, 2012).

Em relação à segurança das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, a primeira norma criada foi a ABNT NBR 5627:1980 – “Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo – Procedimento”, que recomendava valores mínimos para a seção transversal e para o cobrimento da armadura para cada tipo de peça estrutural. Entretanto, os cobrimentos sugeridos pela norma eram considerados exagerados pelos projetistas, que preferiam ignorá-la, não verificando a segurança estrutural em situação de incêndio (SILVA; FAKURY, 2000).

Diante da necessidade de um texto técnico que definisse as diretrizes para análises das ações térmicas nos elementos construtivos em edificações, surgiu a ABNT NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”,

válida para qualquer estrutura, independente do material utilizado (aço, concreto, alvenaria estrutural, madeira, etc.).

Em 2004 foi lançada a norma ABNT NBR 15200:2004 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento”. Esta norma foi elaborada tendo como base o Eurocode 2: parte 1-2 (2004), e estabelecia os critérios de projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio e a forma de demonstrar seu atendimento, para estruturas projetadas segundo a ABNT NBR 6118:2003. Apesar de abordar quatro métodos diferentes para realizar esta verificação (método tabular, simplificado, geral e experimental), a norma detalhava apenas o método tabular.

Em relação ao dimensionamento de pilares em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200:2004 apresentava apenas uma tabela contendo as dimensões mínimas de pilares em função do TRRF e de um parâmetro dependente do nível do carregamento. Esta tabela foi construída com base no Método “A” do Eurocode 2: parte 1-2 (2004), que é um método analítico, e por isso foram consideradas situações limites. Porém, isto acabou conduzindo o dimensionamento de pilares pela ABNT NBR 15200:2004 a valores antieconômicos para grande parte das situações correntes, e, desta forma, a norma era questionada por vários projetistas (SILVA, 2008).

Este foi um dos motivos que levou esta norma a uma revisão técnica, sendo que em 2012 foi publicada a ABNT NBR 15200:2012, que cancela e substitui a edição anterior (ABNT NBR 15200:2004).

Em relação ao dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200:2012 fornece bem mais opções ao projetista que a edição anterior da norma. A edição atual apresenta: um método analítico para pilares (baseado no Método “A” do Eurocode 2: parte 1-2, 2004); um método tabular geral (baseado no Método “B” do Eurocode 2: parte 1-2, 2004) com nove tabelas bastante detalhadas que associam dimensões e índice de esbeltez ao TRRF, para uma extensa faixa de taxa de armadura mecânica e excentricidades de primeira ordem; e apresenta uma tabela simplificada com dimensões mínimas para pilares com apenas uma face exposta ao fogo.

Estes métodos possuem por hipótese que os pilares são de nós fixos em situação de incêndio. Deve ser lembrado que, segundo a ABNT NBR 8681:2003 e 15200:2012, o efeito do vento pode ser desconsiderado na presença da ação térmica. Esses métodos, portanto, poderão ser empregados nos casos em que os deslocamentos provenientes da não-linearidade (2ª ordem) devido ao desaprumo, mesmo em estruturas regulares com γ_z pouco maior do que 1,10, não sejam consideráveis (SILVA, 2008). Em qualquer caso, os efeitos globais de 2ª ordem à temperatura ambiente não podem ultrapassar 30% dos respectivos esforços de 1ª ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,3$).

A ABNT NBR 15200:2012 não permite a consideração do revestimento na determinação das dimensões mínimas da seção transversal de pilares. Porém, é permitida a consideração do revestimento no cálculo das distâncias c_1 , respeitadas as seguintes prescrições:

- revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528) têm 100% de eficiência relativa ao concreto;
- revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

3.1 Ações e segurança em situação de incêndio

Normalmente, as estruturas são projetadas à temperatura ambiente, de modo que a segurança estrutural é considerada verificada quando os esforços atuantes forem menores ou iguais aos correspondentes esforços resistentes.

Porém, as edificações também devem ser verificadas em situação de incêndio, levando-se em consideração suas características e classificação quanto à ocupação. Isto é feito de forma análoga

à temperatura ambiente, e a condição de segurança no Estado Limite Último (ELU) pode ser expressa conforme a Inequação 3.1.

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (3.1)$$

Em que:

$S_{d,fi}$ é o valor de cálculo do esforço atuante, reduzido em relação àquele normalmente utilizado à temperatura ambiente, pois é determinado a partir da combinação última excepcional das ações (conforme ABNT NBR 8681:2003).

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

A ação térmica possui duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil de uma construção, podendo ser tratada como uma ação excepcional. Logo, para o cálculo dos esforços atuantes em situação de incêndio ($S_{d,fi}$), deve-se considerar uma combinação excepcional de ações, expressa pela Equação 3.2, conforme a ABNT NBR 8681:2003.

$$F_{d,fi} = \sum_{i=1}^m \gamma_{g,fi,i} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_{q,fi} \cdot F_{Q,fi} + \gamma_{q,fi} \cdot \sum_{j=1}^n \psi_2 \cdot F_{Qj,k} \quad (3.2)$$

Em que:

$F_{d,fi}$ é o valor de cálculo da ação na combinação excepcional.

$F_{Gi,k}$ é o valor característico da ação permanente i .

$F_{Q,fi}$ é o valor representativo da ação térmica (ação excepcional).

$F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável j .

$\gamma_{g,fi}$ é o coeficiente de ponderação das ações permanentes em incêndio.

$\gamma_{q,fi}$ é o coeficiente de ponderação das ações variáveis (e ação excepcional) em incêndio.

ψ_2 é o fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis.

No caso de edifícios de concreto armado moldados in loco, a ABNT NBR 8681:2003 fornece os valores $\gamma_{g,fi} = 1,2$, $\gamma_{q,fi} = 1,0$ e $\psi_{2,vento} = 0$. Além disso, neste caso específico em que a ação principal é o fogo, recomenda-se reduzir o valor de ψ_2 , multiplicando-o por 0,7.

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, os esforços adicionais decorrentes da deformação térmica ($F_{Q,fi}$) normalmente são desprezados, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio.

Desta forma, a Equação 3.2 pode ser simplificada para a Equação 3.3.

$$F_{d,fi} = 1,2 \cdot F_{G,k} + 0,7 \cdot \psi_2 \cdot F_{Q,k} \quad (3.3)$$

Alternativamente, na ausência de qualquer solicitação gerada por deformação imposta em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200:2012 permite que as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) sejam calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente (S_d), tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento. Ou seja, pode-se fazer o que mostra a Equação 3.4.

$$S_{d,fi} = 0,7 \cdot S_d \quad (3.4)$$

Existem vários métodos para fazer a verificação apresentada na Inequação 3.1, sendo alguns deles apresentados a seguir para os casos de pilares em concreto armado. Os métodos que serão apresentados são válidos para estruturas de concreto com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ e submetidos ao incêndio-padrão.

3.2 Método Analítico – ABNT NBR 15200:2012

Para os casos de pilares de concreto armado com mais de uma face exposta ao fogo, é indicada a utilização do método analítico para o cálculo do Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), cujo valor deve ser igual ou superior ao TRRF (ABNT NBR 15200:2012).

É importante ressaltar que a formulação deste método é adequada para estruturas de nós fixos. Entretanto, ela pode ser empregada nos casos de estruturas em que os deslocamentos não lineares (2ª ordem) decorrentes do desaprumo puderem ser desconsiderados em situação de incêndio. Em qualquer caso, os efeitos globais de 2ª ordem à temperatura ambiente não podem ultrapassar 30% dos respectivos esforços de 1ª ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,3$).

O tempo de resistência ao fogo de um pilar pode ser determinado pela Equação 3.5.

$$TRF = 120 \left(\frac{R_\mu + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (3.5)$$

Em que:

TRF é o tempo de resistência ao fogo do pilar, em minutos;

R_μ é a componente de resistência ao fogo dependente do nível de carregamento;

R_a é a componente da resistência a fogo dependente da localização das barras dentro da seção transversal de concreto do pilar;

R_l é a componente da resistência ao fogo dependente do comprimento efetivo do pilar;

R_b é a componente da resistência ao fogo dependente da largura efetiva da seção do pilar;

R_n é a componente da resistência ao fogo dependente da quantidade de barras no pilar.

A componente da resistência ao fogo, função do nível de carregamento, é definida pela Equação 3.6.

$$R_\mu = 83(1 - \mu_{fi}) \quad (3.6)$$

Em que:

μ_{fi} é o fator de redução para o nível de carregamento em situação de incêndio (Equação 3.7).

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} \quad (3.7)$$

Em que:

$N_{Sd,fi}$ é o valor de cálculo da força axial em situação de incêndio, determinado pela combinação excepcional de ações (ELU);

N_{Rd} é o valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com a ABNT NBR 6118, com γ_m à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

Como mencionado na seção 3.1, a ABNT NBR 15200:2012 permite que $N_{Sd,fi}$ seja admitido igual a $0,7.N_{Sd}$. Dessa forma, a Equação 3.7 pode ser reescrita como $\mu_{fi} = \frac{0,7.N_{Sd}}{N_{Rd}}$. Considerando-se, a favor da segurança, $N_{Sd} = N_{Rd}$, encontra-se $\mu_{fi} = 0,7$. Finalmente, através da Equação 3.6, tem-se $R_{\mu} = 24,9$.

A componente da resistência ao fogo, função da posição das barras dentro da seção de concreto, é definida pela Equação 3.8.

$$R_a = 1,60(c_1 - 30) \quad (3.8)$$

Em que:

c_1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo, em milímetros. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme prescrições dispostas na seção 3.

Segundo SILVA (2008), quando as barras das armaduras forem dispostas em camadas, o valor de c_1 se torna a distância média à face do concreto (c_{1m}), devendo sempre ser o menor entre os valores apresentados na Equação 3.9.

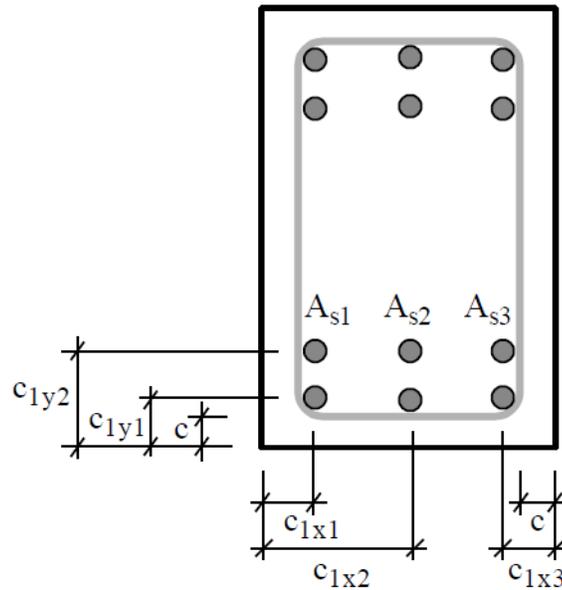
$$c_{1m} \leq \begin{cases} \frac{\sum c_{1xi} A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum c_{1yi} A_{si}}{\sum A_{si}} \end{cases} \quad (3.9)$$

Em que:

c_{1xi} e c_{1yi} são as distâncias da barra i , de área A_{si} , à face aquecida mais próxima.

A Figura 17 ilustra um pilar com armaduras dispostas em múltiplas camadas.

Figura 17 – Seção transversal de um pilar com barras longitudinais em camadas.



Fonte: JÚNIOR, 2011 apud SILVA (2008).

Supondo que o pilar seja aquecido nas quatro faces, os valores de c_{1xm} e c_{1ym} são dados pelas Equações 3.10 e 3.11.

$$c_{1xm} = \frac{c_{1x1}A_{s1} + c_{1x2}A_{s2} + c_{1x1}A_{s3}}{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}} \quad (3.10)$$

$$c_{1ym} = \frac{(c_{1y1} + c_{1y2})(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3})}{2(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3})} \quad (3.11)$$

Se todos os diâmetros das barras das armaduras forem iguais, as Equações 3.10 e 3.11 podem ser simplificadas nas Equações 3.12 e 3.13.

$$c_{1xm} = \frac{2c_{1x1} + c_{1x2}}{3} \quad (3.12)$$

$$c_{1ym} = \frac{c_{1y1} + c_{1y2}}{2} \quad (3.13)$$

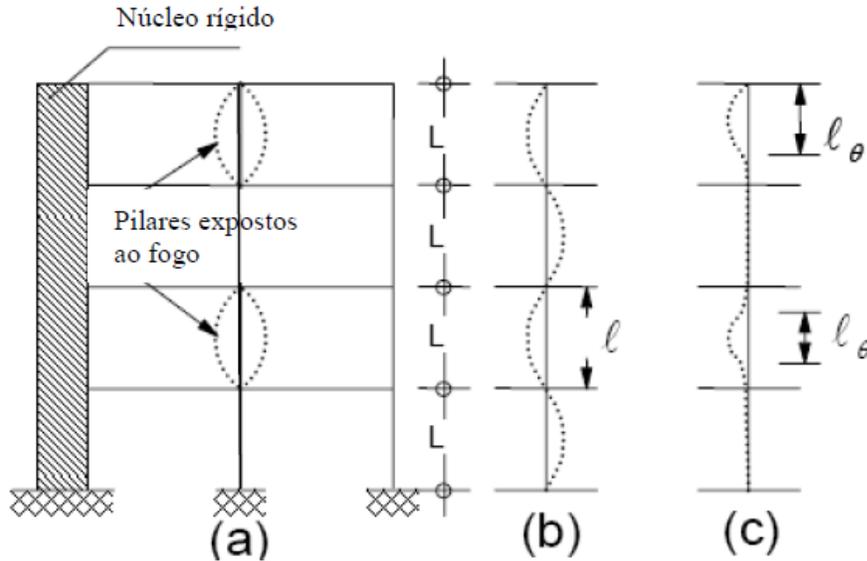
A componente da resistência ao fogo, em função do comprimento efetivo do pilar, é definida pela Equação 3.14.

$$R_l = 9,60(5 - l_{ef,fi}) \quad (3.14)$$

Em que:

$l_{ef,fi}$ é o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente (l_e), conforme ABNT NBR 6118:2014 - seção 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,1$), pode ser assumido que $l_{ef,fi} = 0,5.l_e$ e para o pavimento mais alto $l_{ef,fi} = 0,7.l_e$, conforme Figura 18. Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z > 1,1$), o $l_{ef,fi}$ pode ser determinado por análise estrutural específica.

Figura 18 – Comprimentos efetivos de pilares em pórticos contraventados (a) seções ao longo do edifício, (b) modo de deformação à temperatura ambiente e (c) modo de deformação em situação de incêndio.



Fonte: JÚNIOR, 2011 apud SILVA (2008).

Essas hipóteses admitem que o pilar intermediário sob ação do fogo esteja engastado nos pisos inferior e superior. Devido à compartimentação, considera-se que os pisos estejam relativamente mais frios que o pilar e, portanto, mantendo certa rigidez e garantindo as condições de vinculações admitidas. No caso do pilar do pavimento mais alto, este é considerado engastado apenas no piso inferior. Esta suposição das extremidades do pilar perfeitamente engastadas é um assunto divergente entre diversos pesquisadores, sendo aceita por alguns e rejeitada por outros (SILVA, 2008), mas recomendada pela ABNT NBR 15200:2012, inspirada no Eurocode 2: parte 1-2 (2004).

A componente da resistência ao fogo, função da largura efetiva da seção transversal, é definida pela Equação 3.15.

$$R_b = \begin{cases} 0,09b' & \text{para } 190\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm} \\ 40,5 & \text{para } b' > 450\text{mm} \end{cases} \quad (3.15)$$

Em que:

b' é a largura efetiva da seção transversal, em milímetros (Equação 3.16).

$$b' = \begin{cases} 2 \frac{A_c}{b + h} & \text{para } h \leq 1,5b \\ 1,2b & \text{para } h > 1,5b \end{cases} \quad (3.16)$$

Em que:

A_c é a área da seção transversal do pilar, expressa em milímetros quadrados;

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;

h é a maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros.

A componente da resistência ao fogo, função da quantidade de barras de aço, é definida pela Equação 3.17.

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{para } n = 4 \\ 12 & \text{para } n > 4 \end{cases} \quad (3.17)$$

Em que:

n é a quantidade de barras longitudinais na seção transversal do pilar.

Para o uso da Equação 3.5 as seguintes limitações devem ser respeitadas:

- $\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$
- $25mm \leq c_1 \leq 80mm$
- $b' \geq 190mm$
- $e \leq 0,15b$
- $l_{ef,fi} \leq 6m$

Em que:

A_s é a área total das armaduras;

" e " é a excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderando o efeito das forças decorrentes do vento (Equação 3.18).

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} = \frac{M_{0sd}}{N_{0sd}} \quad (3.18)$$

Em que:

$M_{0sd,fi}$ é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de M_{0sd} , em que M_{0sd} é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado os efeitos das forças decorrentes do vento;

$N_{0sd,fi}$ é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de N_{0sd} , em que N_{0sd} é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado os efeitos das forças decorrentes do vento.

3.3 Método “A” - Eurocode 2

Como mencionado anteriormente, o método analítico para pilares da ABNT NBR 15200:2012 foi baseado no método “A” do Eurocode 2: parte 1-2 (2004), com algumas modificações.

O Método “A” é um método empírico, e foi desenvolvido considerando os resultados dos ensaios de 80 pilares provenientes de cinco laboratórios, conforme apresentado na Tabela 10. Para a calibragem do método foram realizadas análises numéricas utilizando o programa computacional SAFIR® (desenvolvido pela Universidade de Liège para modelagem de estruturas em situação de incêndio, por meio de elementos finitos, para análise da não-linearidade física e geométrica). A modelagem numérica possibilitou a identificação dos parâmetros que influenciaram no tempo de resistência ao fogo (TRF) dos pilares ensaiados, sendo eles o comprimento do pilar, cobrimento, dimensões da seção transversal, número de barras longitudinais e nível de carregamento (COSTA, 2008).

Tabela 10 – Laboratórios cujos experimentos serviram de base ao Método “A” do Eurocode 2: parte 1-2 (2004).

Laboratórios	País	Quantidade de corpos-de-prova
Laboratório de Segurança Contra Incêndio da Universidade de Ghent	Bélgica	12
Laboratório Magnel de Pesquisas de Concreto da Universidade de Ghent	Bélgica	
Laboratório de Pontes e Engenharia Estrutural da Universidade de Liège	Bélgica	8
Laboratório da Universidade Técnica de Braunschweig	Alemanha	39
National Research Council of Canada (NRCC)	Canadá	12
	<i>Total:</i>	80

Fonte: COSTA, 2008.

O Método “A” baseou-se nas propostas de Franssen (2000), apresentadas no SiF’2000 – *First International Workshop Structures in Fire*, realizado em Copenhagem em 2000. Naquela época, a *prestandard* ENV 1992-1-2:1995 apresentava um método tabular pouco prático e de resultados nem sempre seguros, para o projeto de pilares em situação de incêndio (COSTA, 2008).

O cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF) pelo Método “A” é o mesmo apresentado na Equação 3.5. As diferenças em relação ao método analítico da ABNT NBR 15200:2012 consistem na determinação de alguns dos parâmetros que compõe esta formulação, e serão apresentadas a seguir.

A componente da resistência ao fogo dependente do nível do carregamento é denominada $R_{\eta fi}$ (ao invés de R_{μ} , como na norma brasileira), e é calculada conforme a Equação 3.19.

$$R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[1 - \eta_{fi} \cdot \left(\frac{1 + \omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right) \right] \quad (3.19)$$

Em que:

η_{fi} é o fator de redução para o nível de carregamento em situação de incêndio, sendo calculado da mesma forma que o fator μ_{fi} apresentado na Equação 3.7;

ω é a taxa mecânica para a situação normal de projeto (Equação 3.20);

α_{cc} é o coeficiente relacionado aos efeitos do carregamento de longa duração.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{cd}}{A_c \cdot f_{yd}} \quad (3.20)$$

Em que:

A_s é a soma da área da seção transversal de todas as armaduras principais, em metros quadrados;

A_c é a área da seção transversal de concreto, em metros quadrados;

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, em MPa.

f_{yd} é o valor de cálculo da resistência à tração do aço, em MPa.

O que difere a componente R_μ do método da ABNT NBR 15200:2012 da componente $R_{\eta fi}$ do

método europeu é o fator $\left(\frac{1+\omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}}+\omega} \right)$.

COSTA (2008) explica que este fator não pertencia à formulação original do método, sendo introduzido durante o processo de revisão do Eurocode 2: parte 1-2 (2004), como fator de ajuste ao fator de redução para o nível de carregamento (η_{fi}), quando os efeitos do carregamento de longa duração (α_{cc}) são considerados no cálculo da resistência do concreto.

Na concepção do modelo, havia-se assumido $\alpha_{cc} = 0,85$ para o cálculo da capacidade resistente em situação normal N_{Rd} e do fator " η_{fi} ". Entretanto, o Eurocode 2: parte 1-1 (2004) permite usar $\alpha_{cc} = 1,0$ para o cálculo de N_{Rd} no projeto de elementos de concreto à temperatura ambiente, o que resulta no fator " η_{fi} " menor e, conseqüentemente, uma resistência ao fogo (TRF) virtualmente maior do que aquela calculada para $\alpha_{cc} = 0,85$. Logo, justamente para ajustar este aumento virtual, ao utilizar $\alpha_{cc} = 1,0$ no fator de ajuste que compõe a componente $R_{\eta fi}$, o seu valor diminui, resultando em um tempo de resistência ao fogo mais coerente para o caso europeu (COSTA, 2008).

Entretanto, no Brasil normalmente é utilizado $\alpha_{cc} = 0,85$, admitindo-se o efeito deletério das cargas de longa duração (efeito Rusch), maturação do concreto e forma dos corpos de prova. Importante mencionar que a tabela que fixa as dimensões mínimas de pilares em situação de incêndio da ABNT NBR 15200:2004 havia sido construída a partir do Eurocode 2: parte 1-1 (2004) que considerou $\alpha_{cc} = 1,0$. SILVA (2008) defendeu que na revisão da norma ABNT NBR 15200 os valores fossem adaptados à realidade brasileira. E foi isso que ocorreu na revisão de 2012, em que no método analítico para pilares foi considerado $\alpha_{cc} = 0,85$, fazendo com que o fator de ajuste da redução do carregamento resultasse em 1,0, podendo ser retirado da fórmula do R_{μ} (se diferenciando do método europeu).

Em relação à componente de resistência ao fogo dependente do comprimento efetivo (R_l), o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) recomenda que para estruturas contraventadas de edifícios com TRRF ≥ 30 minutos, $l_{ef,fi} = 0,5.l$ para pilares de pavimentos intermediários e $0,5.l \leq l_{ef,fi} \leq 0,7.l$ para pilares de pavimentos de cobertura, onde " l " é o comprimento nominal do pilar, isto é, a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado. Além disso, a norma europeia limita o comprimento $l_{ef,fi}$ em 3 metros para a aplicação do Método "A".

Em relação à componente da resistência ao fogo dependente da largura efetiva da seção (R_b), a norma europeia não menciona como calcular R_b caso b' seja maior que 450mm, nem como calcular b' se $h > 1,5b$. Além disso, a norma brasileira limita b' em 190mm, enquanto o Método "A" limita b' em 200mm.

Segundo COSTA (2008), a eficiência de qualquer método de cálculo depende do teor de umidade livre, da natureza dos agregados, da permeabilidade do concreto e da taxa de aquecimento, com o intuito de evitar a ação prematura do *spalling*. Por isso, visando assegurar a eficiência do Método "A", o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) limita a umidade livre do concreto em 3% em peso e recomenda o uso de uma armadura intermediária sem função estrutural (armadura de pele), na periferia da seção, situada no meio do cobrimento, quando $c_1 \geq 70mm$.

Algumas recomendações em relação ao Método “A” segundo Franssen (2000) apud JÚNIOR (2011) são bastante relevantes. Apesar de este método possuir uma expressão que permite o cálculo do TRF de pilares segundo uma combinação qualquer das variáveis de entrada, o modelo em si pertence à classe dos métodos tabulares. A expressão da Equação 3.5 foi obtida por meio de ajuste de curvas (*best fit*), não sendo baseada em qualquer condição de equilíbrio. Dessa forma, a aplicação do método restringe-se, para cada parâmetro, aos valores avaliados experimentalmente, e por isso as limitações apresentadas devem ser respeitadas.

3.4 Método tabular

Tanto a ABNT NBR 15200:2012 quanto o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) apresentam o método tabular geral para dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, a partir das Tabela 12 a Tabela 20. Estas tabelas associam dimensões e índice de esbelteza ao TRRF, para uma extensa faixa de taxa de armadura mecânica e excentricidades de primeira ordem.

O método tabular é chamado de Método “B” pelo Eurocode 2: parte 1-2 (2004), e foi desenvolvido pelo engenheiro espanhol José Maria Izquierdo. Em 2003, Izquierdo utilizou o método do pilar-padrão “clássico”, isto é, sem correção, acoplado ao diagrama momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$) na análise da estabilidade de pilares isolados para construir as tabelas do método. Assim, as tabelas são aplicações do método de cálculo do pilar-padrão, considerando-se o aquecimento padronizado ISO 834:1975 em todas as faces dos pilares, os efeitos da temperatura elevada sobre a resistência e as relações tensão x deformação dos materiais, na construção do diagrama momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$). Os efeitos de segunda ordem são estimados por meio de curvatura aproximada (COSTA, 2008).

Os parâmetros utilizados nas tabelas são:

- Taxa mecânica de armadura (ω), definida na Equação 3.20 da seção 3.3.
- Excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio (e), definido na Equação 3.18 da seção 3.2. O máximo valor de " e " para uso nas tabelas é denominado $e_{máx}$.
- Parâmetro ν_{fi} , calculado conforme a Equação 3.21.
- Esbelteza em situação de incêndio (λ_{fi}), calculado conforme a Equação 3.22.

- Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Neste cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme prescrições dispostas na seção 3.
- Mínima dimensão da seção transversal do pilar (retangular ou circular), expressa em milímetros ($b_{mín}$).

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} \quad (3.21)$$

Em que:

$N_{0sd,fi}$ é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de N_{0sd} , em que N_{0sd} é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado os efeitos das forças decorrentes do vento;

A_s é a área total da seção das barras de aço;

A_c é a área da seção de concreto;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ é o valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente, com $\gamma_c = 1,0$;

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ é o valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente, com $\gamma_s = 1,0$.

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} \quad (3.22)$$

Em que:

$l_{ef,fi}$ é o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, conforme definido na seção 3.2;

r é o raio de giração, calculado pela Equação 3.23.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (3.23)$$

Em que:

I é o momento de inércia da seção de concreto;

Em pilares nos quais $A_s > 0,02 A_c$, é necessária uma distribuição uniforme das armaduras ao longo dos lados da seção para $TRRF \geq 90$ minutos.

De forma simplificada, a ABNT NBR 15200:2012 também apresenta a Tabela 11 para o caso de pilares com apenas uma face exposta ao fogo. Esta tabela fornece as dimensões mínimas para a seção transversal e os valores de c_1 das armaduras, em função do TRRF.

Tabela 11 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.

TRRF (min)	Combinações de $b_{mín}$ e c_1 (mm/mm)
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

É permitida a interpolação dos valores presentes nas Tabela 12 a Tabela 20, desde que obedecidos os limites especificados para cada uma delas.

Tabela 12 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	200/25	250/25
	70	150/25	150/25	250/25	300/25
	80	150/25	200/25	250/30: 300/25	350/25
60	30	150/25	150/25	200/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/25
	50	150/25	200/25	250/25	300/25
	60	150/25	200/40:250/25	250/40:300/25	350/30:400/25
	70	200/25	250/30:300/25	300/40:350/25	450/35:550/25
	80	200/30: 250/25	250/40:300/25	400/30:450/25	550/60:600/35
90	30	150/25	200/25	200/50:250/25	250/30:300/25
	40	150/35:200/25	200/30:250/25	250/25	300/25
	50	200/25	250/25	300/25	350/50:400/25
	60	200/35:250/25	250/40:300/25	350/35:400/25	450/50:55/25
	70	250/25	300/35:350/25	400/45:550/25	600/40
	80	250/30:300/25	350/35:400/25	550/40:600/25	a
120	30	200/25	200/25	200/25	300/45:350/25
	40	200/25	200/25	300/25	400/25
	50	200/25	300/25	350/50:400/25	450/50:500/25
	60	200/25	300/25	450/40:500/25	550/50
	70	250/50:300/25	400/25	500/60:550/25	a
	80	300/25	450/40:500/25	600/45	a
180	30	250/25	250/25	350/25	400/50:450/25
	40	250/25	300/30:350/25	400/25	450/50:500/25
	50	250/50:300/25	350/50:400/25	450/40:500/25	550/60:600/35
	60	300/40:350/25	450/25	550/40:600/25	a
	70	350/30:400/25	500/25	600/80	a
	80	400/30:450/25	550/45:600/25	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 13 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/25	500/40:550/25
	50	150/25	200/40:250/25	350/40:500/25	550/25
	60	150/25	300/25	550/25	600/30
	70	200/25	350/40:500/25	550/30:600/25	a
	80	250/25	550/25	a	a
60	30	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	40	200/30:250/25	300/35:350/25	450/50:550/25	550/40:600/25
	50	200/40:300/25	350/45:550/25	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25	450/50:550/25	600/35	a
	70	300/40:500/25	550/30:600/25	600/80	a
	80	400/40:550/25	600/30	a	a
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a
120	30	250/50:350/25	400/50:550/25	550/25	550/60:600/45
	40	300/50:500/25	500/50:550/25	550/50:600/25	a
	50	400/50:550/25	550/50:600/25	600/60	a
	60	500/50:550/25	550/55:600/50	a	a
	70	500/60:600/25	600/60	a	a
	80	550/50:600/25	a	a	a
180	30	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	a
	40	500/50:550/25	550/50:600/25	600/80	a
	50	550/25	600/60	a	a
	60	550/50:600/25	600/80	a	a
	70	600/55	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 14 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	400/40:550/25	500/25	a
	40	200/25	550/25	550/35:600/30	a
	50	250/30:300/25	550/30:600/25	a	a
	60	300/40:550/25	600/25	a	a
	70	400/40:550/25	a	a	a
	80	550/25	a	a	a
60	30	300/35:500/25	500/50:550/25	550/50:600/40	a
	40	350/40:550/25	550/40:600/30	a	a
	50	450/50:550/25	550/50:600/40	a	a
	60	550/30	600/80	a	a
	70	550/35	a	a	a
	80	550/40	a	a	a
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a
120	30	550/40:600/30	550/50	a	a
	40	550/50:600/45	600/70	a	a
	50	550/55:600/50	a	a	a
	60	550/60:600/50	a	a	a
	70	600/70	a	a	a
	80	a	a	a	a
180	30	550/50	600/80	a	a
	40	550/60	a	a	a
	50	600/70	a	a	a
	60	a	a	a	a
	70	a	a	a	a
	80	a	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 15 – Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	300/25
60	30	150/25	150/25	150/30:200/25	200/35:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/30:300/25
	50	150/25	150/35:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25	300/40:450/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:350/25	350/45:600/25
	80	150/35:200/25	250/30:300/25	300/40:500/25	450/50:600/35
90	30	150/25	150/40:200/25	200/40:250/25	250/40:300/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/30:300/25	300/40:400/25
	50	150/40:200/25	200/45:250/25	250/45:350/25	350/45:550/25
	60	200/25	250/35:300/25	300/45:400/25	400/50:600/35
	70	200/35:250/25	250/45:350/25	350/45:600/25	550/50:600/45
	80	200/45:250/25	250/50:400/25	400/50:600/35	600/60
120	30	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:500/25
	40	200/25	250/25	300/45:350/25	400/50:550/25
	50	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:450/25	450/50:600/25
	60	200/50:250/25	300/45:350/25	400/50:550/25	500/60:600/35
	70	250/35:300/25	350/45:450/25	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
180	30	200/45:250/25	250/35:300/25	350/45:400/25	450/45:500/25
	40	250/25	300/45:350/25	450/25	500/55:600/50
	50	250/35:300/25	350/45:400/25	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25	450/25	500/60:600/55	600/80
	70	350/25	500/40:550/25	600/65	a
	80	400/30:450/25	500/55:600/45	600/80	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	150/25	300/45:350/25
	50	150/25	150/25	200/30:250/25	350/40:450/25
	60	150/25	150/25	250/30:300/25	500/30:550/25
	70	150/25	150/35:200/25	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	600/50
60	30	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
	40	150/25	200/30:300/25	300/35:500/25	450/50:600/30
	50	150/30:200/25	200/40:350/25	300/45:550/25	500/50:600/35
	60	150/35:200/25	250/40:500/25	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25	300/40:500/25	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25	350/40:600/25	550/55:600/40	a
90	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a
120	30	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	550/60:600/50
	40	200/50:350/25	350/50:550/25	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25	450/50:600/25	550/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25	500/45:600/40	550/60:600/60	a
	70	350/50:550/25	500/50:550/45	600/75	a
	80	400/50:600/25	500/55:550/50	a	a
180	30	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25	500/50:600/25	600/60	a
	50	450/50:500/25	500/60:600/50	600/70	a
	60	500/50:600/25	550/60:600/55	a	a
	70	500/55:600/35	600/65	a	a
	80	500/60:600/55	600/75	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 17 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	250/35:300/25	500/40:550/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/35:450/25	550/30
	50	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	550/50:600/40
	60	150/25	200/35:300/25	450/50:550/25	a
	70	150/25	250/40:400/25	500/40:600/30	a
	80	150/25	300/40:500/25	550/50:600/40	a
60	30	150/30:200/25	200/40:450/25	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25	250/40:500/25	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25	300/45:550/25	500/55:550/40	a
	60	200/40:500/25	400/40:600/30	550/50:600/45	a
	70	200/40:550/25	500/40:550/35	600/60	a
	80	250/40:600/25	500/45:600/35	a	a
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a
120	30	250/50:550/25	500/50:550/40	550/50	a
	40	300/50:600/25	500/55:550/45	550/60:600/55	a
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	a
	60	450/50:600/40	550/50	a	a
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	a	a
	80	550/60:600/45	600/70	a	a
180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	a
	40	500/50:600/40	550/60	a	a
	50	500/60:550/50	600/70	a	a
	60	550/50	600/75	a	a
	70	550/60	a	a	a
	80	600/60	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 18 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 10$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \times b$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	150/30:200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	150/30:200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25
60	30	150/25	150/25	150/25	200/40:300/25
	40	150/25	150/25	200/30:250/25	250/35:350/25
	50	150/25	150/30:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	150/40:250/25	250/35:300/25	300/40:600/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:400/25	350/40:450/35
	80	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:550/25	350/45:450/40
90	30	150/25	200/25	200/40:250/25	250/45:600/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/35:350/25	300/45:600/30
	50	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:400/25	350/45:600/35
	60	150/40:250/25	250/55:300/25	300/45:550/25	400/50:600/40
	70	200/35:250/25	300/35:350/25	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
120	30	150/40:200/25	200/45:250/25	250/40:400/25	400/40:600/25
	40	200/30:250/25	250/25	300/45:400/25	400/50:600/30
	50	200/40:250/25	250/35:300/25	350/40:550/25	550/45:600/40
	60	200/45:250/25	250/45:400/25	400/50:600/25	550/60:600/50
	70	250/25	350/35:450/25	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25	350/40:550/25	550/50:600/45	a
180	30	200/50:250/25	300/25	350/45:450/25	500/50:600/45
	40	250/25	300/45:350/25	450/45:550/25	550/60:600/55
	50	250/30:300/25	350/40:450/25	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25	350/50:500/25	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25	450/45:600/35	550/70:600/65	a
	80	350/40:450/25	550/50:600/40	600/75	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 19 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 100$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:300/25
	40	150/25	150/25	150/25	250/30:450/25
	50	150/25	150/25	200/25	300/35:500/25
	60	150/25	150/25	200/30:250/25	400/40:550/25
	70	150/25	150/25	250/35:300/25	500/35:600/30
	80	150/25	150/30:250/25	300/35:500/25	500/60:600/35
60	30	150/25	150/30:200/25	200/40:400/25	300/50:600/30
	40	150/25	150/40:250/25	250/40:500/25	400/50:600/35
	50	150/25	200/35:400/25	300/40:600/25	500/45:600/40
	60	150/30:200/25	200/40:450/25	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25	240/40:550/25	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
90	30	200/25	200/40:300/25	250/40:550/25	500/50:600/45
	40	200/30:250/25	200/50:400/25	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25	250/50:550/25	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25	300/50:600/35	550/55:600/50	a
	80	200/50:500/25	400/50:600/35	600/55	a
120	30	200/40:250/25	250/50:400/25	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25	300/40:500/25	500/50:600/35	a
	50	250/40:400/25	400/40:550/25	550/50:600/45	a
	60	250/50:450/25	400/50:500/35	600/55	a
	70	300/40:500/25	500/45:600/35	a	a
	80	300/50:550/25	500/60:600/40	a	a
180	30	300/35:400/25	450/50:550/25	500/60:600/45	a
	40	300/40:450/25	500/40:600/30	550/65:600/60	a
	50	400/40:500/25	500/45:600/35	600/75	a
	60	400/45:550/25	500/55:600/45	a	a
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	a	a
	80	500/45:600/35	600/70	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 20 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ mm (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm).

TRRF min	λ_{fi}	b_{min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	200/30:300/25	500/30:550/25
	40	150/25	150/25	250/30:450/25	500/40:600/30
	50	150/25	150/30:200/25	300/35:500/25	550/35
	60	150/25	200/30:250/25	350/40:500/25	550/50
	70	150/25	200/30:300/25	450/50:550/25	a
	80	150/25	250/30:350/25	500/35:600/30	a
60	30	150/25	200/35:450/25	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25	200/40:500/25	450/50:500/35	600/60
60	50	150/35:250/25	250/40:550/25	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25	300/40:600/25	500/50:600/40	a
	70	250/30:450/25	350/40:600/30	550/50:600/45	a
	80	250/55:500/25	450/40:500/35	600/70	a
90	30	200/35:300/25	250/50:550/25	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25	300/50:600/30	500/55:600/45	a
	50	200/45:500/25	350/50:600/35	550/50	a
	60	200/50:550/25	450/50:600/40	600/60	a
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	a
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	a	a
120	30	200/50:450/25	450/450:600/25	550/55:600/50	a
	40	250/50:500/25	500/40:600/30	600/65	a
	50	300/40:550/25	500/50:600/35	a	a
	60	350/45:550/25	500/60:600/40	a	a
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	a	a
	80	450/45:600/30	600/65	a	a
180	30	350/45:550/25	500/45:600/40	600/80	a
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	a	a
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	a	a
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	a	a
	70	500/50:600/40	600/75	a	a
	80	500/55:600/45	a	a	a

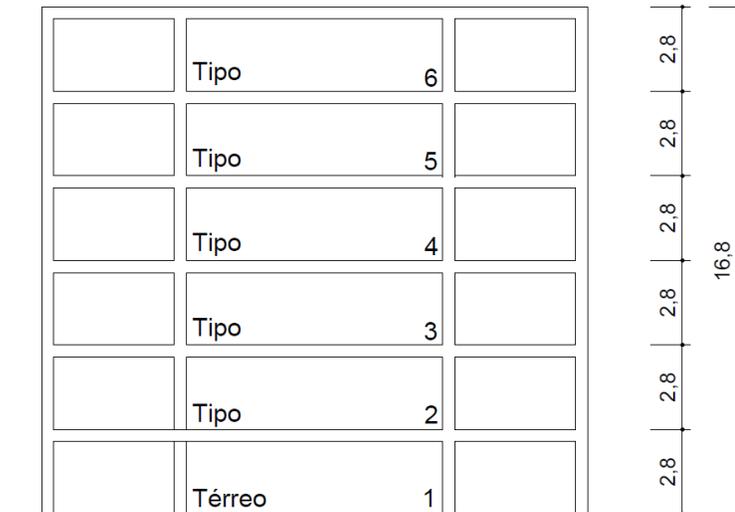
^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

4 Estudo de caso

Para este estudo de caso, foi utilizado um projeto cedido pelo Prof. Dr. Gerson Alva. Este projeto consiste em um edifício comercial de seis pavimentos (sendo um térreo e cinco pavimentos tipo), com 2,8 metros de pé direito em cada pavimento, conforme mostrado na Figura 19.

Figura 19 – Corte esquemático da edificação em estudo, utilizando o TQS®.



Fonte: autor (2018).

A princípio, foi realizado o dimensionamento da estrutura em concreto armado à temperatura ambiente segundo a ABNT NBR 6118:2014, utilizando o programa computacional TQS®. O TQS® é um programa computacional desenvolvido pela empresa TQS Informática Ltda. utilizado no cálculo de estruturas em concreto armado, protendido, pré-moldado e alvenaria estrutural

Foi considerado que a estrutura seria construída em um centro urbano com grau de agressividade II, e por isso determinou-se um valor de cobrimento nominal de 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para as vigas e pilares. Adotou-se $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ para todas as peças.

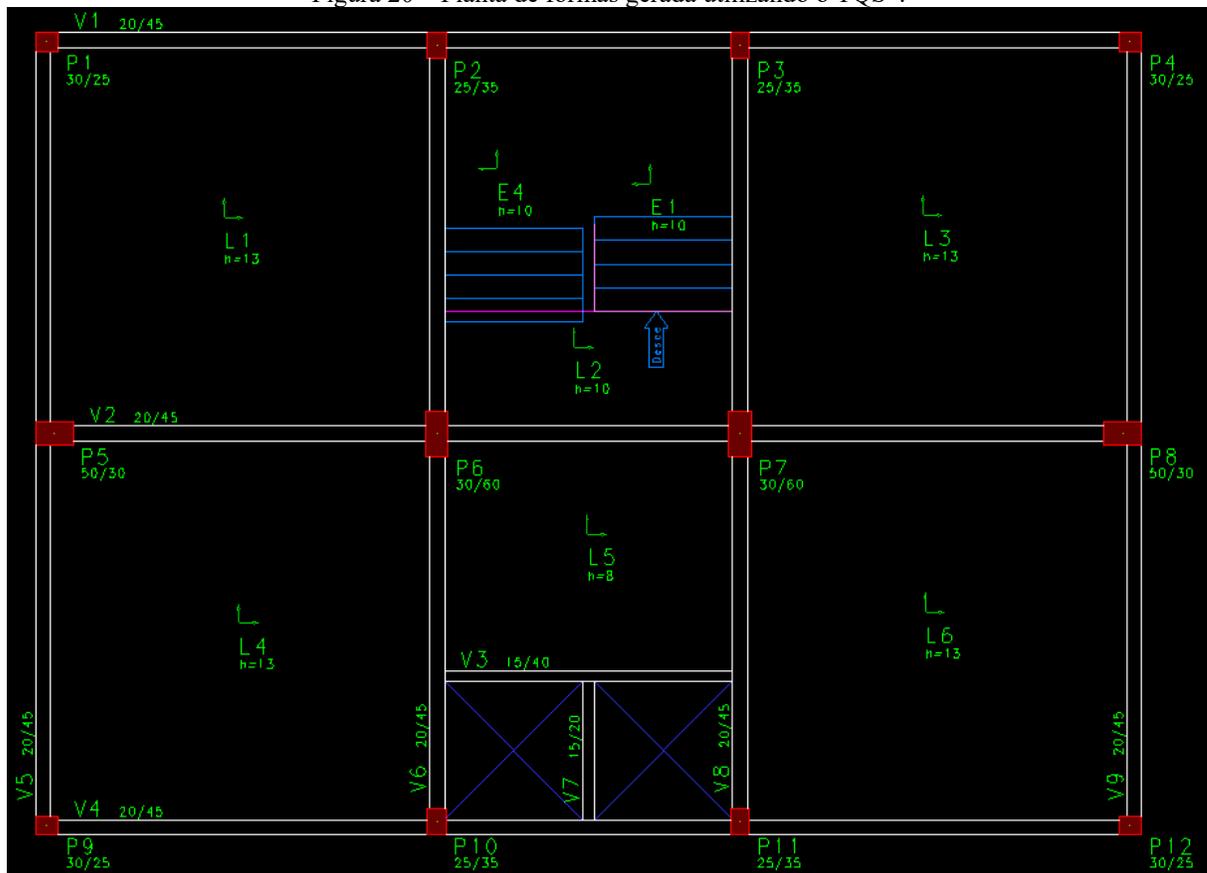
Foi considerada a incidência de ações permanentes e acidentais. No caso das lajes, determinou-se uma carga permanente distribuída de $1,0 \text{ kN/m}^2$ e sobrecarga de 2 kN/m^2 . Em relação às paredes de alvenaria sobre vigas externas, utilizou-se carga de $3,5 \text{ kN/m}^2$, e $2,5 \text{ kN/m}^2$ para as paredes de alvenaria sobre vigas internas.

As ações de vento foram calculadas utilizando o programa computacional TQS[®] segundo a ABNT NBR 6123:1988. Para isso, foram considerados os seguintes parâmetros de projeto:

- $V_0 = 45 \text{ m/s}$ (Cidade: Santa Maria – RS)
- $S_1 = 1,0$ (Terreno plano)
- $S_3 = 1,0$ (Edifício comercial)
- Terreno: Categoria III

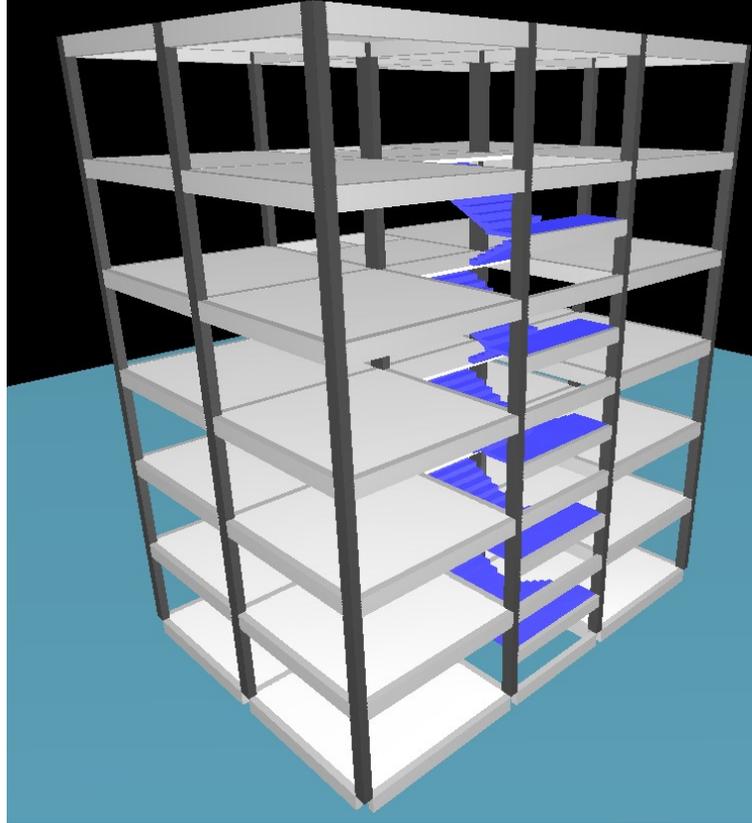
A Figura 20 mostra a planta de formas do projeto, contendo as dimensões de vigas, lajes e pilares. Já a Figura 21 apresenta o modelo espacial em 3D da edificação construída no TQS[®].

Figura 20 – Planta de formas gerada utilizando o TQS[®].



Fonte: autor (2018).

Figura 21 – Modelo espacial da estrutura da edificação fornecida pelo TQS®.



Fonte: autor (2018).

Em relação a estabilidade global e os efeitos de segunda ordem, foi analisado o parâmetro $GamaZ$. Após alguns ajustes no pré-dimensionamento da estrutura, obteve-se $GamaZ = 1,11$, calculado por meio do programa TQS®, conforme mostra a Tabela 21.

Tabela 21 – Parâmetro de estabilidade ($GamaZ$) para os carregamentos simples de vento.

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ
5	90.	1396,2	18,5	31,4	290,1	28,0	1,088
6	0.	1396,2	18,5	31,4	290,1	28,0	1,088
7	270.	1396,2	13,9	20,0	184,8	28,0	1,106
8	180.	1396,2	13,9	20,0	184,8	28,0	1,106

Em que:

Ang é o ângulo de vento (graus)

$CTot$ é a somatória de cargas verticais (tf – característico)

$M2$ é o momento de 2ª ordem das cargas verticais (tf.m – característico)

CHor são as cargas horizontais (tf – característico)

M1 é o momento de 1ª ordem das cargas horizontais (tf.m – característico)

Mig é o momento de desaprumo por imperfeições globais (tf.m – característico)

GamaZ é o coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares.

A Equação 4.1 apresenta o cálculo do coeficiente *GamaZ* realizado pelo TQS®.

$$GamaZ = \frac{1}{1 - \frac{M2}{M1} \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}}} \quad (4.1)$$

Em que:

$$\gamma_f = 1,40$$

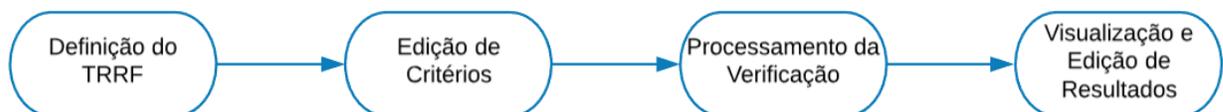
$$\gamma_{f3} = 1,10$$

Como $1,10 \leq GamaZ = 1,11 \leq 1,30$, a estrutura deve ser considerada de nós móveis.

4.1 Verificação de pilares em situação de incêndio pelo TQS® - Método Analítico

Realizado o dimensionamento e detalhamento da armadura dos elementos estruturais à temperatura ambiente, a verificação da segurança em situação de incêndio pelo programa computacional TQS® deve seguir as etapas apresentadas na Figura 22.

Figura 22 – Fluxograma de verificação da estrutura em situação de incêndio pelo TQS®.



Fonte: autor (2018).

A definição do TRRF depende da altura do edifício, seu tipo de uso e ocupação. Neste exemplo, trata-se de um edifício comercial de escritórios administrativos. Logo, o edifício é classificado

como grupo D e divisão D-1, conforme Tabela 6 apresentada na seção 2.4.2.1. A Figura 23 mostra o cálculo automático realizado pelo programa TQS[®], fornecendo um valor de TRRF de 60 minutos para este edifício.

Figura 23 – Determinação do TRRF utilizando o TQS[®].

Detailed description of the TQS software interface for TRRF determination:

- Window Title: Determinação do TRRF
- Mode: Automático
- Occupation: D - Serviços profissionais pessoais e técnicos
- Fire Height (m): 16,8
- Division: D-1
- Area of the largest floor above ground (m²): 154,76
- Calculated TRRF (min): 60
- Reduction Method: Reduzir TRRF pelo método dos Tempos Equivalentes
- Buttons: Calcular TRRF, Calcular Redução, OK, Cancelar
- Diagram: Building footprint with a vertical arrow indicating fire height, labeled 'Altura de incêndio da edificação'.

Fonte: autor (2018).

Importante mencionar que o TRRF calculado utilizando o TQS[®] baseia-se no método tabular da ABNT NBR 14432:2001. As Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros possuem precedência em relação a esta norma. No caso de Minas Gerais, deve-se analisar a IT06 (2005) do CBMMG, apresentada na Tabela 5. Neste exemplo, o TRRF calculado pela ABNT NBR 14432:2001 e IT06 (2005) coincidem em 60 minutos.

Em algumas estruturas, é possível reduzir o TRRF através do Método do Tempo Equivalente, conforme explicado na seção 2.4.2.2 deste trabalho. Neste exemplo, foram considerados os seguintes dados do compartimento analisado:

- Área de piso: $A_f = 154 \text{ m}^2$
- Área de ventilação vertical: $A_v = 18 \text{ m}^2$
- Área de ventilação horizontal: $A_h = 0$

Através da tabela do Anexo A, foi obtida a carga de incêndio específica para escritórios (divisão D-1), de $q_{fi} = 700 \frac{J}{m^2}$. Não foi considerado nenhum meio de proteção adicional contra incêndio, como chuveiros automáticos, detectores ou brigada de incêndio. Dessa forma, tem-se o fator $\gamma_n = 1,0$.

Em relação ao coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação, foi encontrado $\gamma_s = 1,02$. Já para o fator associado à ventilação do ambiente, foi calculado $W = 1,38$.

A Figura 24 mostra o cálculo automático do tempo equivalente conforme a ABNT NBR 14432:2001, após a inserção das informações do compartimento analisado.

Figura 24 – Cálculo do tempo equivalente utilizando o TQS®.

Parâmetro	Valor
Valor da Carga de Incêndio (Automático)	700 MJ/m²
Ocupação	D - Serviços profissionais pessoais e técnicos
Descrição	Escritórios
Material da Estrutura	Concreto armado
Altura de incêndio do edifício (m)	16,8
Existência de Chuveiros Automáticos	Não
Brigada de Incêndio	Não possui
Detecção Automática	Não
Risco de Ativação	Normal
Altura do compartimento (m)	2,8
Área de Ventilação Vertical (m²)	18
Área de Ventilação Horizontal (m²)	0
Área do piso do compartimento (m²)	154
Elementos de vedação	Concreto: densidade normal ou tijolos densos
Massa específica do elemento de vedação (kg/m³)	2400
Calor específico do elemento de vedação (MJ/kg °C)	1,0
Condutividade térmica do elemento de vedação (W/m °C)	1,6
Tempo Equivalente (min)	69,57
TRRF a ser utilizado (min)	60

Fonte: autor (2018).

Tanto pela IT 06 (2005) quanto pela ABNT NBR 14432:2001 (através do TQS[®]), o tempo equivalente resultante foi de $t_{eq} = 69 \text{ minutos}$. Por ser superior ao TRRF encontrado através do método tabular, será utilizado $TRRF = 60 \text{ minutos}$.

Voltando ao programa TQS[®], a próxima etapa realizada foi a edição de critérios. Conforme mostra a Figura 25, foi escolhida a “envoltória Fogo” para representar as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$). Esta envoltória é baseada na combinação de esforços definida na Equação 3.2, da norma ABNT NBR 8681:2003, apresentada na seção 3.1 deste trabalho. O programa também considera a simplificação proposta pela ABNT NBR 15200:2012, em que o $S_{d,fi}$ pode ser encontrado multiplicando-se as solicitações de cálculo em situação normal (S_d) por 0,7.

Figura 25 – Critérios da verificação dos elementos estruturas em situação de incêndio pelo TQS[®].

The image shows a screenshot of the TQS software interface. It is divided into two main sections: "Solicitações de cálculo (Sd_{fi})" and "Verificação de pilares".

In the "Solicitações de cálculo (Sd_{fi})" section, there is a label "Envoltória de combinações a ser considerada" pointing to a dropdown menu with two options: "Fogo" (selected with a blue radio button) and "ELU1" (unselected with a grey radio button). Below this, there is a label "Multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal (S_d)" with a value of "0.7" entered in a text box.

In the "Verificação de pilares" section, there is a label "Tabela a ser utilizada" pointing to a dropdown menu with two options: "NBR 15200:2004" (unselected with a grey radio button) and "NBR 15200:2012 (TRF)" (selected with a blue radio button).

Fonte: autor (2018).

Foi escolhido o método analítico da ABNT NBR 15200:2012 como método de verificação da segurança estrutural de pilares em situação de incêndio pelo TQS[®].

A Figura 26 mostra a definição dos critérios relacionados ao revestimento dos pilares da estrutura. Foi escolhido revestimento de argamassa de cal e areia, com 15 mm de espessura. Com esse tipo de revestimento, a ABNT NBR 15200:2012 define que há 67% de eficiência relativa ao concreto. Ou seja, neste caso haverá o acréscimo de $0,67 \times 15 = 10,05 \text{ mm}$ referente ao

revestimento no cálculo da distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

Figura 26 – Critérios de revestimentos de pilares, pelo TQS®.

ⓘ Espessura pilares	15 mm
Material pilares	<input checked="" type="radio"/> Argamassa de cal e areia <input type="radio"/> Argamassa de cimento e areia <input type="radio"/> Protetores à base de gesso, vermiculita

Fonte: autor (2018).

Outro critério definido relaciona-se com a maneira de calcular o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio ($l_{e,fi}$). Foram seguidas as recomendações da ABNT NBR 15200:2012 na escolha dos multiplicadores para o cálculo de $l_{e,fi}$, como mostra a Figura 27.

Figura 27 – Critérios para cálculo do comprimento equivalente de pilares em situação de incêndio ($l_{e,fi}$), pelo TQS®.

Multiplicadores para cálculo de $l_{e,fi}$	
Lances intermediários	0.5
Último lance	0.7
ⓘ Nós móveis	1

Fonte: autor (2018).

Definido os critérios, o próximo passo foi o processamento da estrutura para verificação dos pilares em situação de incêndio. Os resultados do TQS® estão apresentados na Figura 28, e a legenda para entendimento de suas informações é mostrada a seguir. Para verificação e validação dos resultados encontrados pelo TQS®, o Anexo B apresenta um exemplo de aplicação deste Método Analítico no pilar P1 (1º pavimento).

- Tipo: Comum, Pilar-parede ou Tirante.

- $N_{Sd,fi}/N_{Rd}$: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf).
- NFE : número de faces expostas ao fogo.
- e : excentricidade (mm).
- A_c/A_s : taxa geométrica de armadura.
- w : taxa mecânica de armadura.
- n_i : força normal adimensional.
- l_e : comprimento efetivo (m).
- $l_{e,fi}$: comprimento efetivo em incêndio (m).
- NB : número total de barras de armaduras.
- b : menor dimensão do pilar (mm).
- c_1 : distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm).
- *Situação*: $TRF > TRRF!$: embora a resistência (TRF) seja superior à requerida (TRRF), existe algum parâmetro fora dos limites normativos.

Figura 28 – Resultado da verificação dos pilares em situação de incêndio, por pavimento.

Pilares - 1º Pavimento

Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b	c1	Situação
P1	Pilar	53.2/ 123.1 = 0.43	2	14	0.016	0.392	0.41	2.8	2.8	6	250	54	OK
P2	Pilar	94.1/ 188.0 = 0.50	2	27	0.028	0.671	0.51	2.8	2.8	12	250	54	OK
P3	Pilar	85.7/ 199.1 = 0.43	2	24	0.029	0.699	0.46	2.8	2.8	8	250	56	OK
P4	Pilar	50.5/ 136.8 = 0.37	2	22	0.017	0.408	0.38	2.8	2.8	4	250	56	OK
P5	Pilar	112.4/ 318.1 = 0.35	2	27	0.026	0.637	0.37	2.8	2.8	8	300	61	OK
P6	Pilar	164.3/ 420.6 = 0.39	2	18	0.027	0.664	0.44	2.8	2.8	10	300	61	OK
P7	Pilar	154.3/ 352.0 = 0.44	2	24	0.017	0.425	0.48	2.8	2.8	10	300	56	OK
P8	Pilar	107.6/ 283.1 = 0.38	2	19	0.017	0.408	0.41	2.8	2.8	8	300	56	OK
P9	Pilar	53.1/ 136.3 = 0.39	2	28	0.016	0.398	0.40	2.8	2.8	10	250	53	OK
P10	Pilar	83.4/ 177.7 = 0.47	2	3	0.018	0.448	0.53	2.8	2.8	8	250	54	OK
P11	Pilar	82.6/ 167.6 = 0.49	2	8	0.014	0.350	0.56	2.8	2.8	4	250	56	OK
P12	Pilar	49.3/ 115.4 = 0.43	2	9	0.004	0.102	0.48	2.8	2.8	4	250	50	OK

Pilares - 2º Pavimento

Titulo	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b	c1	Situação
P1	Pilar	44.2/ 106.0 = 0.42	2	10	0.010	0.239	0.38	2.8	2.8	6	250	53	OK
P2	Pilar	78.1/ 156.1 = 0.50	2	19	0.014	0.336	0.53	2.8	2.8	6	250	54	OK
P3	Pilar	71.5/ 156.1 = 0.46	2	33	0.018	0.448	0.45	2.8	2.8	8	250	54	OK
P4	Pilar	42.3/ 103.9 = 0.41	2	33	0.004	0.102	0.41	2.8	2.8	4	250	50	OK
P5	Pilar	93.3/ 214.3 = 0.44	2	17	0.005	0.120	0.44	2.8	2.8	6	300	53	OK
P6	Pilar	136.5/ 288.2 = 0.47	2	8	0.005	0.133	0.54	2.8	2.8	8	300	53	OK
P7	Pilar	129.0/ 265.7 = 0.49	2	23	0.004	0.100	0.52	2.8	2.8	6	300	53	OK
P8	Pilar	90.2/ 242.1 = 0.37	2	12	0.005	0.120	0.43	2.8	2.8	6	300	53	OK
P9	Pilar	43.8/ 114.8 = 0.38	2	39	0.013	0.319	0.35	2.8	2.8	8	250	53	TRF>TRRF!
P10	Pilar	69.7/ 158.2 = 0.44	2	4	0.014	0.336	0.48	2.8	2.8	6	250	54	OK
P11	Pilar	69.2/ 142.1 = 0.49	2	15	0.009	0.224	0.52	2.8	2.8	4	250	54	OK
P12	Pilar	41.3/ 112.3 = 0.37	2	11	0.004	0.102	0.40	2.8	2.8	4	250	50	OK

Pilares - 3º Pavimento

Titulo	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b	c1	Situação
P1	Pilar	35.1/ 99.8 = 0.35	2	18	0.007	0.159	0.32	2.8	2.8	4	250	53	OK
P2	Pilar	61.8/ 143.2 = 0.43	2	19	0.009	0.224	0.46	2.8	2.8	4	250	54	OK
P3	Pilar	57.5/ 126.7 = 0.45	2	34	0.008	0.205	0.44	2.8	2.8	6	250	53	OK
P4	Pilar	34.0/ 106.4 = 0.32	2	38	0.004	0.102	0.33	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P5	Pilar	74.2/ 218.7 = 0.34	2	15	0.005	0.120	0.35	2.8	2.8	6	300	53	OK
P6	Pilar	108.8/ 283.4 = 0.38	2	7	0.004	0.100	0.44	2.8	2.8	6	300	53	OK
P7	Pilar	103.8/ 271.8 = 0.38	2	24	0.004	0.100	0.42	2.8	2.8	6	300	53	OK
P8	Pilar	72.8/ 238.7 = 0.30	2	12	0.005	0.120	0.35	2.8	2.8	6	300	53	OK
P9	Pilar	34.5/ 100.8 = 0.34	2	42	0.007	0.159	0.32	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P10	Pilar	56.0/ 131.0 = 0.43	2	6	0.006	0.137	0.45	2.8	2.8	4	250	53	OK
P11	Pilar	55.8/ 132.5 = 0.42	2	16	0.006	0.137	0.45	2.8	2.8	4	250	53	OK
P12	Pilar	33.2/ 111.8 = 0.30	2	15	0.004	0.102	0.32	2.8	2.8	4	250	50	OK

Pilares - 4º Pavimento

Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b	c1	Situação
P1	Pilar	26.0/ 96.2 = 0.27	2	36	0.004	0.102	0.25	2.8	2.8	4	250	50	OK
P2	Pilar	45.5/ 126.7 = 0.36	2	18	0.006	0.137	0.37	2.8	2.8	4	250	53	OK
P3	Pilar	43.3/ 125.0 = 0.35	2	34	0.006	0.137	0.35	2.8	2.8	4	250	53	OK
P4	Pilar	25.5/ 104.8 = 0.24	2	46	0.004	0.102	0.25	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P5	Pilar	55.5/ 223.8 = 0.25	2	9	0.005	0.120	0.26	2.8	2.8	6	300	53	OK
P6	Pilar	80.9/ 288.5 = 0.28	2	6	0.004	0.100	0.33	2.8	2.8	6	300	53	OK
P7	Pilar	78.7/ 279.0 = 0.28	2	24	0.004	0.100	0.32	2.8	2.8	6	300	53	OK
P8	Pilar	55.1/ 232.9 = 0.24	2	12	0.005	0.120	0.26	2.8	2.8	6	300	53	OK
P9	Pilar	25.6/ 98.4 = 0.26	2	46	0.004	0.102	0.25	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P10	Pilar	42.5/ 133.1 = 0.32	2	11	0.006	0.137	0.34	2.8	2.8	4	250	53	OK
P11	Pilar	42.4/ 133.4 = 0.32	2	19	0.006	0.137	0.34	2.8	2.8	4	250	53	OK
P12	Pilar	25.0/ 109.4 = 0.23	2	26	0.004	0.102	0.24	2.8	2.8	4	250	50	OK

Pilares - 5º Pavimento

Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b	c1	Situação
P1	Pilar	17.1/ 101.0 = 0.17	2	64	0.004	0.102	0.17	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P2	Pilar	29.3/ 133.1 = 0.22	2	26	0.006	0.137	0.24	2.8	2.8	4	250	53	OK
P3	Pilar	28.8/ 133.8 = 0.21	2	30	0.006	0.137	0.23	2.8	2.8	4	250	53	OK
P4	Pilar	16.9/ 103.0 = 0.16	2	62	0.004	0.102	0.16	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P5	Pilar	37.0/ 236.7 = 0.16	2	11	0.005	0.120	0.18	2.8	2.8	6	300	53	OK
P6	Pilar	52.9/ 292.8 = 0.18	2	16	0.004	0.100	0.21	2.8	2.8	6	300	53	OK
P7	Pilar	53.7/ 291.8 = 0.18	2	17	0.004	0.100	0.22	2.8	2.8	6	300	53	OK
P8	Pilar	37.0/ 231.5 = 0.16	2	12	0.005	0.120	0.18	2.8	2.8	6	300	53	OK
P9	Pilar	16.8/ 105.1 = 0.16	2	51	0.004	0.102	0.16	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!
P10	Pilar	29.3/ 137.4 = 0.21	2	19	0.006	0.137	0.24	2.8	2.8	4	250	53	OK
P11	Pilar	29.1/ 136.6 = 0.21	2	23	0.006	0.137	0.23	2.8	2.8	4	250	53	OK
P12	Pilar	16.6/ 107.5 = 0.15	2	44	0.004	0.102	0.16	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!

Pilares - 6º Pavimento

Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le, fi	NB	b	e1	Situação
P1	Pilar	8.2/ 101.7 = 0.08	2	160	0.007	0.159	0.08	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P2	Pilar	13.8/ 127.7 = 0.11	2	57	0.006	0.137	0.11	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P3	Pilar	13.8/ 126.5 = 0.11	2	56	0.006	0.137	0.11	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P4	Pilar	8.1/ 105.4 = 0.08	2	150	0.007	0.159	0.07	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P5	Pilar	18.8/ 219.3 = 0.09	2	6	0.005	0.120	0.09	2.8	2.8	6	300	53	OK
P6	Pilar	28.0/ 286.9 = 0.10	2	46	0.004	0.100	0.11	2.8	2.8	6	300	53	TRF>TRRF!
P7	Pilar	27.8/ 285.5 = 0.10	2	50	0.004	0.100	0.11	2.8	2.8	6	300	53	TRF>TRRF!
P8	Pilar	18.9/ 219.3 = 0.09	2	9	0.005	0.120	0.09	2.8	2.8	6	300	53	OK
P9	Pilar	8.1/ 104.1 = 0.08	2	145	0.007	0.159	0.07	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P10	Pilar	15.9/ 119.7 = 0.13	2	40	0.006	0.137	0.13	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P11	Pilar	15.8/ 120.3 = 0.13	2	42	0.006	0.137	0.13	2.8	2.8	4	250	53	TRF>TRRF!
P12	Pilar	8.1/ 100.2 = 0.08	2	128	0.004	0.102	0.08	2.8	2.8	4	250	50	TRF>TRRF!

Fonte: autor (2018).

Percebe-se que em todos os casos $TRF > TRRF$, adotado como 60 minutos para a estrutura. Entretanto, alguns pilares não passaram na análise por possuírem excentricidade maior que o limite estabelecido pela ABNT NBR 15200:2012 para utilização do Método Analítico ($e \leq 0,15 \times b$), como pode ser visto na Tabela 22.

Tabela 22 – Pilares que não passaram na condição de excentricidade para utilização do Método Analítico.

Pilar	Pavimento	e (mm)	b (mm)	$e = 0,15 \cdot b$	Condição
P9	2º	39	250	37,5	$e > 0,15b$
P4	3º	38	250	37,5	$e > 0,15b$
P9	3º	42	250	37,5	$e > 0,15b$
P4	4º	46	250	37,5	$e > 0,15b$
P9	4º	46	250	37,5	$e > 0,15b$
P1	5º	64	250	37,5	$e > 0,15b$
P4	5º	62	250	37,5	$e > 0,15b$
P9	5º	51	250	37,5	$e > 0,15b$
P12	5º	44	250	37,5	$e > 0,15b$
P1	6º	160	250	37,5	$e > 0,15b$
P2	6º	57	250	37,5	$e > 0,15b$
P3	6º	56	250	37,5	$e > 0,15b$
P4	6º	150	250	37,5	$e > 0,15b$
P6	6º	46	300	45	$e > 0,15b$
P7	6º	50	300	45	$e > 0,15b$

P9	6º	145	250	37,5	e > 0,15b
P10	6º	40	250	37,5	e > 0,15b
P11	6º	42	250	37,5	e > 0,15b
P12	6º	128	250	37,5	e > 0,15b

Fonte: autor (2018).

Portanto, esses pilares serão analisados através do Método Tabular Geral da ABNT NBR 15200:2012, seguindo a metodologia de cálculo exposta na seção 3.4 deste trabalho.

4.2 Verificação de pilares através do Método Tabular Geral

A Tabela 23 mostra todos os dados dos pilares e os parâmetros necessários para utilização das tabelas do Método Tabular Geral apresentado na ABNT NBR 15200:2012. Alguns pontos importantes para compreender como foram obtidos os valores desta tabela:

- A área total da seção das barras de aço (A_s) de cada pilar é referente ao dimensionamento realizado pelo TQS[®] em situação normal à temperatura ambiente.
- O valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio ($N_{Sd,fi}$) foi calculado pelo TQS[®] através da combinação de esforços da envoltória “fogo”, que se baseia na combinação última excepcional da ABNT NBR 8681:2003.
- Para o cálculo da taxa de armadura (ω) e parâmetro ν_{fi} , foram considerados os coeficientes $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$, além de resistência característica a compressão do concreto sendo $f_{ck} = 25MPa$ e resistência característica ao escoamento do aço CA-50 sendo $f_{yk} = 25MPa$. Importante mencionar que a ABNT NBR 15200:2012 permite a utilização dos coeficientes $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$ no cálculo do parâmetro ν_{fi} , o que levaria a resultados mais brandos (menos conservadores).
- O comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio ($l_{ef,fi}$) coincidiu com o comprimento equivalente do pilar à temperatura ambiente (l_e), pois a estrutura foi considerada de nós móveis ($GamaZ = 1,11$), e dessa forma não se enquadra nas reduções previstas da ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 23 – Dados de cálculo dos pilares (Método Tabular Geral).

Pilar	Pavimento	b (mm)	h (mm)	Ac (cm ²)	As (cm ²)	As/Ac	Nsd,fi (kN)	ω	vfi	e (mm)
P9	2º	250	300	750	9,8	0,013	438	0,319	0,35	39
P4	3º	250	300	750	3,1	0,004	340	0,102	0,33	38
P9	3º	250	300	750	4,9	0,007	345	0,159	0,32	42
P4	4º	250	300	750	3,1	0,004	255	0,102	0,25	46
P9	4º	250	300	750	3,1	0,004	256	0,102	0,25	46
P1	5º	250	300	750	3,1	0,004	171	0,102	0,17	64
P4	5º	250	300	750	3,1	0,004	169	0,102	0,16	62
P9	5º	250	300	750	3,1	0,004	168	0,102	0,16	51
P12	5º	250	300	750	3,1	0,004	166	0,102	0,16	44
P1	6º	250	300	750	4,9	0,007	82	0,159	0,08	160
P2	6º	250	350	875	4,9	0,006	138	0,137	0,11	57
P3	6º	250	350	875	4,9	0,006	138	0,137	0,11	56
P4	6º	250	300	750	4,9	0,007	81	0,159	0,07	150
P6	6º	300	600	1800	7,4	0,004	280	0,100	0,11	46
P7	6º	300	600	1800	7,4	0,004	278	0,100	0,11	50
P9	6º	250	300	750	4,9	0,007	81	0,159	0,07	150
P10	6º	250	350	875	4,9	0,006	159	0,137	0,13	40
P11	6º	250	350	875	4,9	0,006	158	0,137	0,13	42
P12	6º	250	300	750	3,1	0,004	81	0,102	0,08	128

Fonte: autor (2018).

Para cada pilar, com os dados de " ω " e " e ", foi escolhida entre as Tabela 12 a Tabela 20 (ABNT NBR 15200:2012) a mais adequada. Quando necessário, foi realizado interpolação linear para valores intermediários. Em alguns casos, foi considerada a situação mais rigorosa (a favor da segurança) para a análise.

Escolhida a tabela mais adequada para cada pilar, os parâmetros utilizados na análise foram: $TRRF = 60min$ (para todos os casos) e, para cada pilar, seu respectivo valor de " v_{fi} " e " λ_{fi} ".

Dessa forma, para cada pilar foi encontrado um valor de " $b_{mín}$ " e " $c_{1,mín}$ ", comparados com os valores de dimensionamento. Nos casos em que $b \geq b_{mín}$ e $c_1 \geq c_{1,mín}$, foi considerado que o pilar estava verificado quanto a sua segurança estrutural em situação de incêndio, conforme o Método Tabular Geral. Os resultados desta análise são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Resultados da verificação de pilares através do Método Tabular Geral.

Pilar	Pavimento	b (mm)	c1 (mm)	Tabela	bmín (mm)	c1,mín (mm)	Situação
P9	2º	250	53	13	200	40	OK
P4	3º	250	50	13	200	40	OK
P9	3º	250	53	13	200	40	OK
P4	4º	250	50	13	200	40	OK
P9	4º	250	50	13	200	40	OK
P1	5º	250	50	14	300	35	Não OK
P4	5º	250	50	13	150	30	OK
P9	5º	250	50	13	150	30	OK
P12	5º	250	50	13	150	30	OK
P1	6º	250	53	*14	400	35	Não OK
P2	6º	250	53	13	150	30	OK
P3	6º	250	53	13	150	30	OK
P4	6º	250	53	*14	400	35	Não OK
P6	6º	300	53	13	150	30	OK
P7	6º	300	53	13	150	30	OK
P9	6º	250	53	*14	400	35	Não OK
P10	6º	250	53	13	150	30	OK
P11	6º	250	53	13	150	30	OK
P12	6º	250	50	*14	400	35	Não OK

Fonte: autor (2018).

Os pilares P1, P4, P9 e P12 apresentaram excentricidade superior ao limite para utilização das tabelas ($e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b = 0,5 \times 250 = 125mm$). Uma possível alteração seria modificar as dimensões destes pilares para 400 mm. Caso a excentricidade continuasse próxima aos valores encontrados ($100\text{ mm} < e < 200\text{ mm}$), poderia ser utilizada a Tabela 14 para realizar a análise e confirmar que todos os pilares possuem sua segurança estrutural verificada para a situação de incêndio.

5 Considerações finais

Por muito tempo, a segurança contra incêndio foi colocada em segundo plano no país. Hoje, sua importância já é reconhecida, e a tendência é que este tema se desenvolva cada vez mais ao longo dos anos. Dentro deste tema, a verificação da segurança das estruturas em situação de incêndio vem ganhando relevância no meio técnico. Seu principal objetivo é minimizar os riscos de colapso da edificação de forma que ela resista tempo suficiente para que ocorra a evacuação completa de pessoas do local.

Para compreender o dimensionamento e verificação das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, foi apresentado neste trabalho o comportamento e as particularidades do concreto e do aço nesta situação. Ficou evidente que, quando submetidas a altas temperaturas, as estruturas de concreto armado sofrem efeitos deletérios, com influência negativa em suas propriedades e consequente perda de resistência e rigidez.

Com o intuito de difundir e divulgar as metodologias de verificação da segurança estrutural de pilares de concreto armado presentes no meio técnico, foram apresentados o Método Analítico e o Método Tabular Geral da ABNT NBR 15200:2012, comparando-os com o Método “A” e Método “B” do Eurocode 2: parte 1-2 (2004). A norma brasileira ainda é bastante recente, e não é tão conhecida e utilizada pelos engenheiros como deveria ser.

No estudo de caso, foi possível comparar os resultados do dimensionamento dos pilares de uma estrutura de concreto armado pela ABNT NBR 6118:2014 (através do programa computacional TQS[®]), com os métodos propostos pela ABNT NBR 15200:2012 para verificação de sua segurança estrutural em situação de incêndio. Foi possível perceber que, ao atender os requisitos da ABNT NBR 6118:2014 para pilares, foi necessário efetuar mudanças apenas em alguns pilares específicos para atender o dimensionamento da ABNT NBR 15200:2012 e consequentemente, estar de acordo com os requisitos de resistência ao fogo estabelecidos pela ABNT NBR 14432:2001.

Outra consideração importante está relacionada ao limites para utilização dos métodos da ABNT NBR 15200:2012, em especial a excentricidade. Apesar dos métodos desta norma possuírem aplicação direta, o engenheiro pode buscar outras metodologias de dimensionamento, através de métodos mais avançados que utilizem programas computacionais de determinação da real temperatura dos materiais ou através de experimentos laboratoriais.

Como sugestão para trabalhos futuros, seria interessante comparar análises técnicas das metodologias apresentadas neste trabalho com resultados laboratoriais práticos, tentando definir os tempos reais de resistência das peças quando submetidas a situação de incêndio.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5627:1980 – “Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo”**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 10636:1989 – “Paredes divisórias sem função estrutural – Determinação da resistência ao fogo – Método de ensaio”**. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 14432:2001 - “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”**, Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 5628:2001 – “Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo”**. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 8681:2003 – “Ações e segurança nas estruturas - Procedimento”**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 15200:2004 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 13528:2010 – “Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração”**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15200:2012 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 6118:2014 – “Projeto de estruturas de concreto: Procedimento”**. Rio de Janeiro, 2014.

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

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724f. Tese (Doutorado em engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. .D; SILVA, V. P. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio: uma revisão crítica**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: design of concrete structures - Part 1.1: general rules and rules for buildings**”, Brussels: CEN, 2004. 225p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures - Part 1.2: general rules – structural fire design**”, Brussels: CEN, 2004. 97p.

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

FLORES, B. C; ORNELAS, E. A; DIAS, L. E. **Fundamentos de Combate a Incêndio – Manual de Bombeiros**. Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Goiás. Goiânia-GO, 1ªed: 2016, 150p.

FRANSSEN, J. M. **Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – critical review**. In: INTERNATIONAL WORKSHOP “STRUCTURES ON FIRE” – SiF’2000, Copenhagen, 2000.

GOMIDE, K. A. **Contribuição ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Monografia (Graduação). Universidade São Francisco, 2005. 70 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834:** Fire resistance tests: elements of building construction: part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1990. Revision of first edition (ISO 834:1975).

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

LANDI, F. R. **Ação do Incêndio Sobre Estruturas de Concreto Armado.** Boletim Técnico nº01/86 PCC-EPUSP. São Paulo, 1986.

METHA, P. Kumar, MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto — Estrutura, Propriedades e Materiais.** Ed. PINI. São Paulo, 1994

MINAS GERAIS. Decreto nº 44.746, de 29 de fevereiro de 2008. Regulamenta a Lei nº 14.130, de 19 de dezembro de 2001, que dispõe sobre a prevenção contra incêndio e pânico no Estado e dá outras providências. Diário Oficial do Estado de Minas Gerais, Minas Gerais, 2008.

MINAS GERAIS. Secretaria de Segurança Pública. Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais. **Instrução Técnica nº 06:** Segurança estrutural das edificações. Minas Gerais, 2005.

MINAS GERAIS. Secretaria de Segurança Pública. Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais. **Instrução Técnica nº 09:** Carga de incêndio nas edificações e área de risco. Minas Gerais, 2005.

MUNDO EDUCAÇÃO. **Calor específico.** Disponível em: <<http://mundoeducacao.bol.uol.com.br/fisica/calor-especifico.htm>>. Acesso em: 13 mai. 2018.

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

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

SCHLEICH, J. -B. Properties of the materials. In: Implementation of Eurocodes: Design of buildings for the fire situation: Handbook 5. Luxemburg. Leonardo da Vinci Pilot Project, 2005.

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

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

SILVA, V. P; FAKURY, R. H. **Normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio.** NUTAU'2000 – Tecnologia e Desenvolvimento. São Paulo, 2000.

SILVA, V. P. **Considerações sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio.** Revista Incêndio nº46. São Paulo, 2007.

SILVA, V. P; **Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR 15200:2004.** IBRACON - Volume I, p.381 – 395 - São Paulo, 2008.

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

ANEXO A

Carga de incêndio específica por ocupação (IT 09, 2017).

Ocupação/Use	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Residencial	Alojamentos estudantis	A-3	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
	Pensionatos	A-3	300
Serviços de Hospedagem	Hotéis	B-1	500
	Motéis	B-1	500
	Apart-hotéis	B-2	300
Comercial varejista, loja	Açougue	C-1	40
	Antiguidades	C-2	700
	Aparelhos domésticos	C-1	300
	Armarinhos	C-1	300
	Armas	C-1	300
	Artigos de bijuteria, metal ou vidro	C-1	300
	Artigos de cera	C-2	2100
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-2	800
	Automóveis	C-1	200
	Bebidas destiladas	C-2	700
	Brinquedos	C-2	500
	Calçados	C-2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C-2	1000
	Ferragens	C-1	300
	Floricultura	C-1	80
	Galeria de quadros	C-1	200
	Livrarias	C-2	1000
	Lojas de departamento ou centro de compras (Shoppings)	C-2 / C-3	800
	Máquinas de costura ou de escritório	C-1	300
	Materiais fotográficos	C-1	300
	Móveis	C-2	400
	Papelarias	C-2	700
	Perfumarias	C-2	400
	Produtos têxteis	C-2	600
	Relojoarias	C-2	600
	Supermercados	C-2	400
Tapetes	C-2	800	

Ocupação/Uso	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Comercial varejista, loja	Tintas e vernizes	C-2	1000
	Verduras frescas	C-1	200
	Vinhos	C-1	200
	Vulcanização	C-2	1000
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Agências bancárias	D-2	300
	Agências de correios	D-1	400
	Centrais telefônicas	D-1	100
	Cabeleireiros	D-1	200
	Copiadora	D-1	400
	Encadernadoras	D-1	1000
	Escritórios	D-1	700
	Estúdios de rádio ou de televisão ou de fotografia	D-1	300
	Laboratórios químicos	D-4	500
	Laboratórios (outros)	D-4	300
	Lavanderias	D-3	300
	Oficinas elétricas	D-3	600
	Oficinas hidráulicas ou mecânicas	D-3	200
	Pinturas	D-3	500
	Processamentos de dados	D-1	400
Educacional e cultura física	Academias de ginástica e similares	E-3	300
	Pré-escolas e similares	E-5	300
	Creches e similares	E-5	300
	Escolas em geral	E-1 / E-2 / E-4 / E-6	300
Locais de reunião de público	Bibliotecas	F-1	2000
	Cinemas, teatros e similares	F-5	600
	Circos e assemelhados	F-7	500
	Centros esportivos e de exibição	F-3	150
	Clubes sociais, boates e similares	F-6	600
	Estações e terminais de passageiros	F-4	200
	Exposições	F-10	Levantamento de carga de incêndio, conforme IT 09 (2017).
	Igrejas e templos	F-2	200
	Museus	F-1	300
	Restaurantes	F-8	300
Serviços automotivos e assemelhados	Estacionamentos	G-1 / G-2	200
	Oficinas de conserto de veículos e manutenção	G-4	300

Ocupação/Usos	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Serviços automotivos e assemelhados	Postos de abastecimento (tanques enterrados)	G-3	300
	Hangares	G-5	200
Serviços de saúde e institucionais	Asilos	H-2	350
	Clínicas e consultórios médicos e odontológicos	H-6	200
	Hospitais em geral	H-1 / H-3	300
	Presídios e similares	H-5	100
	Quartéis e similares	H-4	450
Industrial	Aparelhos eletroeletrônicos, fotográficos, ópticos	I-2	400
	Acessórios para automóveis	I-1	300
	Acetileno	I-2	700
	Alimentação	I-2	800
	Artigos de borracha, cortiça, couro, feltro, espuma	I-2	600
	Artigos de argila, cerâmica ou porcelanas	I-1	200
	Artigos de bijuteria	I-1	200
	Artigos de cera	I-2	1000
	Artigos de gesso	I-1	80
	Artigos de mármore	I-1	40
	Artigos de peles	I-2	500
	Artigos de plásticos em geral	I-2	1000
	Artigos de tabaco	I-1	200
	Artigos de vidro	I-1	80
	Automotiva e autopeças (exceto pintura)	I-1	300
	Automotiva e autopeças pintura)	I-2	500
	Aviões	I-2	600
	Balanças	I-1	300
	Baterias	I-2	800
	Bebidas destiladas	I-2	500
	Bebidas não alcoólicas	I-1	80
	Bicicletas	I-1	200
	Brinquedos	I-2	500
	Café (inclusive torrefação)	I-2	400
	Caixotes, barris ou pallets de madeira	I-2	1000
	Calçados	I-2	600
	Carpintarias e marcenarias	I-2	800
	Cera de polimento	I-3	2000
Cerâmica	I-1	200	

Ocupação/Us	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Industrial	Cereais	I-3	1700
	Cervejarias	I-1	80
	Chapas de aglomerado ou compensado	I-1	300
	Chocolate	I-2	400
	Cimento	I-1	40
	Cobertores, tapetes	I-2	600
	Colas	I-2	800
	Colchões (exceto espuma)	I-2	500
	Condimentos, conservas	I-1	40
	Confeitarias	I-2	400
	Congelados	I-2	800
	Couro sintético	I-2	1000
	Defumados	I-1	200
	Discos de música	I-2	600
	Doces	I-2	800
	Espumas	I-3	3000
	Farinhas	I-3	2000
	Feltros	I-2	600
	Fermentos	I-2	800
	Fiações	I-2	600
	Fibras sintéticas	I-1	300
	Fios elétricos	I-1	300
	Flores artificiais	I-1	300
	Fornos de secagem com grade de madeira	I-2	1000
	Forragem	I-3	2000
	Fundições de metal	I-1	40
	Galpões de secagem com grade de madeira	I-2	400
	Geladeiras	I-2	1000
	Gelatinas	I-2	800
	Gesso	I-1	80
	Gorduras comestíveis	I-2	1000
	Gráficas (empacotamento)	I-3	2000
	Gráficas (produção)	I-2	400
	Guarda-chuvas	I-1	300
	Instrumentos musicais	I-2	600
	Janelas e portas de madeira	I-2	800
	Jóias	I-1	200
	Laboratórios farmacêuticos	I-1	300

Ocupação/Uso	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Industrial	Laboratórios químicos	I-2	500
	Lápis	I-2	600
	Lâmpadas	I-1	40
	Laticínios	I-1	200
	Malharias	I-1	300
	Máquinas de lavar de costura ou de escritório	I-1	300
	Massas alimentícias	I-2	1000
	Mastiques	I-2	1000
	Materiais sintéticos ou plásticos	I-3	2000
	Metalurgia	I-1	200
	Montagens de automóveis	I-1	300
	Motocicletas	I-1	300
	Motores elétricos	I-1	300
	Móveis	I-2	600
	Óleos comestíveis	I-2	1000
	Padarias	I-2	1000
	Papéis (acabamento)	I-2	500
	Papéis (preparo da celulose)	I-1	80
	Papéis (procedimento)	I-2	800
	Papelões betuminados	I-3	2000
	Papelões ondulados	I-2	800
	Pedras	I-1	40
	Perfumes	I-1	300
	Pneus	I-2	700
	Produtos adesivos	I-2	1000
	Produtos de adubo químico	I-1	200
	Produtos alimentícios (expedição)	I-2	1000
	Produtos com ácido acético	I-1	200
	Produtos com ácido carbônico	I-1	40
	Produtos com ácido inorgânico	I-1	80
	Produtos com albumina	I-3	2000
	Produtos com alcatrão	I-2	800
	Produtos com amido	I-3	2000
	Produtos com soda	I-1	40
Produtos de limpeza	I-3	2000	
Produtos graxos	I-1	1000	
Produtos refratários	I-1	200	
Rações	I-3	2000	

Ocupação/Usos	Descrição	Divisão	Carga de Incêndio (q_{fi}) em MJ/m ²
Industrial	Relógios	I-1	300
	Resinas	I-3	3000
	Roupas	I-2	500
	Sabões	I-1	300
	Sacos de papel	I-2	800
	Sacos de juta	I-2	500
	Sorvetes	I-1	80
	Sucos de fruta	I-1	200
	Tapetes	I-2	600
	Têxteis em geral	I-2	700
	Tintas e solventes	I-3	4000
	Tintas látex	I-2	800
	Tintas não inflamáveis	I-1	200
	Transformadores	I-1	200
	Tratamento de madeira	I-3	3000
	Tratores	I-1	300
	Vagões	I-1	200
	Vassouras ou escovas	I-2	700
	Velas de cera	I-3	1300
	Vidros ou espelhos	I-1	200
Vinagres	I-1	80	
Demais usos	Demais atividades não enquadradas acima	Levantamento de carga de incêndio, conforme IT 09 (2017).	

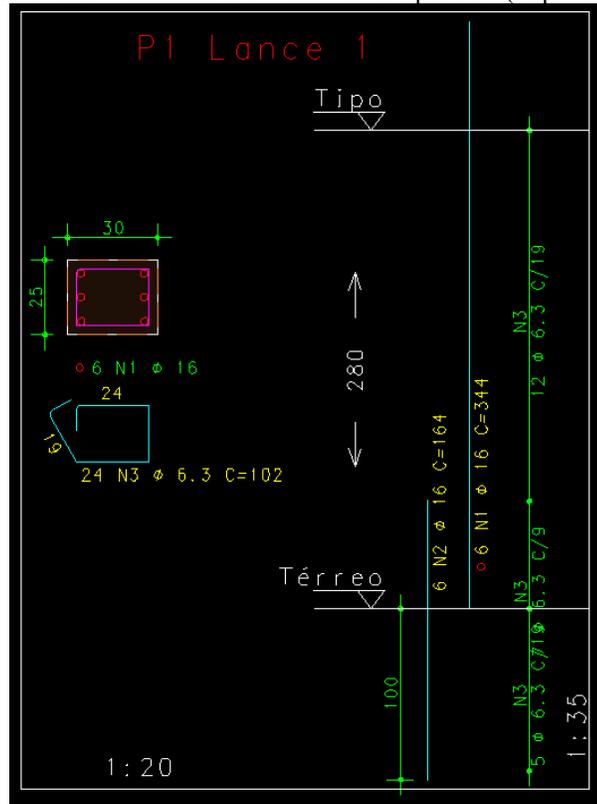
Fonte: IT 09, 2017.

ANEXO B

Exemplo de verificação da segurança estrutural em situação de incêndio em pilares pelo Método Analítico da ABNT NBR 15200:2012

Como exemplo da aplicação do Método Analítico, será verificado o pilar P1 (1º pavimento). A Figura B.1 apresenta o detalhamento da armadura deste pilar utilizando o TQS®.

Figura B.1 - Detalhamento da armadura do pilar P1 (1º pavimento).



Fonte: autor (2018).

Levando-se em consideração 67% da eficiência do revestimento de argamassa de cal e areia (15 mm), haverá um acréscimo de 10,05 mm no cálculo de c_1 . Desta forma, tem-se:

$$c_1 = \text{revestimento} + \text{cobrimento} + \varnothing_{\text{estribo}} + \frac{\varnothing_{\text{longitudinal}}}{2} = 10,05 + 30 + 6,3 + \frac{16}{2}$$

$$c_1 = 54,35 \text{ mm.}$$

Como $h = 300 \text{ mm} \leq 1,5 \times 250 \text{ mm} = 375 \text{ mm}$, tem-se $b' = 2 \times \frac{A_c}{b+h} = 2 \times \frac{75000}{250+300} = 272,7 \text{ mm}$.

A Tabela B.1 apresenta dados importantes referente ao pilar verificado.

Tabela B.1 - Dados do pilar P1 (1º pavimento).

As/Ac	c1 (mm)	b' (mm)	e (mm)	lef,fi (m)	NSd,fi (tf)	NRd (tf)	n
0,016	54,35	272,7	14	2,8	53,2	123,1	6

O primeiro passo é verificar as limitações para utilização do método:

- $\frac{A_s}{A_c} = 0,016 \leq 0,040 \quad OK$
- $25 \text{ mm} \leq c_1 = 54,35 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm} \quad OK$
- $b' = 272,7 \text{ mm} \geq 190 \text{ mm} \quad OK$
- $e = 14 \text{ mm} \leq 0,15 \times 250 \text{ mm} = 37,5 \text{ mm} \quad OK$
- $l_{ef,fi} = 2,80 \text{ m} \leq 6 \text{ m} \quad OK$

Como todas as limitações foram respeitadas, é possível utilizar o Método Analítico. Abaixo está demonstrado os cálculos necessários para encontrar o TRF deste pilar.

- $\mu_{fi} = \frac{53,2}{123,1} = 0,4322$
- $R_\mu = 83 \times (1 - 0,4322) = 47,13$
- $R_a = 1,60 \times (54,35 - 30) = 38,96$
- $R_l = 9,60 \times (5 - 2,8) = 21,12$
- $R_b = 0,09 \times 272,7 = 24,54$
- $R_n = 12$

Logo, o tempo de resistência ao fogo (TRF) deste pilar é:

$$TRF = 120 \left(\frac{47,13+38,96+21,12+24,54+12}{120} \right)^{1,8} = 166 \text{ minutos}$$

Como $TRF = 166 \text{ minutos} > TRRF = 60 \text{ minutos}$, é possível dizer que este pilar passou na verificação da segurança estrutural em situação de incêndio.

A título de comparação, a Figura B.2 mostra o resultado encontrado pelo TQS[®] na verificação da segurança estrutural deste pilar em situação de incêndio, pelo Método Analítico, como exposto na seção 4.1.

Figura B.2 – Resultado da verificação em situação de incêndio do pilar P1 (1º pavimento), pelo TQS[®].

TRRF = 60 min.	
Vigas Pilares Lajes	
<input type="checkbox"/> P1	
Tipo	Pilar comum
NFE	---
NSdi	53.2
NRd	123.1
NSdi/NRd	0.43
b	250
c1	54
e	14
As/Ac	.016
w	---
ni	---
le	2.8
N. barras	6
TRF	166
Passou	Sim