

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia – Departamento Engenharia de Estruturas
Programa de Pós-Graduação em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto
Armado e Aço

Camila Márcia Leão

**VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Belo Horizonte

2022

Camila Márcia Leão

**VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Orientador: Prof. Rodrigo Barreto Caldas

Belo Horizonte

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos dezoito dias do mês de julho de 2022, às 18:00 h min, o/a estudante **CAMILA MÁRCIA LEÃO**, matrícula 2020674178, defendeu o Trabalho intitulado "VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL" tendo obtido a média (100) .

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: 100 (cem)

Orientador(a): Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Nota: 100 (cem)

Examinador(a): Prof. Dr. Rafael Eclache Moreira de Camargo

Examinador(a): nome completo do examinador



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 01/08/2022, às 12:16, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



Documento assinado eletronicamente por **Rafael Eclache Moreira de Camargo, Usuário Externo**, em 29/08/2022, às 22:55, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1614482** e o código CRC **74F4D2CD**.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que me proporcionou esta pós graduação e me sustentou em todos os momentos, levando-me a perseverar mesmo diante das dificuldades;

Ao orientador Rodrigo Barreto Caldas, pela dedicação, ensinamentos e exemplo de profissionalismo.

Aos colegas da pós graduação (UFMG/2022), apesar de nos conhecermos apenas de forma remota, estiveram sempre presentes, auxiliando no aprendizado e crescimento profissional.

À Universidade Federal de Minas Gerais e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Estrutural pela oportunidade e concessão da bolsa de estudos. Era um sonho poder fazer parte do corpo docente do programa e poder aprender com professores tão conceituados.

RESUMO

As fatalidades decorrentes do colapso estrutural ocorridas em situações de incêndio, ressaltam a importância de se garantir que os elementos estruturais resistam a um tempo mínimo, para que possa ocorrer a saída das pessoas e o trabalho do corpo de bombeiros em segurança. Neste contexto, foi proposto neste trabalho apresentar o dimensionamento de um edifício residencial em concreto armado, seguindo as premissas da ABN NBR 6118:2014; e analisar de forma crítica o comportamento da estrutura em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

Palavras-chave: *Engenharia de Estruturas. Dimensionamento Estrutural. Resistência ao Fogo. Edifício Residencial.*

ABSTRACT

The fatalities resulting from the structural collapse that occurred in fire situations, emphasizes the importance of ensuring that the structural elements resist a minimum time, so that people can leave and the fire department can work safely. In this context, it was proposed in this work to present the design of a residential building in a reinforced concrete, following the premises of ABN NBR 6118:2014; and critically analyze the behavior of the structure in a fire situation according to ABNT NBR 15200:2012.

Keywords: Structural engineering. Structural design. Fire resistance. Residential buildings.

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	7
2.	OBJETIVO	8
3.	O INCÊNDIO	8
4.	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	14
4.1.	PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO	15
4.1.1.	Massa Específica	15
4.1.2.	Calor Específico	16
4.1.3.	Condutividade Térmica	17
4.1.4.	Alongamento Térmico	18
4.2.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	19
4.2.1.	Resistência à Compressão	19
4.2.2.	Resistência à Tração	20
4.2.3.	Módulo de Elasticidade.....	21
4.2.4.	Relação Tensão-deformação.....	21
4.3.	PROPRIEDADES TÉRMICAS DO AÇO	22
4.3.1.	Massa Específica	23
4.3.2.	Calor Específico	23
4.3.3.	Condutividade Térmica	23
4.3.4.	Alongamento Térmico	24
4.4.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO	24
4.4.1.	Resistência à Tração	24
4.4.2.	Módulo de Elasticidade.....	26
4.4.3.	Relação Tensão-deformação.....	26
5.	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	28
6.	MÉTODO TABULAR	28
6.1.	REDUÇÃO DO C_1	29
6.2.	LAJES	30
6.3.	PILARES	32
6.4.	VIGAS.....	33
7.	ESTUDO PRÁTICO.....	35
7.1.	APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO	35
7.2.	ANÁLISE DAS LAJES.....	39
7.3.	ANÁLISE DOS PILARES.....	40
7.4.	ANÁLISE DAS VIGAS	41
7.5.	RESULTADOS	42
8.	CONCLUSÃO	43
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	45
10.	ANEXO 1	47
11.	ANEXO 2	51

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é amplamente utilizado nas construções por apresentar elevada resistência à compressão e, devido à armação, ter capacidade de sustentar os esforços de tração, permitindo vencer grandes vãos e grandes alturas, além de apresentar boa resistência ao fogo e ao tempo.

As estruturas de concreto quando expostas ao fogo sofrem redução da resistência e do módulo de elasticidade, e também estão sujeitas a alterações dos esforços solicitantes em consequência das restrições às deformações de origem térmica.

O calor provoca uma degradação no concreto que reage por meio de fissuração excessiva, aumento de porosidade e lascamentos (“*spalling*”). O lascamento é uma reação ao calor da macroestrutura do concreto endurecido, que ocorre durante os primeiros minutos de incêndio, sendo ele gradual ou de caráter imprevisível. A fissuração excessiva e o aumento de porosidade são uma reação ao calor da microestrutura do concreto, devido à heterogeneidade do material.

O Brasil já foi cenário de trágicos incêndios. Em 1972, o Edifício Andraus, na cidade de São Paulo, sofreu um incêndio que resultou em 352 vítimas, sendo 16 mortes e 336 feridos. Um tempo depois, em 1974, o incêndio no Edifício Joelma, também na cidade de São Paulo, deixou 179 mortos e 320 feridos. A falta de fiscalização, imprudência e as más condições de segurança ocasionaram na morte de 242 pessoas na boate Kiss em 2013, na cidade de Santa Catarina. O incêndio foi considerado a segunda maior tragédia no Brasil em número de vítimas em um incêndio, sendo superado apenas pela tragédia do Gran Circus Norte-Americano, ocorrido em 1961, em Niterói, que vitimou 503 pessoas.

Após essas tragédias, percebeu-se a necessidade de melhorar as normas vigentes no país, uma vez que o Instituto de Engenharia de São Paulo produziu um relatório que evidenciava que o Edifício Joelma seguia as normas vigentes até então. O objetivo das regulamentações modernas de segurança contra incêndio é proteger a vida e evitar que os incêndios, caso se iniciem, não se propaguem para fora de um compartimento do edifício. A segurança à vida depende da rápida desocupação do ambiente em chamas, pois a principal

causa de óbitos em incêndios é a exposição à fumaça que ocorre nos primeiros momentos do sinistro.

Portanto, é essencial verificar as estruturas submetidas às temperaturas elevadas. Além disso, esse tema se firma pelo intuito de colaborar com o desenvolvimento da área no país, já que o estudo do comportamento das estruturas de concreto armado em situação de incêndio ainda é pouco difundido. Em busca de soluções para minimizar a ocorrência de incêndios e facilitar a reparação dos danos ocorridos, torna-se cada vez mais importante estudar e aplicar as normas em estudos de casos, para se criar uma base de informações que possam nortear trabalho futuros e para a divulgação dos métodos existentes.

2. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é apresentar o dimensionamento de um edifício residencial em concreto armado, seguindo as premissas da ABN NBR 6118:2014 e analisar de forma crítica o comportamento da estrutura em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 15200:2012. Pretende-se também, por meio dos resultados apresentados, enfatizar a importância desta análise em edificações, que por obrigação, têm que apresentar um projeto de combate ao incêndio, a fim de garantir a segurança dos usuários e minimizar as perdas materiais. O trabalho tem como meta promover e contribuir com conceitos e informações para estudos futuros na área da Construção Civil.

3. O INCÊNDIO

O principal objetivo do dimensionamento de estruturas em situação de incêndio é minimizar os riscos de colapso a fim de assegurar que as estruturas resistam até o momento em que as pessoas abandonem, em segurança, o local onde ocorre o sinistro (ALBUQUERQUE, 2012).

A propagação do fogo acontece por meio do fluxo de calor que ocorrem nas estruturas através de mecanismos de convecção, radiação, condução e projeção do fogo (SILVA, 2018).

Condução é a transferência de calor no interior da estrutura, transmitindo o calor de molécula a molécula no interior da peça de concreto.

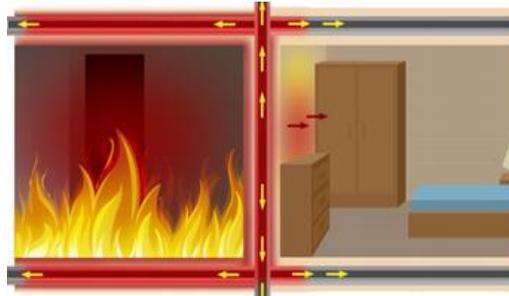


Figura 1 - Propagação de incêndio por condução (MARCONDES, 2020)

Radiação é calor propagado por ondas de um corpo em alta temperatura para outro em temperatura mais baixa. Em um compartimento, o calor se propaga através de ondas causadas pela diferença de temperatura entre elementos estruturais de um mesmo ambiente em chamas.

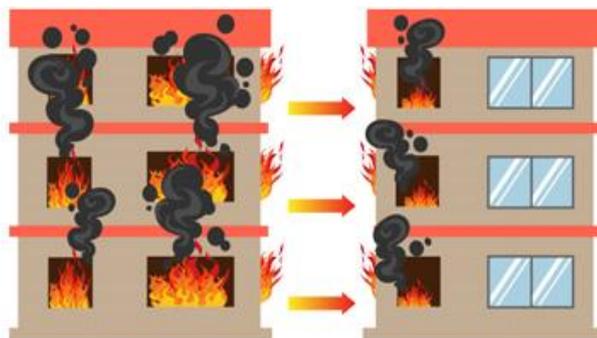


Figura 2 - Propagação de incêndio por radiação (MARCONDES, 2020)

Convecção é o processo no qual o calor flui, envolvendo movimentação de fluidos, ocasionado pela diferença de densidades entre os gases com diferentes temperaturas no ambiente em chamas. Esse movimento é responsável por transferir calor para os elementos estruturais no compartimento.

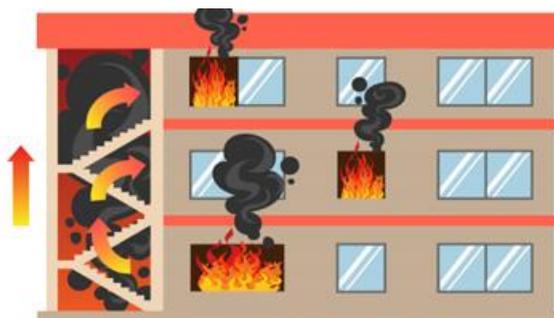


Figura 3 - Propagação de incêndio por convecção (MARCONDES, 2020)

Projeção é o deslocamento ou queda de objetos em combustão, podendo provocar outro foco de incêndio.



Figura 4 - Propagação de incêndio por projeção (CALDAS, 2021)

A curva real de incêndio apresenta um trecho inicial marcado pelo início do incêndio, onde o crescimento da temperatura acontece de forma gradual. Essa fase, denominada pré-flashover, não apresenta risco à estrutura, porém, a formação de gases tóxicos gerados pela combustão dos materiais pode apresentar riscos à vida humana. Nesta fase, os gases se acumulam na parte superior do compartimento, definindo com as aberturas do ambiente, duas zonas: uma zona superior de ar quente e uma zona inferior de ar fresco. A divisão entre essas duas zonas é chamada de plano neutro, acima do qual os gases fluem para fora do compartimento e abaixo do qual o ar fresco entra no compartimento. Os meios de proteção ativa são de extrema importância nessa fase, pois permitem a rápida detecção do incêndio, ações iniciais de combate ao incêndio e a desocupação do edifício por parte dos usuários. Sistema de alerta manual de incêndio, chuveiros automáticos, sistema de iluminação de emergência, hidrantes, e extintores são exemplos de meios de proteção ativa (SOUSA e SILVA, 2015).

Com a continuação do incêndio haverá um instante de inflamação generalizada, conhecido como flashover, onde toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição. A partir deste momento, ocorre uma rápida elevação da temperatura até que se atinja a temperatura máxima do incêndio. Nesta fase, os meios de proteção passiva são efetivos para

assegurarem ações de resgate e combate ao incêndio, para garantir o confinamento do incêndio e para evitar o colapso da estrutura devido à perda de resistência dos elementos estruturais (SOUSA e SILVA, 2015).

Inicia-se então a fase do pós-flashover. É o momento em que há um aumento súbito no crescimento da temperatura e todo o material combustível presente no compartimento entra em combustão. A temperatura dos gases quentes é superior a 300°C e de crescimento veloz até atingir o pico da curva, corresponde à temperatura máxima do incêndio (SOUSA e SILVA, 2015).

No resfriamento há uma redução gradativa da temperatura dos gases e do ambiente, após a completa extinção do material combustível presente no ambiente. Devido à inércia térmica, a temperatura no elemento estrutural continuará a aumentar por alguns minutos durante o período de resfriamento, havendo assim, um pequeno “atraso” no início do resfriamento da estrutura (COSTA, 2008).

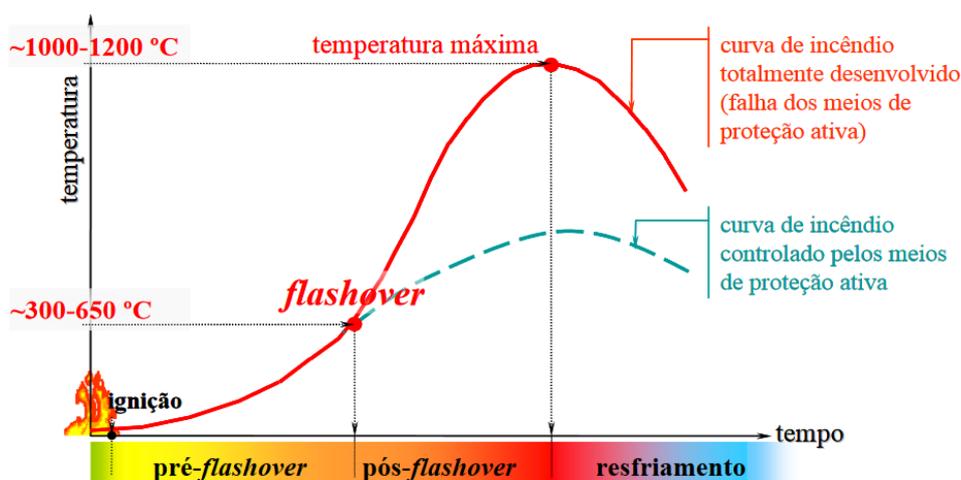


Figura 5 - Principais estágios de um incêndio real (COSTA, 2008)

Como a determinação da curva real de incêndio depende das características do local a ser analisado, convencionou-se adotar um modelo simplificado para a determinação da curva temperatura-tempo, denominada como curva de incêndio-padrão, padronizada por curvas nominais. Sua principal característica é considerar a temperatura sempre crescente com o tempo, diferente da curva de incêndio real que apresenta um trecho ascendente (aquecimento) e um trecho descendente (resfriamento) (SOUSA e SILVA, 2015).

Curvas nominais são termos genéricos usados para qualificar incêndios padronizados, representados por uma equação simples ou tabelas, de aplicação direta e generalizada a qualquer compartimento, independente do cenário do incêndio. As mais conhecidas são: a curva-padrão para incêndios de materiais celulósicos, a curva “H” para incêndios de hidrocarbonetos e curva de incêndio externo para estruturas localizadas fora do compartimento incendiado, mas que sofrem a ação do incêndio através de aberturas (COSTA,2008).

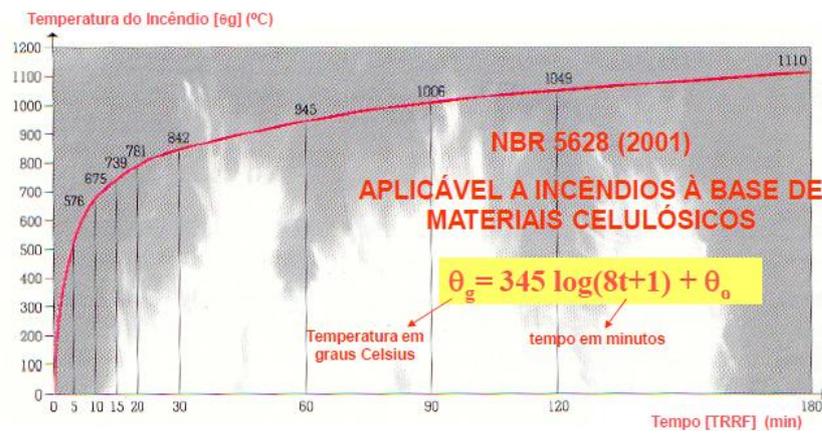


Figura 6 - Curva do incêndio-padrão (CALDAS, 2021)

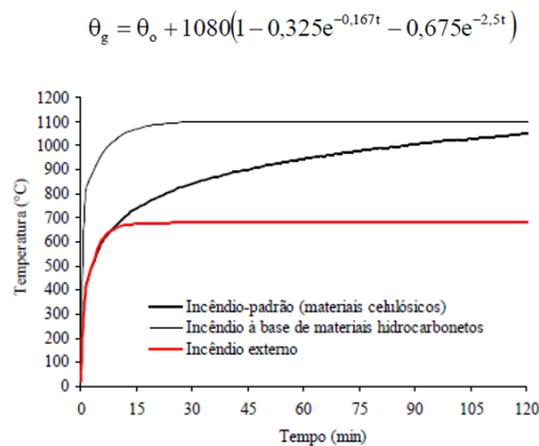


Figura 7 - Curva para Hidrocarbonetos (CALDAS, 2021)

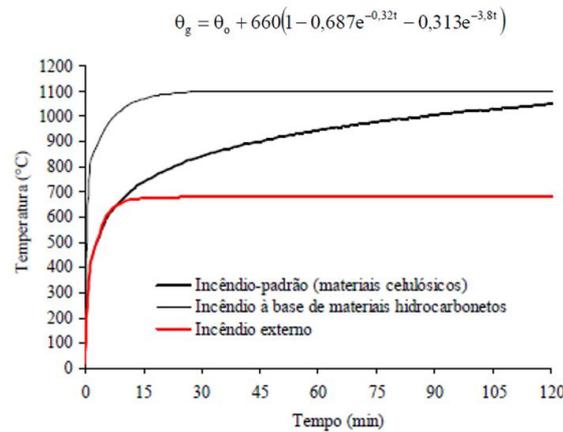


Figura 8 - Curva para incêndio externo (CALDAS, 2021)

Onde:

θ_g - é a temperatura dos gases no incêndio;

θ_o - é a temperatura ambiente antes do aquecimento tomada como igual a 20° C;

t - é o tempo de exposição ao incêndio em minutos.

Segundo Albuquerque (2012) à essas curvas de incêndio-padrão, foram associados tempos fictícios que são utilizados como parâmetros para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Conhecido como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), esse tempo consiste no tempo mínimo que vigas, laje e pilares devem resistir quando submetidos a esse modelo de aquecimento (ABNT NBR 14432:2001). O valor atribuído ao TRRF é dado em função do risco de incêndio, sendo que na avaliação do risco deve ser considerado tanto a probabilidade de ocorrência do sinistro, quanto suas consequências. A ANBT NBR 14432:2001 dispõe de dois quadros para a verificação do TRRF, sendo que o Quadro 1 estabelece o TRRF em função do tipo de ocupação da edificação e o Quadro 2 classifica as edificações e áreas de risco em função da ocupação (ANEXO1). Já o TRF (Tempo de Resistência ao Fogo) é o tempo máximo que um elemento estrutural resiste ao fogo, assim, compreende o período de exposição ao incêndio até o instante do colapso. Dessa forma, para garantir a segurança, $TRF \geq TRRF$.

4. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O concreto armado possui bom desempenho na compressão e, pela solidariedade entre o aço e o concreto, pode ser considerado um material “homogêneo” à temperatura ambiente. Quando submetido a temperaturas superiores a 100 °C, o concreto armado perde essa característica de material “homogêneo” à medida que a temperatura cresce devido a transformações químicas, físicas e mineralógicas da sua matriz.

Para a análise de estruturas submetidas a elevadas temperaturas, deve-se conhecer as propriedades térmicas do material, em especial a massa específica, o calor específico, a condutividade térmica e a expansão térmica. Para a análise térmica da seção de elementos estruturais, as três primeiras são essenciais (COSTA, 2008). Além das propriedades térmicas, devem-se conhecer também as propriedades mecânicas do material, em especial as resistências à compressão e a tração, o módulo de elasticidade e as relações tensão-deformação. Em geral, os modelos matemáticos que representam as propriedades mecânicas dos materiais em função do aumento da temperatura são obtidos por meio de resultados experimentais ou modelagens numéricas (COSTA, 2008).

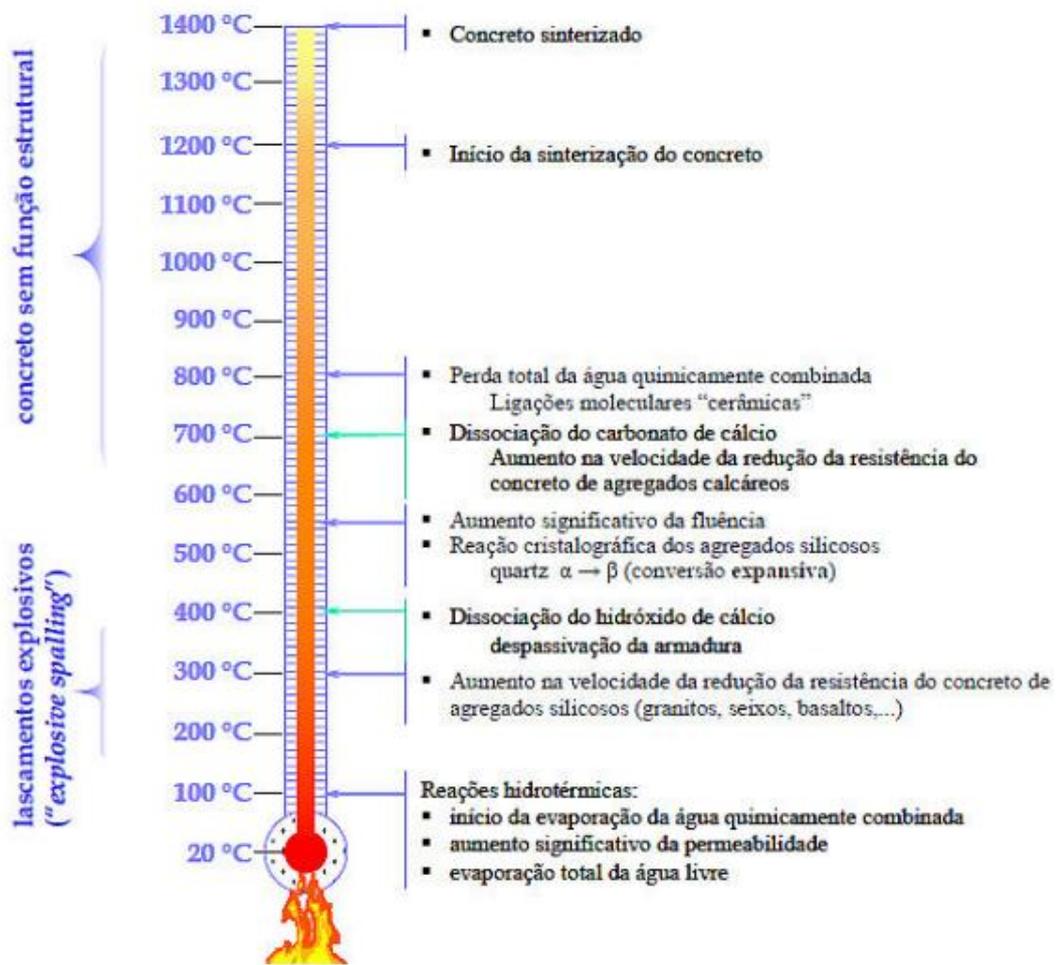


Figura 9 - Mudanças físico-químicas, decorrentes de temperatura elevada, em concreto endurecido, dosado com cimento Portland (COSTA, 2008)

4.1. PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

A seguir, serão apresentadas as propriedades térmicas do concreto conforme as prescrições da ABNT NBR 15200:2012.

4.1.1. Massa Específica

A elevação da temperatura durante um incêndio gera uma redução na massa específica do concreto. Isso ocorre primariamente pela evaporação da água livre e secundariamente pelo aumento do volume devido à expansão térmica decorrente das transformações mineralógicas.

A equação aplicável aos concretos de densidade normal com agregados silicosos ou calcários, para o intervalo de $20\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C}$ é dada a seguir.

Sendo,

ρ_c = massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente [kg/m³];

$\rho_{c,0}$ = massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura 0 [kg/m³].

$$\rho_{c,\theta} = \rho_c, \text{ se } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_c \left[1 - 0,02 \left(\frac{\theta - 115}{85} \right) \right], \text{ se } 115 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_c \left[0,98 - 0,03 \left(\frac{\theta - 200}{200} \right) \right], \text{ se } 200 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rho_{c,\theta} = \rho_c \left[0,95 - 0,07 \left(\frac{\theta - 400}{800} \right) \right], \text{ se } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

A ANBT NBR 6118:2014 determina que, em temperatura ambiente, o concreto simples tenha massa específica de 2400 kg/m³, enquanto que para o concreto armado esse valor seja igual a 2500 kg/m³. Como na análise térmica se modela apenas a massa do concreto, admite-se que $\rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) = 2400 \text{ kg/m}^3$.

4.1.2. Calor Específico

O calor específico do concreto perto dos 100 °C se eleva de forma súbita devido à evaporação da água livre. Esse pico é chamado de $c_{p,top}$, situando-se entre 100 °C e 115 °C. O valor do $c_{p,top}$ varia de acordo com a umidade do concreto.

$$c_{p,\theta} = 900, \text{ para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{p,\theta} = c_{p,top}, \text{ para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{p,\theta} = c_{p,top} - \left(\frac{c_{p,top} - 1000}{85} \right) (\theta - 115), \text{ para } 115 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{p,\theta} = 1000 + \left(\frac{\theta - 200}{2} \right), \text{ para } 200 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{p,\theta} = 1100, \text{ para } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Onde,

$c_{p,top} = 900$, para umidade de 0%, em peso;

$c_{p,top} = 1470$, para umidade de 1,5%, em peso;

$c_{p,top} = 2020$, para umidade de 3,0%, em peso;

$c_{p,top} = 2750$, para umidade de 4,0%, em peso;

$c_{p,top} = 5600$, para umidade de 10,0%, em peso;

Sendo,

$c_{p,0}$ = calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/kg °C];

$c_{p,top}$ = valor de pico do calor específico por unidade de massa do concreto em função da umidade de equilíbrio do concreto e da temperatura θ [J/kg °C].

Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcáreo ou silicoso pode ser modelado por um valor constante $c_{p,top}$, situado entre 100 °C e 115°C, com acréscimo linear entre 115°C e 200°C.

4.1.3. Condutividade Térmica

A condutividade térmica do concreto está diretamente relacionada às propriedades dos agregados e também à porosidade da pasta de cimento. A condutividade do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário pode ser determinada, para $20\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C}$, pelas equações a seguir. A primeira corresponde ao valor mínimo adequado às estruturas de concreto e a segunda corresponde ao valor máximo adequando às estruturas mistas de aço e concreto (ABNT NBR 15200:2012 e EUROCODE 4 – Parte 1,2).

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

$$\lambda = 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2$$

Onde:

λ = condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário [W/m °C];

θ = temperatura do concreto [°C].

O valor mínimo para a condutividade térmica do concreto, simplifcadamente, pode ser considerado constante e igual a 1,3 W/m °C.

4.1.4. Alongamento Térmico

O alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é calculado pela equação a seguir:

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \text{ para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3} \text{ para } 700 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

Onde:

l = comprimento da peça de concreto a 20 °C;

Δl = alongamento do elemento de concreto provocado pela variação de temperatura;

θ = temperatura do concreto [°C].

O alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado calcário é calculado pela equação a seguir:

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \text{ para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \times 10^{-3} \text{ para } 805 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Simplificadamente, a relação entre o alongamento da estrutura de concreto e a temperatura pode ser considerada constante e igual à:

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

4.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

A seguir, serão apresentadas as propriedades mecânicas do concreto conforme as prescrições da ABNT NBR 15200:2012.

4.2.1. Resistência à Compressão

A resistência à compressão do concreto diminui com o aumento da temperatura. Essa redução é estimada por meio do coeficiente $k_{c,0}$. O valor da resistência característica do concreto em altas temperaturas é dado pela equação a seguir:

$$f_{c,0} = k_{c,0} \times f_{ck}$$

Onde:

$f_{c,0}$ = resistência característica do concreto à compressão em situação normal;

$k_{c,0}$ = é o valor de redução da resistência à compressão do concreto na temperatura θ , conforme tabela a seguir:

Tabela 1- Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000kg/m^3 a 2000kg/m^3) preparados com agregados predominantemente silicosos (NBR 15200:2012).

<i>Temperatura do concreto</i> °C	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$
1	2
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

O fator de redução de resistência do concreto ($k_{c,\theta}$) decresce conforme ocorre o aumento de temperatura, tornando a resistência à compressão quando o concreto está sujeito a altas temperaturas ($f_{c,\theta}$) muito baixa, podendo chegar a zero em casos que a temperatura atinja valores superiores a 1200 °C.

4.2.2. Resistência à Tração

Assim como na temperatura ambiente, nas temperaturas elevadas a resistência à tração é comumente desprezada. Mas para situações em que ela deve ser considerada, pode-se adotá-la igual à tração em temperatura ambiente, caso a temperatura seja menor ou igual a 100°C. Para outras temperaturas, a resistência à tração pode ser estimada pela equação de acordo com a Eurocode 2:

$$f_{ct,0} = f_{ct} \text{ para } \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$f_{ct,0} = \left[1 - \frac{\theta - 100}{500} \right] f_{ct} \text{ para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

Onde,

$f_{ct,0}$ = resistência à tração do concreto em temperatura elevada θ ;

f_{ct} = resistência à tração do concreto em temperatura ambiente;

4.2.3. Módulo de Elasticidade

Com o aumento da temperatura, o módulo de elasticidade diminui. Essa redução é estimada por meio do coeficiente $k_{cE,\theta}$. O módulo de elasticidade do concreto submetido a altas temperaturas é dado pela equação fornecida pela Eurocode 2:

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} E_c$$

Onde:

$E_{c,\theta}$ = módulo de elasticidade do concreto em temperatura elevada θ ;

$k_{cE,\theta}$ = coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura θ , sendo $k_{cE,\theta} = k_{c,\theta}^2$;

E_c = módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente.

4.2.4. Relação Tensão-deformação

O diagrama de tensão-deformação do concreto em temperaturas elevadas, durante o aquecimento em situação de incêndio, apresenta um trecho ascendente dado pela equação a seguir:

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

Onde:

$\sigma_{c,\theta}$ = valor de tensão de compressão do concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

$f_{c,\theta}$ = valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

$\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ ;

$\epsilon_{c1,\theta}$ = deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ ;

$\epsilon_{cu,\theta}$ = deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme a Tabela 1.

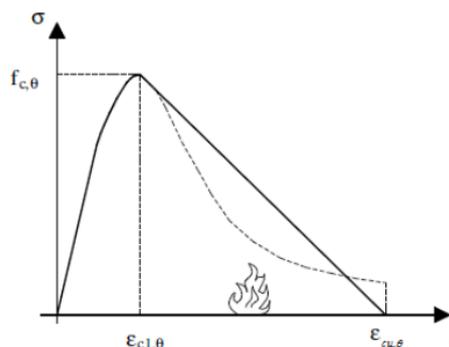


Figura 10 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto em elevadas temperaturas (adaptado de ABNT NBR 15200:2012)

Tabela 2 - Deformação específica do concreto em função da temperatura (SOUSA e SILVA, 2015)

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

4.3. PROPRIEDADES TÉRMICAS DO AÇO

A seguir, serão apresentadas as propriedades térmicas do aço conforme as prescrições da ABNT NBR 15200:2012.

4.3.1. Massa Específica

A massa específica do aço é considerada independente da temperatura, pois ele possui uma estrutura microcristalina bem definida e estável a altas temperaturas, com valor constante e igual a $\rho_s=7850\text{kg/m}^3$.

4.3.2. Calor Específico

O calor específico do aço pode ser determinado por meio da equação:

$$c_{a,\theta} = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta - 1,69 \times 10^{-3} \theta^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta^3 \text{ para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 666 - \left(\frac{13002}{\theta - 738} \right) \text{ para } 600 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 545 - \left(\frac{17820}{\theta - 731} \right) \text{ para } 735 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{a,\theta} = 650 \text{ para } 900 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Onde:

$c_{a,\theta}$ = calor específico por unidade de massa do aço em função da temperatura θ ;

Para modelos simples de cálculos, o valor específico do aço pode ser considerado independente da temperatura, constante e igual a $c_a = 600\text{J/kg/}^\circ\text{C}$.

4.3.3. Condutividade Térmica

Para cálculo da condutividade térmica do aço, o Eurocode 4 recomenda as equações:

$$\lambda_{a,\theta} = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta \text{ para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_{a,\theta} = 27,3 \text{ para } 800 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Onde:

$\lambda_{a,\theta}$ = condutividade térmica do aço em função da temperatura θ .

Para modelos simples de cálculos, a condutividade térmica do aço pode ser considerada independente da temperatura, constante e igual a $\lambda_{a,\theta} = 45 \text{ W/m/}^\circ\text{C}$.

4.3.4. Alongamento Térmico

O alongamento térmico do aço estrutural e de armaduras para concreto é calculado pelas equações:

$$\frac{\Delta l}{l} = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 11 \times 10^{-3} \text{ para } 750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \text{ para } 860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Onde:

l = comprimento do aço à temperatura de 20°C ;

Δl = alongamento do elemento de aço provocado pela temperatura;

θ = temperatura do elemento.

Para modelos simples, o alongamento térmico do aço pode ser simplificado por uma função linear:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta - 20) \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

4.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

4.4.1. Resistência à Tração

A resistência à tração do aço também diminui com o aumento da temperatura. Essa redução é estimada por meio do coeficiente $k_{s,\theta}$. Os valores da resistência característica do aço e da resistência de cálculo são dados pelas equações:

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk}$$

$$f_{yd,\theta} = f_{yk,\theta}$$

Onde:

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica do aço à tração à temperatura elevada θ ;

$k_{s,\theta}$ = coeficiente de redução da resistência à tração do aço em função da temperatura θ ;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração em temperatura ambiente;

$f_{yd,\theta}$ = resistência de cálculo do aço à tração em temperatura elevada θ .

O valor do coeficiente de redução da resistência à tração do aço em função da temperatura é informado na tabela abaixo:

Tabela 3 – Valores das relações $K_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva (ABNT NBT 15200:2012)

Temperatura do aço °C	$K_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Para o aço tracionado, admite-se que o mesmo atinja o patamar de escoamento em situação de incêndio para $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$. Para as armaduras comprimidas, deve-se compatibilizar a deformação do aço com a do concreto. Portanto, dificilmente o aço atingirá 2% e, desta forma, o redutor da tensão máxima atingida deve ser diferente. Assume-se, por simplicidade, que a tensão máxima é igual àquela correspondente à deformação plástica residual de 0,2%.

4.4.2. Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do aço também diminui com o aumento da temperatura. Essa redução é estimada por meio do coeficiente $k_{sE,\theta}$. O módulo de elasticidade do aço submetido a altas temperaturas é dado pela equação:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s$$

Onde:

$E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada θ ;

$k_{sE,\theta}$ = coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura θ ;

E_s = módulo de elasticidade do aço em situação normal.

Os valores do coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura θ são mencionados na Tabela 3.

4.4.3. Relação Tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação do aço em temperaturas elevadas pode ser construído conforma as equações a seguir:

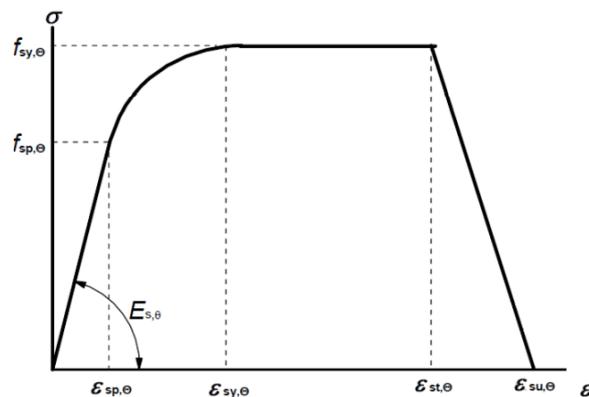


Figura 11 - Diagrama tensão-deformação do aço em temperaturas elevadas

$$\sigma_{s,\theta} = \epsilon_{s,\theta} E_{s,\theta} \text{ para } 0 \leq \epsilon_{s,\theta} < \epsilon_{p,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} \text{ para } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \text{ para } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] \text{ para } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \text{ para } \varepsilon_{s,\theta} > \varepsilon_{u,\theta}$$

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

$$b^2 = c(e_{v,\theta} - e_{p,\theta})E_{s,\theta} + c^2$$

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

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

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

$$f_{p,\theta} = k_{p,\theta} f_{yk}$$

Onde:

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica ao escoamento do aço na temperatura elevada θ ;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço a temperatura de 20°C;

$f_{p,\theta}$ = resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ ;

$k_{p,\theta}$ = redutor do limite de proporcionalidade;

$E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço na temperatura θ .

Os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para o aço CA-60, tem-se $\varepsilon_{t,\theta} = 5\%$ e $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$; para os aços CA-25 e CA-50 tem-se $\varepsilon_{st,\theta} = 15\%$ e $\varepsilon_{su,\theta} = 20\%$.

5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com ABNT NBR 15200:2012, as estruturas em concreto armado são dimensionadas à temperatura ambiente e, somente depois, dependendo de suas características e uso, são verificadas quanto à situação de incêndio. Essa verificação pode ser realizada pelos seguintes procedimentos:

- Método tabular;
- Método simplificado de cálculo;
- Método avançado de cálculo;
- Método experimental.

Neste trabalho, será detalhado o Método tabular, por ser o mais utilizado devido a sua simplicidade e praticidade.

6. MÉTODO TABULAR

O Método tabular é considerado um método simples e rápido para dimensionar estruturas em concreto armado em situação de incêndio, pois ele baseia-se no tipo de elemento estrutural e um conjunto de tabelas.

Este método fornece as dimensões mínimas das seções transversais de vigas e pilares, espessuras mínimas de lajes e a distância entre o eixo das armaduras e a face do concreto exposta ao fogo (C_1).

O método tabular é restrito às estruturas usuais de geometria tabelada. Estruturas cujas dimensões e formas não constem nas tabelas, requerem aproximações obtidas por interpolações dos dados, o que neste caso, podem gerar dados razoáveis e não econômicos, sendo assim necessário o uso do método simplificado de dimensionamento.

O método tabular tem como princípio de que a temperatura em um ponto da seção transversal do elemento estrutural, reduz quanto mais afastada estiver da face exposta do concreto. Assim, quanto maior for a seção transversal do elemento estrutural, menor será a temperatura no seu núcleo, e quanto maior for o cobrimento, menor será a temperatura nas armaduras (COSTA e SILVA, 2002).

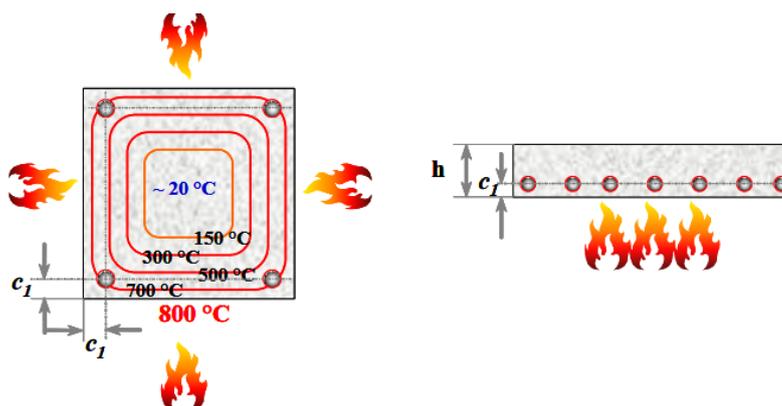


Figura 12 - Posição das armaduras em relação a face exposta ao fogo (COSTA, 2008)

Ensaaios demonstram que em situação de incêndio os elementos de concreto se rompem por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Por isso, considera-se apenas as armaduras longitudinais no método tabular.

6.1. REDUÇÃO DO C_1

Os valores de C_1 nas tabelas abaixo, foram determinados considerando-se:

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

Onde:

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

S_d = é o valor dos esforços solicitantes em situação normal;

$A_{s,calc}$ = área de armadura calculada conforme a NBR 6118:2014;

$A_{s,ef}$ = área de armação efetiva.

Nas combinações excepcionais, onde a combinação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7, isto é, a relação $S_{d,fi}/S_d = 0,7$ se torna verdadeira nas tabelas a serem utilizadas.

Já a relação $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 1,0$ raramente é obedecida, visto que é comum em projetos estruturais se utilizar um valor maior da área de armadura de fato instalada ($A_{s,ef}$) em relação à área de armadura calculada conforme a NBR 6118:2014 ($A_{s,calc}$), obtendo-se um valor menor

que 1,0 da relação $A_{s,calc}/A_{s,ef}$. A NBR 15200:2012 permite a redução de C_1 conforme a seguinte equação:

$$\Delta C_1 = 24,5 - 35 * \frac{S_{d,fi}}{S_d} * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Onde:

ΔC_1 = redução do cobrimento C_1 em mm;

A equação é válida somente quando $0,4 \leq S_{d,fi}/S_d \leq 0,7$ e $0,7 \leq A_{s,calc}/A_{s,ef} \leq 1,0$.

Quando $S_{d,fi}/S_d < 0,4$, adota-se $S_{d,fi}/S_d = 0,4$, e quando $A_{s,calc}/A_{s,ef} < 0,7$ adota-se $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 0,7$.

6.2. LAJES

Para a verificação de lajes em situação de incêndio, são utilizadas as tabelas a seguir, que fornecem as espessuras mínimas para lajes e capas de lajes nervuradas com aquecimento na face inferior, tal como o valor de C_1 das armaduras inferiores, ambos em função do TRRF. Os valores de h indicados nas tabelas são o mínimo para garantir a função corta-fogo. Caso não haja essa exigência, a espessura das lajes poderá ser calculada à temperatura ambiente, conforme a NBR 6118:2014.

Tabela 4 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas^c (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	h ^a mm	C ₁ (mm)		
		Laje armada em duas direções ^b		Laje armada em uma direção I _y /I _x > 2
		I _y /I _x ≤ 1,05	1,5 ≤ $\frac{I_y}{I_x}$ ≤ 2	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

^a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

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

^c Os valores de C_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 5 - Dimensões mínimas para lajes contínuas ^c (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	h ^a mm	C ₁ ^b mm
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

^a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.
^b Válido para lajes armadas em uma ou duas direções.
^c Os valores de C₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 6 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelos ^a (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	h mm	C ₁ mm
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

^a Os valores de C₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 7 - Dimensões mínimas para lajes nervuras simplesmente apoiadas ^c (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	Nervuras Combinações de b _{min} /C ₁ ^a mm/mm			Capa ^b h/C ₁ mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

^a b_{min} corresponde à largura da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.
^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.
^c Os valores de C₁ indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C₁ para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 8 - Dimensões mínimas para lajes nervuras contínuas em pelo menos uma das bordas ^c (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	Nervuras Combinações de b _{min} /C ₁ ^a mm/mm			Capa ^b h/C ₁ mm/mm
	1	2	3	
30	80/10			60/10

60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50		150/30

^a b_{\min} corresponde à largura da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.

^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.

^c Os valores de C_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção ^a (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	Nervuras Combinações de b_{\min}/C_1 mm/mm	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/55	220/50
180	220/80	

^a Os valores de C_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

6.3. PILARES

Para o dimensionamento de pilares pelo Método tabular é necessário analisar o TRRF da edificação e avaliar na tabela a seguir as dimensões mínimas para a seção transversal e os valores mínimos de C_1 para pilares com uma face exposta ao fogo e pilares-parede em função do TRRF. No caso de pilares com mais de uma face exposta ao fogo, pode-se empregar o método analítico.

Tabela 10 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	Combinações de b_{\min}/C_1 mm/mm
30	155/25
60	155/25
90	155/25

120	175/35
180	230/55

6.4. VIGAS

No dimensionamento de vigas pelo método tabular, considera-se apenas as armaduras longitudinais, uma vez que ensaios realizados demonstraram que o rompimento das estruturas em concreto expostas ao fogo ocorre normalmente por flexão ou flexo-compressão (SOUSA e SILVA, 2015).

Como há concentração de temperatura junto à borda da face externa das vigas, no caso de vigas com apenas uma camada de armadura e largura inferior ao b_{\min} indicado nas tabelas, o valor de C_{1l} no fundo das vigas deve ser 10mm maior que o C_1 indicado.

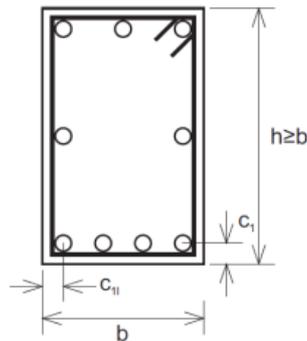


Figura 13 - Distâncias C_1 e C_{1l} (ABNT NBT 15200:2012)

Alternativamente, para se manter os mesmos cobrimentos na face inferior e na face lateral, deve-se:

- Para concreto armado, adotar um diâmetro imediatamente superior para as barras de canto.

Tabela 11- Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (ABNT NBT 15200:2012)

TRRF min	Combinações de b_{\min}/C_1 mm/mm				$B_{w\min}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80

60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

^a Os valores de C_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

Tabela 12 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos (ABNT NBT 15200:2012)

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

^a Os valores de C_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de C_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10mm para barras e 15mm para fios e cordoalhas.

A ABNT NBR 15200:2012 estabelece que, para vigas contínuas com $TRRF \geq 90$ min., a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 l_{ef}$ não pode ser menor do que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \times (1 - 2,5 x/l_{ef})$$

Onde:

x = é a distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada;

$A_{s,cal}(x)$ = é a mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distancia “x”;

$A_{s,calc}(0)$ = é a distância de armaduras negativas calculadas conforma a ABNT NBR 6118;

l_{ef} = é o comprimento efetivo do vão da viga determinado conforme ABNT NBR 6118.

Quando as barras das armaduras forem dispostas em camadas, a distância média à face do concreto (C_{1m}) deve respeitar o valor $C_{1\min}$ tabelado. O valor de C_{1m} deve sempre ser o menor entre os seguintes valores:

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} + \frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}}$$

Onde:

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

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

7. ESTUDO PRÁTICO

Neste item será realizada a análise de três estruturas de um edifício residencial para a situação de incêndio, isto é, as vigas, pilares e lajes em concreto armado. O objetivo é analisar de forma crítica o comportamento das estruturas em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 15200:2012. O edifício escolhido para estudo fez parte da disciplina “Cálculo e dimensionamento de um edifício em concreto armado”, da turma da especialização em Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais no ano de 2021. Na disciplina todo o dimensionamento em temperatura ambiente foi realizado de forma manual e se o uso de softwares, assim como na verificação em situação de incêndio.

7.1. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO

O empreendimento a ser analisado é uma edificação residencial composta por 3 pavimentos tipos, sendo dois apartamentos por pavimento. O primeiro pavimento (térreo) é destinado a garagem coberta. Sobre a quarta laje (forro), se apoia o telhado com telhas de fibrocimento. A altura máxima do edifício é de 11,80m e a projeção do prédio em planta é de 7,4m x 24,00 m, conforme mostrado nas figuras abaixo.

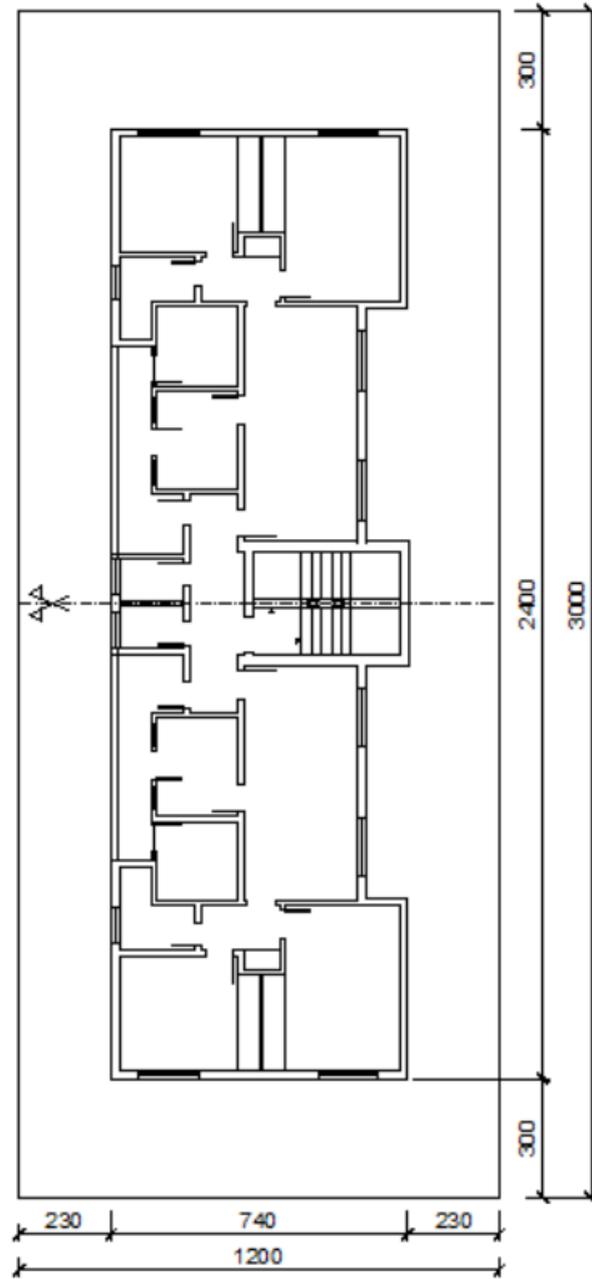


Figura 14 - Planta do pavimento tipo

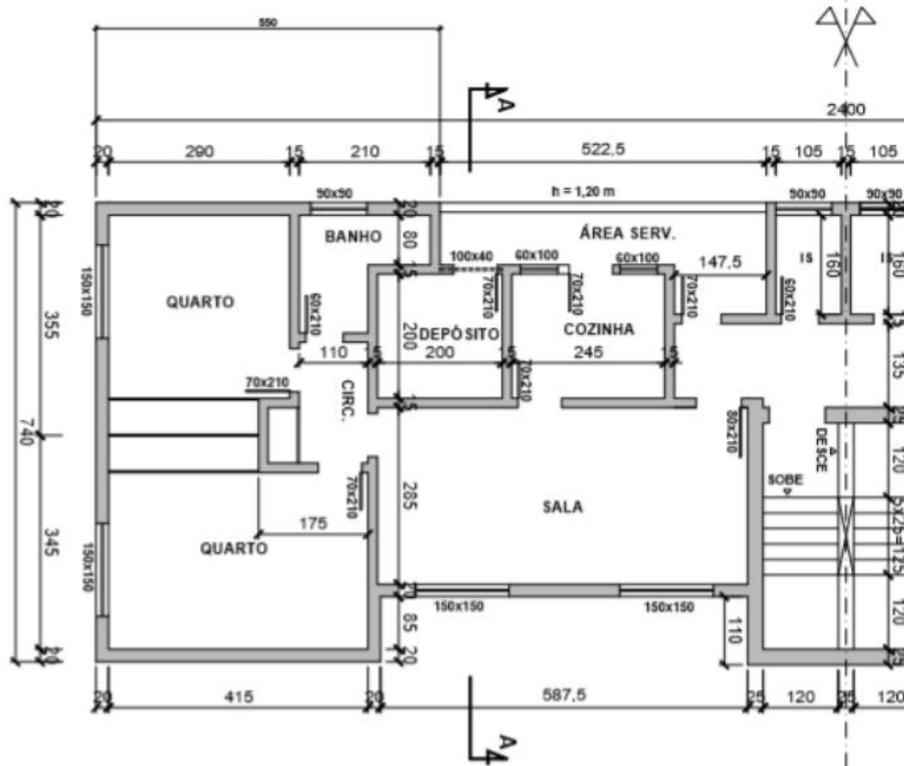


Figura 15 - Planta de um apartamento do andar

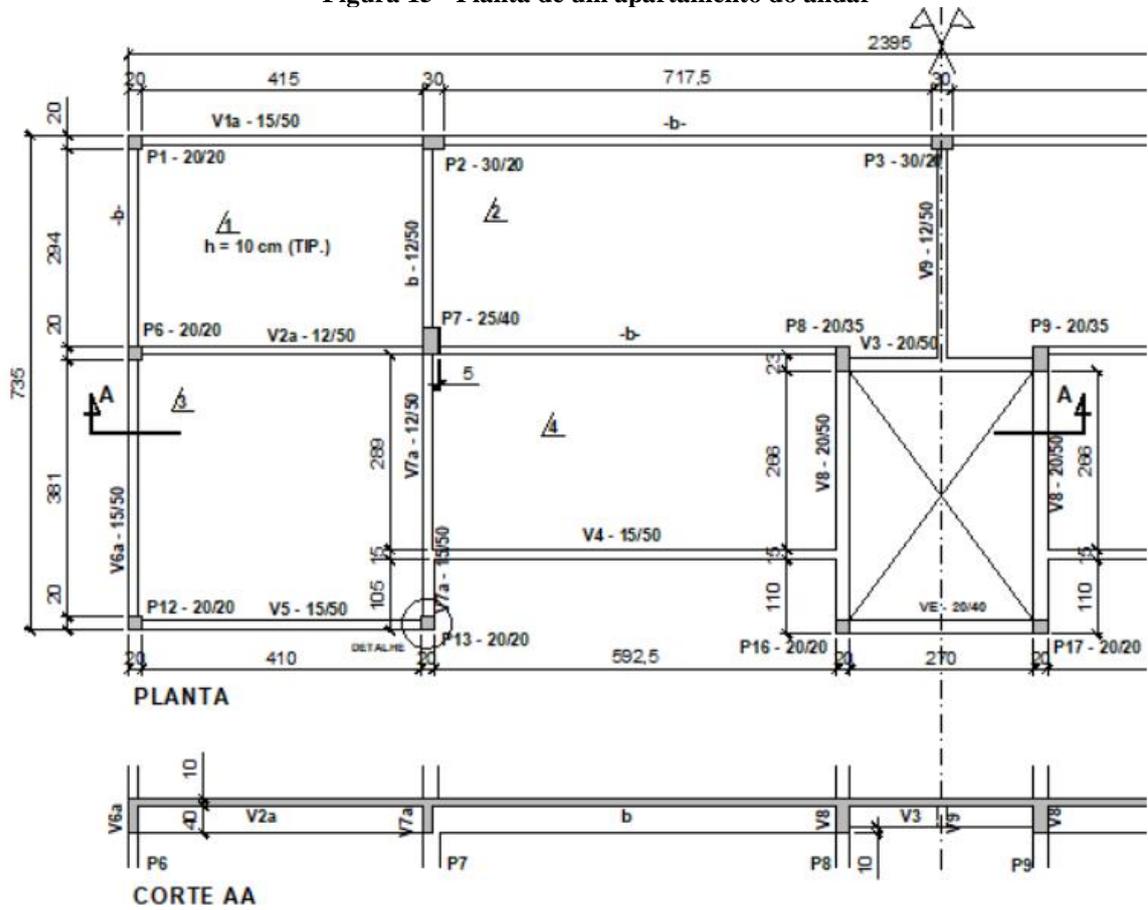


Figura 16 - Fôrma do pavimento tipo - Planta e corte

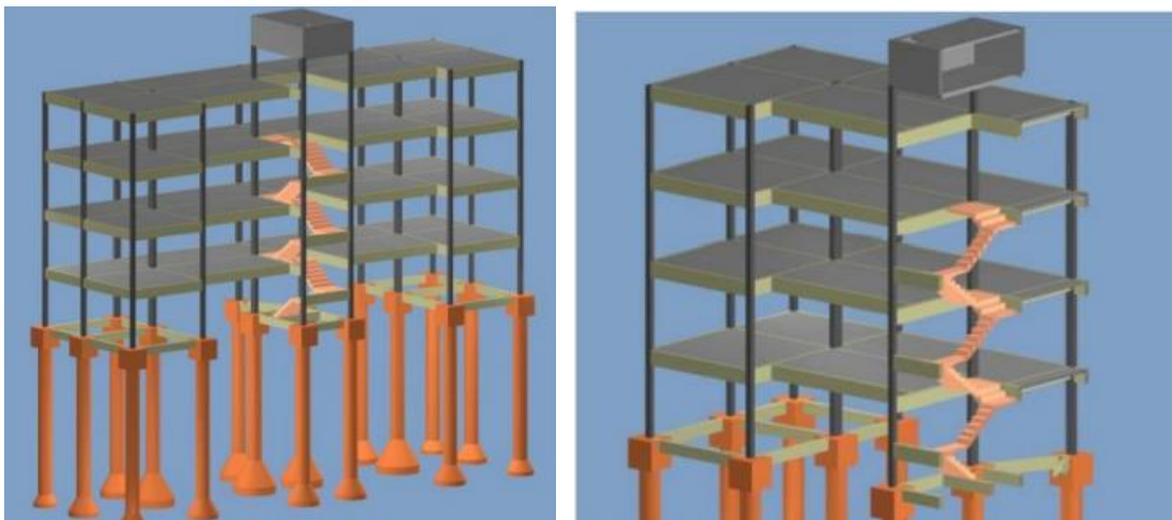


Figura 17 - Modelagem computacional do edifício

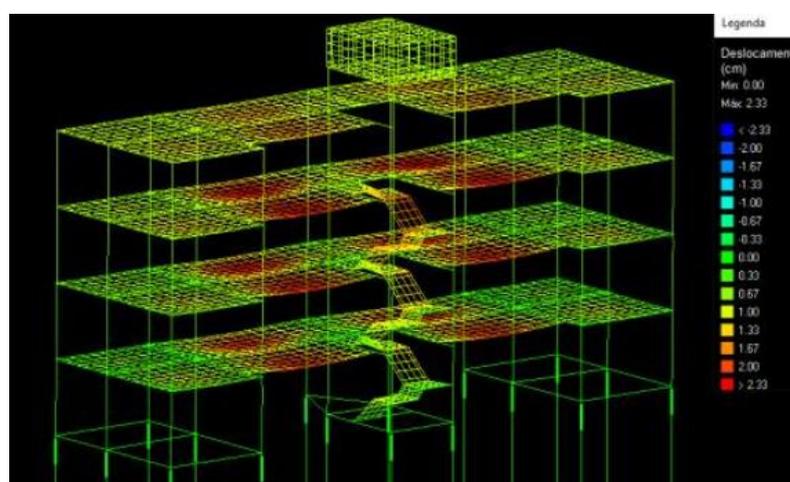


Figura 148 - Modelagem computacional do edifício

O pé direito livre é de 2,80m, as lajes possuem espessura de 10 cm e 5 cm para os revestimentos do piso e do teto de um mesmo pavimento, com isso a distância entre dois pisos de pavimentos é de 2,95m. A alvenaria adotada nesta edificação foi tijolos cerâmicos furados com espessura acabadas de 20 cm nas paredes externas e 15 cm nas paredes internas. O concreto possui f_{ck} de 25 MPa e o aço utilizado foi o CA 50.

Tendo como referência a ABNT NBR 14432:2000, de acordo com a ocupação e uso destinado à edificação ela é pertencente ao grupo A-2 (Habitação multifamiliar) e sendo a altura entre o último piso habitável e o nível de escape igual a 8,85m, ela é definida como Classe P₂, tendo um TRRF de 30 minutos.

7.2. ANÁLISE DAS LAJES

A seguir é apresentado em tabela as características e dimensões das lajes de um apartamento, dimensionadas conforme a ABNT NBR 6118:2014, em temperatura ambiente.

Tabela 13 - Características e dimensões das lajes

Laje	h (mm)	Cobrimento (mm)	Ø long. (mm)	C ₁ (mm)	Dimensões (m)		b/a	Tipo
					a	b		
1	100	20	5	22,5	3,13	4,34	1,4	Laje armada em duas direções
2	100	20	8	24	3,13	7,57	2,4	Laje armada em uma direção
3	100	20	5	22,5	4,08	4,34	1,1	Laje armada em duas direções
4	100	20	5	22,5	3,03	6,12	2,0	Laje armada em duas direções

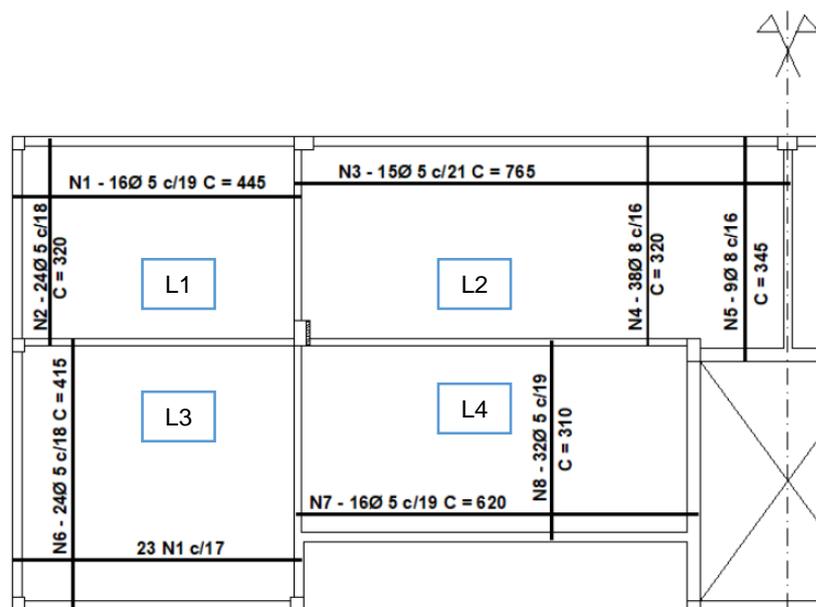


Figura 19 – Armação positiva das lajes em temperatura ambiente

Conforme a Tabela 4, para um TRRF de 30 minutos, todas as lajes em análise devem apresentar uma espessura mínima de 60 mm para garantir a função corta fogo. As lajes 1 e 3 ($b/a \leq 1,5$), a laje 2 ($b/a > 2,0$) e a laje 4 ($1,5 < b/a \leq 2,0$) devem apresentar um C₁ mínimo de 10 mm.

Com isso, pode-se observar que as lajes do edifício possuem função corta-fogo e resistência em situação de incêndio para um TRRF de 30 minutos.

Tendo todas as lajes espessura de 10cm, seria garantido a função corta-fogo até um TRRF de 90 minutos. Para um TRRF de 120 minutos, seria necessário que as lajes fossem dimensionadas com espessura mínima de 12cm.

As lajes 1 e 3, armadas em duas direções e cuja relação $b/a \leq 1,5$, possuem C_1 de 22,5mm que atenderia a um TRRF de até 120 minutos. A laje 2, armada em uma direção e cuja a relação $b/a > 2,0$, possui C_1 de 24mm, sendo segura até um TRRF de 60 minutos. Para atender a um TRRF de 120 minutos, a laje 2 deveria ser dimensionada com um C_1 de 40mm, sendo necessário aumentar o valor do cobrimento ou o diâmetro das armaduras. A laje 4, armada em duas direções e relação $1,5 < b/a \leq 2,0$, possuem C_1 de 22,5mm que atenderia a um TRRF de até 90 minutos, para atender a um TRRF de 120 minutos o valor de C_1 deve ser de no mínimo 25mm.

7.3. ANÁLISE DOS PILARES

Para a análise dos pilares em situação de incêndio, será verificado apenas o trecho do pilar entre a 1ª laje e o térreo (El 2,95m a -0,05m), sob a condição de apenas uma face exposta.

Tabela 14- Características e dimensões dos pilares

Pilar	Dimensões	Cobrimento (mm)	Ø long. (mm)	Ø transv. (mm)	C_1	Nk (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1	20X20	25	4Ø10,0	5	35	130,0	2,6	7,5
P2	30X20	25	4Ø10,0	5	35	406,4	3,1	0,0
P3	30X20	25	8Ø12,5	5	36,25	553,2	3,5	0,0
P6	20X20	25	4Ø10,0	5	35	308,0	0,0	11,4
P7	25X40	25	8Ø20,0	5	40	1070,8	0,0	0,0
P8	20X35	25	8Ø20,0	5	40	806,8	7,3	31,5
P12	20X20	25	4Ø10,0	5	35	202,8	6,2	6,6
P13	20X20	25	4Ø16,0	5	38	345,6	16,9	6,6
P16	20X20	25	8Ø12,5	5	36,25	438,0	2,6	1,9

De acordo com a Tabela 10, para um TRRF de 30 minutos é necessário que o pilar tenha um b_{\min} de 15,5 cm e um valor mínimo de C_1 de 25mm.

Portanto, todos os pilares do edifício possuem resistência em situação de incêndio para um TRRF de 30 minutos.

Com as dimensões apresentadas na situação de temperatura ambiente, seria possível manter a segurança durante um incêndio até um TRRF de 120 minutos. Acima disso, seria necessário redimensionar a face do pilar ou aumentar o valor do cobrimento e diâmetro das armaduras.

7.4. ANÁLISE DAS VIGAS

O edifício em análise é composto por vigas de seções variáveis, conforme mostrado na figura 14. Na tabela abaixo estão relacionadas as dimensões e dimensionamentos das vigas do edifício.

O detalhamento do dimensionamento da viga conforme a ANBT NBR 6118:2014 encontra-se no anexo 2.

Tabela 15 - Características e dimensões das vigas

Viga	Vinculação	bw (mm)	Ø longitudinal inferior	Ø longitudinal superior	Ø transversal	Cobrimento (mm)	C1 inferior (mm)	C1 superior (mm)
V1 (15x50)	Contínua	150	10mm	10mm	5mm	25	35	35
V2 (12x50)	Contínua	120	12,5mm	10mm	5mm	25	36,25	35
V3 (20x50)	Biapoiada	200	16mm	10mm	5mm	25	38	35
V4 (15x50)	Biapoiada	150	12,5mm	5mm	5mm	25	36,25	35
V5 (15x50)	Biapoiada	150	12,5mm	10mm	5mm	25	36,25	35
V6 (15x50)	Contínua	150	10mm	10mm	5mm	25	35	35
V7 (12x50)	Contínua	120	10mm	12,5mm	5mm	25	35	36,25
V8 (20x50)	Biapoiada	200	16mm	10mm	5mm	25	38	35
V9 (12x50)	Biapoiada	120	12,5mm	10mm	5mm	25	36,25	35

Na tabela 16 está relacionado o valor mínimo de C_1 , encontrado por interpolação, conforme estabelecido nas tabelas 11 e 12 para as vigas biapoiadas e contínuas em situação de incêndio para um valor de TRRF de 30 minutos.

Tabela 16– Valor mínimo de C_1 para as vigas da edificação em situação de incêndio

Viga	b_{\min}/C_1
V1 (15x50)	150/12,4
V2 (12x50)	120/13,5
V3 (20x50)	200/15
V4 (15x50)	150/16,3
V5 (15x50)	150/16,3
V6 (15x50)	150/12,4
V7 (12x50)	120/13,5
V8 (20x50)	200/15
V9 (12x50)	120/20

Com isso, pode-se observar que as vigas do edifício possuem resistência em situação de incêndio para um TRRF de 30 minutos.

Para C_1 de 35mm, valor mínimo apresentado pelas vigas em temperatura ambiente, seria possível garantir a função corta fogo até um TRRF de 60 minutos, desde que as vigas tenham um b_{\min} de, no mínimo, 16 cm.

7.5. RESULTADOS

A tabela 17 apresenta o resumo dos resultados encontrados no dimensionamento pelo Método Tabular em situação de incêndio para as lajes, pilares e vigas de uma edificação residencial, dimensionada conforme a ABNT NBR 6118:2014 em temperatura ambiente, para um TRRF de 30 minutos.

Tabela 17 - Resultados encontrados no dimensionamento pelo Método Tabular

TABELA RESUMO				
Lajes	h (mm)		C ₁ (mm)	
	Temp. ambiente	Situação. de incêndio	Temp. ambiente	Situação. de incêndio
L1	100	60	22,5	10
L2	100	60	24	10
L3	100	60	22,5	10
L4	100	60	22,5	10
Pilares	b _{mín} /C1			
	Temp. ambiente		Situação de incêndio	
P1	200/35		155/25	
P2	300/35			
P3	300/36,25			
P6	200/35			
P7	250/40			
P8	200/40			
P12	200/35			
P13	200/38			
P16	200/36,25			
Vigas	b _{mín} /C1			
	Temp. ambiente		Situação de incêndio	
V1	150/35		150/12,4	
V2	120/35		120/13,5	
V3	200/35		200/15	
V4	150/35		150/16,3	
V5	150/35		150/16,3	
V6	150/35		150/12,4	
V7	120/35		120/13,5	
V8	200/35		200/15	
V9	120/35		120/20	

Como se pode observar na tabela 17, a estrutura apresenta função corta fogo e resistência para um TRRF de 30 minutos, sendo necessário reavaliar o dimensionamento, caso a edificação apresente um maior TRRF.

8. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo apresentar o dimensionamento de um edifício residencial de concreto armado em temperatura ambiente e analisar de forma crítica o comportamento da estrutura em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

Pelo Método tabular, foi possível observar que a edificação em análise apresenta função corta fogo e resistência em situação de incêndio para um TRRF de 30 minutos. O fato

de a edificação apresentar uma altura reduzida (altura até o piso do último pavimento de 8,85m), fez com que o dimensionamento realizado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 estivesse de acordo com as dimensões mínimas estabelecidas pela ABNT NBR 15200:2012.

A laje apresenta dimensões que garantem sua segurança para um TRRF de até 90 minutos, que seria o caso de edificações residenciais de até 30 m de altura. No caso dos pilares, a segurança contra incêndio é garantida até um TRRF de 120 minutos, que permitiria ao edifício elevar sua altura para mais de 30 m. Já para as vigas, é garantida sua segurança para um TRRF de até 60 minutos, desde que se mantenha um b_{\min} de 16cm, medida segura para uma edificação de até 23m, conforme ABNT NBR 14432:2001.

Diante da análise apresentada, ressalta-se a importância de o projetista conhecer as normas técnicas e os métodos de dimensionamento das estruturas em situação de incêndio. A elevação da temperatura provoca alterações nas propriedades mecânicas das estruturas em concreto armado, reduzindo sua rigidez e podendo levar ao colapso da estrutura.

O estudo e análise da ABNT NBR 15200:2012 é amplo e pouco discutido, daí a necessidade de que este assunto seja mais frequente no ambiente acadêmico, para que a análise em situação de incêndio se torne um procedimento rotineiro para os projetistas e assim os métodos de dimensionamento possam ser cada vez mais aperfeiçoados.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo Lins. **“Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio”**. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **“Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”**. – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **“Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e concreto de Edifícios em Situação de Incêndio”** – NBR 14323, Rio de Janeiro, 2013;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **“Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimentos”** – NBR 14432, Rio de Janeiro, 2000;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **“Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento”** – NBR 15200, Rio de Janeiro, 2012;

CALDAS, Rodrigo Barreto. **“Projeto de estruturas de concreto e de aço em situação de incêndio” (Apostila)**. Curso de especialização em estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, 2021.

COSTA, Carla Neves. **“Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio”**. 2008. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. Disponível em: < <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-04092008-155911/pt-br.php> >.

MARCONDES, José Sérgio. **Prevenção e Combate a Incêndio: O que é, principais medidas preventivas**. Disponível em Blog Gestão de Segurança Privada, 2020. Disponível em: <https://gestaodesegurancaprivada.com.br/prevencao-e-combate-a-incendio-principais-medidas-metodos/>. Acesso em: 30 de abril de 2022.

SILVA, Thamires Juliana. **“Redimensionamento de lajes e vigas de uma estrutura de concreto armado em situação de incêndio conforme NBR15200:2012”**. Trabalho de conclusão de curso. Centro Universitário de Brasília (UNICEUB). Brasília, 2018.

SILVA, Guilherme Pereira; SOUSA Douglas Alves. **“Estrutura de concreto em situação de incêndio”**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2015.

10. ANEXO 1

Tabela 11 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos (ABNT NBT 14432:2001)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6m < h ≤ 12m	Classe P ₃ 12m < h ≤ 23m	Classe P ₄ 23m < h ≤ 30m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião ao público	F-1, F-2, F-5, F-6, e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	30	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	60	90	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90(60)	120(90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	60	30	60
		J-2	120	90	30	60	90(60)	120(90)	120

Tabela 12 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação (ABNT NBT 14432:2001)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações Unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações Multifamiliares	Edifícios de apartamentos em geral
		A-3	Habitações Coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Centros comerciais	Centros de compras em geral (<i>Shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratoriais de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros.
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros.
E	Educacional e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiros graus, cursos supletivos e pré-universitários e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanatos, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras.
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginastica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não esteja incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros.
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automotivas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de consertos de veículos ((exceto veículos de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de serviços de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H		H-1	Hotéis veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)

	Serviços de saúde e institucionais	H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casas de saúde, prontos-socorros, clínicas de internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde, puericultura e outros
		H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícia civil e militar	Quarteis, centrais de polícia, delegacia distrital, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		I-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros.

11. ANEXO 2

DETALHAMENTO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS EM SITUAÇÃO DE TEMPERATURA AMBIENTE DE ACORDO COM ABNT NBR 6118:2014

