

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANA CLAUDIA LASKE

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE AÇOS PARA ESTRUTURAS
DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2017

ANA CLAUDIA LASKE

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE AÇOS PARA ESTRUTURAS
DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim

TOLEDO

2017



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 80

Análise do comportamento do aço para estruturas de concreto armado em situação de incêndio

por

Ana Claudia Laske

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:00h do dia **09 de novembro de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof.^a Renathielly Fernanda da Silva
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

DEDICATÓRIA

Ao meu amado amigo e irmão Matheus.
Por tudo que representa para mim e pelo
imenso amor e carinho que tenho por você.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Dr. Lucas Boabaid Ibrahim pela sua dedicação e orientação deste trabalho.

Aos professores da banca examinadora pela atenção e contribuição feitas ao estudo.

Agradeço aos técnicos Wilson e Marcos dos laboratórios de Engenharia Civil pela compreensão com as minhas necessidades e pela ajuda de diferentes maneiras.

Por fim, meus mais sinceros agradecimentos a minha querida família, em especial à minha mãe por todo amor, carinho, apoio e dedicação.

RESUMO

LASKE, A. C. **Análise do comportamento do aço para estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. 2017. 101 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo. 2017.

O concreto é consagrado como um material que apresenta bom desempenho frente a situações de incêndio. Contudo, devido à heterogeneidade entre seus componentes, quando em situações de elevadas temperaturas, ocorrem alterações mecânicas, físicas e químicas que podem comprometer a integridade estrutural dos elementos. Dentre os constituintes deste, o aço é um elemento fundamental, visto que é o responsável pela resistência aos esforços de tração a que os elementos estruturais estão submetidos. Com o objetivo de analisar o comportamento do aço submetido a condição de incêndio, a partir de um procedimento experimental, foram realizados ensaios de tração em corpos de prova de aço CA 50 nas denominações GG 50 e VS 50, submetidos a diferentes temperaturas, sendo estas 200, 400, 600, 800 e 1000°C durante 60 e 120 minutos cada, sendo posteriormente resfriados ao ar livre. Foram utilizados 132 corpos de prova com 10 mm de diâmetro expostos a condição de incêndio.

Palavras-chave: Aço. Concreto. Incêndio. Resistência.

ABSTRACT

LASKE, A. C. **Analysis of the behavior of the steel for reinforced concrete structures in fire situation.** 2017. 101 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo. 2017.

The concrete is established as a material that shows good performance in fire situations. However, due to the heterogeneity among its components in situations of high temperatures, there are mechanical, physical and chemical changes that can compromise the structural integrity of the elements. Among these constituents steel is a fundamental element, because it is responsible for the resistance of traction efforts that the structural elements are subject to. With the aim of analyzing the behavior of steel subjected to fire condition from an experimental procedure, traction assays were performed. The samples were subjected to different temperatures, these being 200, 400, 600, 800 and 1000° C during 60 and 120 minutes each, and subsequently cooled in the open air. Were used 132 samples with diameter of 10 mm, exposed to fire condition.

Keywords: Steel. Concrete. Fire. Resistance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva temperatura–tempo de um incêndio real	20
Figura 2 – Curvas temperatura-tempo de um incêndio padrão	24
Figura 3 – Curvas temperatura-tempo padronizadas pelas principais normas internacionais e curva típica natural	25
Figura 4 – Microestrutura do concreto aquecido a 600°C. Concreto a base de agregados sílico-calcáreos (MEV, 50x)	33
Figura 5 – Redução da resistência à compressão em função do tipo de agregado adotado	34
Figura 6 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura	37
Figura 7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura	38
Figura 8 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura	44
Figura 9 – Calor específico do aço em função da temperatura	46
Figura 10 – Alongamento do aço em função da temperatura	48
Figura 11 – Fator de redução da resistência do aço da armadura passiva em função da temperatura	50
Figura 12 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em função da temperatura	51
Figura 13 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas	54
Figura 14 – Diagramas tensão-relativa deformação para o aço CA-50	55
Figura 15 – Detalhes das barras de aço GG 50 e VS 50 analisadas	56
Figura 16 – Corpos de prova ensaiados	60
Figura 17 – Corpos de prova separados para aquecimento	62
Figura 18 – Forno Mufla utilizado para realizar o aquecimento dos corpos de prova	63
Figura 19 – Temperaturas atingidas durante o aquecimento das barras de aço	64
Figura 20 – Colocação e retirada dos corpos de prova do forno	65
Figura 21 – Resfriamento dos corpos de prova ao ar livre	65
Figura 22 – Equipamentos de segurança utilizados	66
Figura 23 – Máquina universal para ensaios utilizada	67

Figura 24 – Superfície danificada do corpo de prova	68
Figura 25 – Exemplo de diagrama tensão-deformação obtido	69
Figura 26 – Diagrama tensão-deformação obtido a partir do ensaio de tração	71
Figura 27 – Obtenção da reta que relaciona tensão e deformação	74
Figura 28 – Detalhe das nervuras da armadura e fixação das garras	75
Figura 29 – Variação da resistência do aço GG 50 em função da temperatura	76
Figura 30 – Variação da resistência do aço VS 50 em função da temperatura	77
Figura 31 – Incandescência das barras de aço a 800°C e 1000°C	79
Figura 32 – Variação da resistência última do aço GG 50 em função da temperatura	80
Figura 33 – Variação da resistência última do aço VS 50 em função da temperatura	81
Figura 34 – Variação do módulo de elasticidade do aço GG 50 em função da temperatura	83
Figura 35 – Variação do módulo de elasticidade do aço VS 50 em função da temperatura	84
Figura 36 – Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura	86
Figura 37 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Temperatura dos gases em função do tempo segundo a ASTM E119	23
Tabela 2 – Alterações físico químicas apresentadas pelo concreto em altas temperaturas	32
Tabela 3 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários	36
Tabela 4 – Aços utilizados para estruturas de concreto armado	41
Tabela 5 - Diâmetros nominais dos aços para concreto armado	41
Tabela 6 – Resistência ao escoamento dos aços para estruturas de concreto armado	42
Tabela 7 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços da armadura passiva	57
Tabela 8 – Resistência ao escoamento dos aços da série GG	57
Tabela 9 – Características dimensionais do aço GG 50	38
Tabela 10 – Propriedades mecânicas do aço GG 50	58
Tabela 11 – Resistência ao escoamento dos aços da série GG	58
Tabela 12 – Características dimensionais do aço VS 50	59
Tabela 13 – Propriedades mecânicas do aço GG 50	59
Tabela 14 – Características das amostras ensaiadas	61
Tabela 15 – Propriedades resistentes apresentadas pelo aço GG 50	73
Tabela 16 – Propriedades resistentes apresentadas pelo aço VS 50	73
Tabela 17 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aquecimento por 60 minutos	85
Tabela 18 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aquecimento por 120 minutos	85

LISTA DE SÍMBOLOS

θ_g	Temperatura dos gases quentes no ambiente
θ_0	Temperatura dos gases do ambiente
t	Tempo
$f_{c,\theta}$	Resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto em situação normal
$E_{c,\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas
E_c	Módulo de elasticidade do concreto em situação normal
$k_{c,\theta}$	Fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ
$E_{ci,\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto inicial submetido a diferentes temperaturas
$k_{cE,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço à tração em situação normal
\emptyset_{nom}	Diâmetro nominal
f_{stk}	Limite de resistência
ε	Alongamento do corpo de prova na ruptura
ε_{yd}	Deformação específica de cálculo do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo de escoamento do aço à tração
E_s	Módulo de elasticidade do aço
σ	Tensão normal
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva na temperatura θ
$k_{s,\theta}$	Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas
$k_{sE,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ
$\sigma_{s,\theta}$	Tensão normal no aço na temperatura θ
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação específica do aço na temperatura θ
$\varepsilon_{t,\theta}$	Parâmetro de deformação do aço

$\varepsilon_{u,\theta}$	Parâmetro de deformação do aço
$f_{yk,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço na temperatura θ
$f_{p,\theta}$	Resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ
$k_{p,\theta}$	Redutor do limite de proporcionalidade
S_0	Seção transversal original
L_f	Comprimento final de medida após a ruptura
L_0	Comprimento inicial do corpo de prova
ΔL	Alongamento do corpo de prova

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
EN	European Standards
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia
INN	Instituto Nacional de Normalización
ISO	International Organization for Standardization
MSB	Multi-storey Buildings
NBR	Norma Brasileira
NCH	Norma Chilena Oficial
DN	Diâmetro nominal
VS	Votorantim Siderurgia

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivo geral	16
1.1.2 Objetivos específicos.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA	17
1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 INCÊNDIO.....	19
2.1.1 Incêndio padrão.....	21
2.1.1.1 Curva temperatura-tempo conforme ISO 834	21
2.1.1.2 Curva temperatura-tempo conforme ASTM E119 (ASTM, 2007)	22
2.1.1.3 Curva temperatura-tempo conforme EUROCODE 1 (CEN, 2002).....	23
2.1.2 Incêndio natural.....	24
2.1.3 Parâmetros para caracterização do incêndio	26
2.1.4 Requisitos das estruturas em situação de incêndio	28
2.2 Concreto em situação de incêndio	30
2.2.1 Efeitos na pasta de concreto	31
2.2.1.1 Alterações físico-químicas no concreto sob altas temperaturas.....	32
2.2.1.2 Alterações físico-químicas nos agregados sob altas temperaturas.....	32
2.2.1.3 Evaporação da água	35
2.2.1.4 Alterações nas propriedades mecânicas do concreto sob altas temperaturas	35
2.2.2 Perda da área resistente	38
2.3 Efeitos no aço.....	39
2.3.1 Aços para estruturas de concreto armado.....	40
2.3.2 Propriedades térmicas do aço em altas temperaturas	42
2.3.2.1 Massa específica.....	42
2.3.2.2 Condutividade térmica.....	42
2.3.2.3 Calor específico.....	44
2.3.2.4 Alongamento térmico.....	46
2.3.3 Aço em situação de incêndio.....	48
2.3.3.1 Alterações nas propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas	49
3 MATERIAIS E MÉTODOS	55
3.1 MATERIAIS ANALISADOS	56
3.1.1 Aço GG 50.....	56
3.1.2 Aço VS 50	58
3.2 CONDIÇÕES DE ENSAIO	59
3.3 SIMULAÇÃO DE INCÊNDIO EM CORPOS DE PROVA DE AÇO	62
3.4 RESISTÊNCIA DO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	66
3.5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES RESISTENTES	67
3.5.1 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	69
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
4.1 Resultados obtidos.....	72
4.2 Discussão dos resultados.....	75
4.2.1 Variação da resistência ao escoamento do aço	75
4.2.2 Variação da resistência última do aço devido ao tempo de exposição a condição de incêndio.....	79

4.2.3	Variação do módulo de elasticidade devido ao tempo de exposição ao calor..	82
4.2.4	Comparação dos valores das propriedades resistentes obtidos com os apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2012).....	84
4.2.5	Comparação entre os materiais analisados	88
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
	APÊNDICE A – Resultados do ensaio de tração obtidos para as amostras de aço GG 50	97
	APÊNDICE B – Resultados do ensaio de tração obtidos para as amostras de aço VS 50	98
	APÊNDICE C – Módulo de elasticidade dos corpos de prova de aço GG 50 e VS 50	99
	ANEXO A – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos	100
	ANEXO B – Classificação das edificações quanto à sua ocupação.....	101

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto apresentam bom desempenho em situação de incêndio, por ser um material incombustível, possuir baixa condutividade térmica, não exalar gases tóxicos quando submetido ao fogo, e os elementos estruturais terem correntemente baixo fator de massividade, as estruturas de concreto são consideradas seguras em situação de incêndio (COSTA; SILVA, 2002).

Vários fatores afetam o desempenho do concreto, assim como de cada um dos seus componentes, como: o tempo de exposição ao fogo, temperatura máxima atingida e tipo de resfriamento.

Com o aumento da temperatura as estruturas apresentam uma acentuada redução de resistência e rigidez, com diminuição da seção resistente, que podem acarretar em danos e plastificações localizados até a ruína parcial ou total da estrutura.

A elevação gradual da temperatura provoca diferentes efeitos nos componentes do concreto, devido à natureza distinta dos seus constituintes. Este passa por diversas modificações, como: diminuição das propriedades mecânicas, físicas e químicas, perda da área resistente e as diferentes respostas ao fogo dadas pela pasta de concreto, os agregados, a água e a armadura.

A análise do comportamento global dos elementos de concreto armado, assim como o de cada um dos seus componentes, é importante para a previsão do seu desempenho. Dentre estes, o comportamento do aço é bastante relevante por conta de suas propriedades térmicas e as consequências do aumento da temperatura na interação com outros constituintes.

Embora o aço seja quimicamente mais estável do que o concreto endurecido, é suscetível aos efeitos da dilatação, da fluência e da redução da resistência e do módulo de elasticidade em função das altas temperaturas. Assim, o estudo do seu comportamento, em razão das alterações que acarreta na resistência e rigidez dos elementos estruturais, é importante.

A crescente utilização de concreto de alta resistência, que resulta em elementos de seções e cobrimentos reduzidos, com maior compacidade e menor permeabilidade, demanda que seja feita uma avaliação mais detalhada de suas

propriedades em situação de incêndio, em virtude da maior exposição das peças aos efeitos do fogo.

Por conta do seu amplo uso em diferentes tipos de estruturas, a análise do comportamento do concreto em situações extremas – como o caso de um incêndio -, é importante e necessária. O estudo das estruturas em altas temperaturas visa a diminuição das perdas de vidas humanas e prejuízos econômicos, ambientais e sociais.

Considerando a relevância do tema abordado, o estudo irá avaliar o comportamento do aço em situação de incêndio, a partir da determinação de suas características mecânicas, simulado em diferentes temperaturas e tempos de exposição.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

O objetivo do trabalho é analisar o comportamento do aço para estruturas de concreto armado em situação de incêndio, expostos a diferentes temperaturas e tempos de exposição, resfriados ao ar livre.

1.1.2. Objetivos específicos

- Realizar ensaios de tração para obter o diagrama tensão-deformação dos aços GG 50 e VS 50 para diferentes temperaturas e tempos de aquecimento.

- A partir do diagrama tensão-deformação determinar a resistência ao escoamento, tensão última e módulo de elasticidade dos aços GG 50 e VS 50 expostos a 200, 400, 600, 800 e 1000°C por 60 e 120 minutos, resfriados ao ar livre.

- Obter o gráfico que relaciona o fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura e confrontá-lo com o exposto pela NBR 15200 (ABNT, 2012) para os aços avaliados, a partir das diferentes temperaturas ensaiadas, nas distintas faixas de tempo de aquecimento.

- Obter o gráfico que relaciona o fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura e confrontá-lo com o exposto pela NBR 15200 (ABNT, 2012) para os aços avaliados, a partir das diferentes temperaturas ensaiadas, nas distintas faixas de tempo de aquecimento.

- Comparar os valores obtidos para o aço GG 50 com os apresentados pelo aço VS 50.

1.2. JUSTIFICATIVA

O concreto armado é um material largamente utilizado na construção civil brasileira, em diferentes tipos de estruturas. Por conta dos seus numerosos empregos, é exigido que sejam feitas pesquisas para avaliar seu desempenho em situações incomuns e/ou extremas, como é o caso do incêndio.

Em virtude do comportamento diferenciado de cada um dos constituintes do concreto armado: pasta de cimento, agregados, água e armadura, a análise individual destes é pertinente, para um completo entendimento do comportamento das estruturas quando em situação de incêndio.

A NBR 15200 (ABNT, 2012) dispõe sobre as variações nas propriedades mecânicas do aço CA-50. Os aços GG 50 e VS 50 possuem o certificado de conformidade ABNT para a NBR 7480 (ABNT, 2007), que dispõe sobre as características das barras e fios para estruturas de concreto armado. Como as alterações de suas características mecânicas são preconizadas pela NBR 15200 (ABNT, 2012), que prescreve as propriedades dos materiais em situação de incêndio, o estudo para análise do comportamento após tal condição é relevante, com vista para a determinação das propriedades resistentes residuais do aço.

As bibliografias relacionadas ao estudo dos materiais que compõem o concreto quando em situação de incêndio são escassas e muitas destas são estrangeiras. Grande parte trata do assunto citando apenas o comportamento dos elementos de

concreto armado, sem analisar o desempenho individual de cada um dos seus componentes. Com relação ao aço, as análises são, em sua maioria, com relação ao aço estrutural, sendo os utilizados para armadura abordados de forma superficial. Assim, este trabalho torna-se original e viável para ser estudado.

1.3. LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Os ensaios para obtenção do diagrama tensão-deformação, visando a determinação da variação no módulo de elasticidade, resistência característica e tensão última com o aumento de temperatura será feito para os tempos requeridos de resistência ao fogo iguais a 60 e 120 minutos. A NBR 14432 (ABNT, 2001) preconiza tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) iguais a 30, 60, 90 e 120 minutos. No entanto, em virtude do elevado número de ensaios a serem realizados para os tempos citados, optou-se pelos dois tempos citados anteriormente.

Determinou-se que os ensaios de tração serão feitos com duração de 60 minutos, pois este é o TRRF para as edificações mais comuns, com altura inferior a 10 m, conforme anexo A. O tempo de 120 minutos foi estabelecido por ser o maior tempo requerido de incêndio estabelecido pela NBR 14432 (ABNT, 2001). Desta forma, entende-se que as amostras ensaiadas representem a situação real de incêndio.

As determinações serão feitas para barras de 10 mm, pois, com base nas referências consultadas, constatou-se que a variação das características mecânicas é a mesma para os diferentes diâmetros do aço.

As análises considerarão apenas o resfriamento dos corpos de prova ao ar livre, não sendo feitas determinações com resfriamento com água. Segundo El-Hawary e Hamoush (1996), independentemente do diâmetro das armaduras, a redução da aderência entre o aço e o concreto é muito maior em concretos em que ocorrer resfriamento rápido com água, quando em situação de incêndio, quando em situação de incêndio, em comparação com elementos resfriados gradualmente ao ar. Visto que o objetivo do trabalho não é a avaliação da aderência das armaduras, e em virtude do número de corpos-de-prova a serem ensaiados, as análises serão feitas apenas em elementos resfriados ao ar livre.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INCÊNDIO

O incêndio é definido como um fogo não controlado de grandes proporções que pode surgir gradual ou subitamente e pode ocasionar lesões ou perda de vidas humanas, grandes deteriorações nas estruturas ou danos ambientais NCH 933 (INN, 1997).

Para que o fogo ocorra são necessários quatro fatores: calor, que dá início ao incêndio, mantém e aumenta a propagação; oxigênio, comburente necessário para a combustão; combustível, que é o elemento de propagação do fogo e a reação em cadeia, que torna o processo de combustão autossustentável.

A combustão é uma reação química exotérmica, envolvendo a oxidação da matéria orgânica e a libertação de vapor de água e dióxido de carbono (BUCHANAN, 2001). A energia que é liberada pelo incêndio depende da quantidade e do tipo de combustível presente, das condições de ventilação do ambiente e dos elementos de vedação (BURGESS, 2001).

A diferença de temperatura entre as chamas de um incêndio e os elementos estruturais gera um fluxo de calor que, por radiação e convecção, transfere-se para a estrutura, provocando aumento da temperatura. Ocorre ainda, um fluxo de calor condutivo no interior do elemento de concreto, transmitindo o calor molécula a molécula no interior da peça. O efeito da ação térmica ocasiona o aumento da temperatura do elemento estrutural (SILVA, 2001).

Para o estudo das estruturas, a característica principal de um incêndio é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo, visto que, a partir desta, é possível calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e a sua correspondente capacidade resistente (SILVA, 2001). A curva representativa do incêndio real apresenta três estágios básicos, conforme Figura 1.

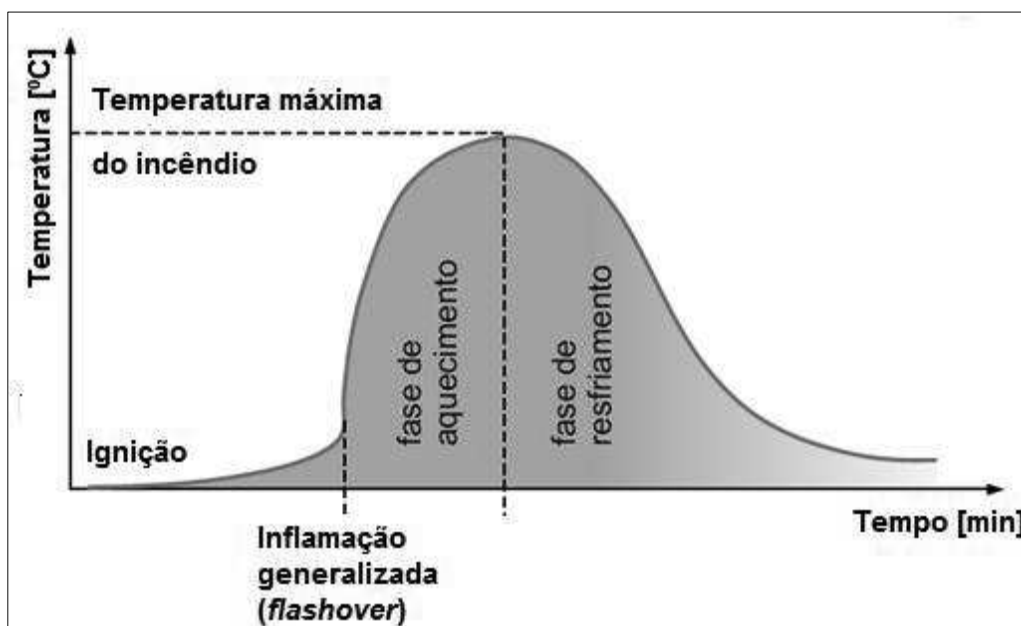


Figura 1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real
 Fonte: Silva (2001).

Cada incêndio é único e tem suas particularidades. A curva exposta na Figura 1 apresenta infinitas variações em termos de duração de cada fase, tempo total de duração do incêndio e temperaturas máximas alcançadas.

A curva de incêndio real apresenta três fases, sendo:

I. Ignição: região que apresenta o início da inflamação, com o crescimento gradual da temperatura (COSTA; SILVA, 2003). Nesta fase, as características do compartimento, como aberturas e tipo de material têm pouca influência e não há risco à vida humana ou ao patrimônio por colapso estrutural. Tal estágio termina no instante conhecido por *flashover* (COSTA; SILVA, 2002).

II. Aquecimento: Com a ocorrência do *flashover*, todo o material combustível no compartimento entra em combustão e a temperatura dos gases quentes cresce rapidamente até atingir o pico da curva – a temperatura máxima dos gases do ambiente – (COSTA; SILVA, 2003).

III. Resfriamento: região que representa a redução gradual de temperatura após a extinção de todo o material combustível durante a fase de aquecimento (COSTA; SILVA, 2002).

Por questões de simplicidade, a curva real é normalmente substituída por curvas padronizadas para ensaios. Para caracterizar a ação térmica nas estruturas

foram formulados diferentes modelos matemáticos de incêndio, que relacionam a variação da temperatura com o tempo.

2.1.1. Incêndio padrão

Denomina-se incêndio-padrão, o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas para ensaio (SILVA, 1997). É o modelo idealizado para análises experimentais. Na ausência de dados realísticos, as curvas padronizadas podem ser consideradas como a função temperatura da atmosfera do ambiente compartimentado (COSTA; SILVA, 2006).

Ressalta-se que os resultados obtidos com o estudo destas devem ser analisados com cautela, pois elas não são uma representação fiel do desenvolvimento do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo. O valor determinado de resistência ao fogo por meio dessa curva não indica, portanto, o tempo verdadeiro que a estrutura resistirá ao incêndio, mas é um patamar de comparação para verificar a severidade do fogo que essa estrutura conseguirá suportar.

As curvas-padrão de incêndio, apresentadas pelas normas ISO 834 (ISO, 2014), ASTM (ASTM, 2007) e EUROCODE 1 (CEN, 2002), são referências mundiais, sendo normalmente empregadas na realização de testes de elementos construtivos e no dimensionamento de edifícios usuais residenciais e comerciais.

Tais curvas admitem que a temperatura dos gases é continuamente crescente e que ela é independente das características do compartimento ou de sua carga térmica.

2.1.1.1. Curva temperatura-tempo conforme ISO 834

A International Organization for Standardization, por meio da ISO 834 (ISO, 2014): *Fire-resistance tests - Elements of building construction*, recomenda a

utilização da Equação (1) para relacionar a temperatura dos gases e tempo em um ambiente em condição de incêndio.

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

Sendo:

θ_g = temperatura dos gases quentes no ambiente (°C);

θ_0 = temperatura dos gases do ambiente, no instante $t = 0$, admitida normalmente como 20 °C;

t = tempo (min);

As normas brasileiras NBR 14432 (ABNT, 2001) e NBR 5628 (ABNT, 2001) recomendam a curva ISO-834 para descrever a elevação padronizada de temperatura em função do tempo no projeto de elementos construtivos.

2.1.1.2. Curva temperatura-tempo conforme ASTM E119 (ASTM, 2007)

A American Specification of Testing and Materials, por meio da ASTM E119 (ASTM, 2007) - *Standard test methods for fire tests of building construction and materials* sugere a utilização da curva da evolução da temperatura no tempo em conformidade com os valores da Tabela 1.

Tabela 1 – Temperatura dos gases em função do tempo segundo a ASTM E119

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

Fonte: American Specification of Testing and Materials: ASTM E119 (2007).

2.1.1.3. Curva temperatura-tempo conforme EUROCODE 1 (CEN, 2002)

O *Eurocode 1: Actions on structures - part 1-2: General actions: actions on structures exposed to fire* (EN 1991-1-1, 2002), que caracteriza as curvas padronizadas da norma europeia, apresenta duas curvas temperatura-tempo distintas para incêndio-padrão. A primeira curva se refere ao incêndio que possui material combustível predominantemente composto por materiais celulósicos, dada pela Equação (2).

$$\theta_g - \theta_0 = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (2)$$

Sendo:

θ_g = temperatura dos gases quentes no ambiente (°C);

θ_0 = temperatura dos gases do ambiente, no instante $t = 0$, admitida normalmente como 20 °C;

t = tempo (min).

Na Figura 2 estão relacionadas as curvas apresentadas pelas diferentes referencias normativas.

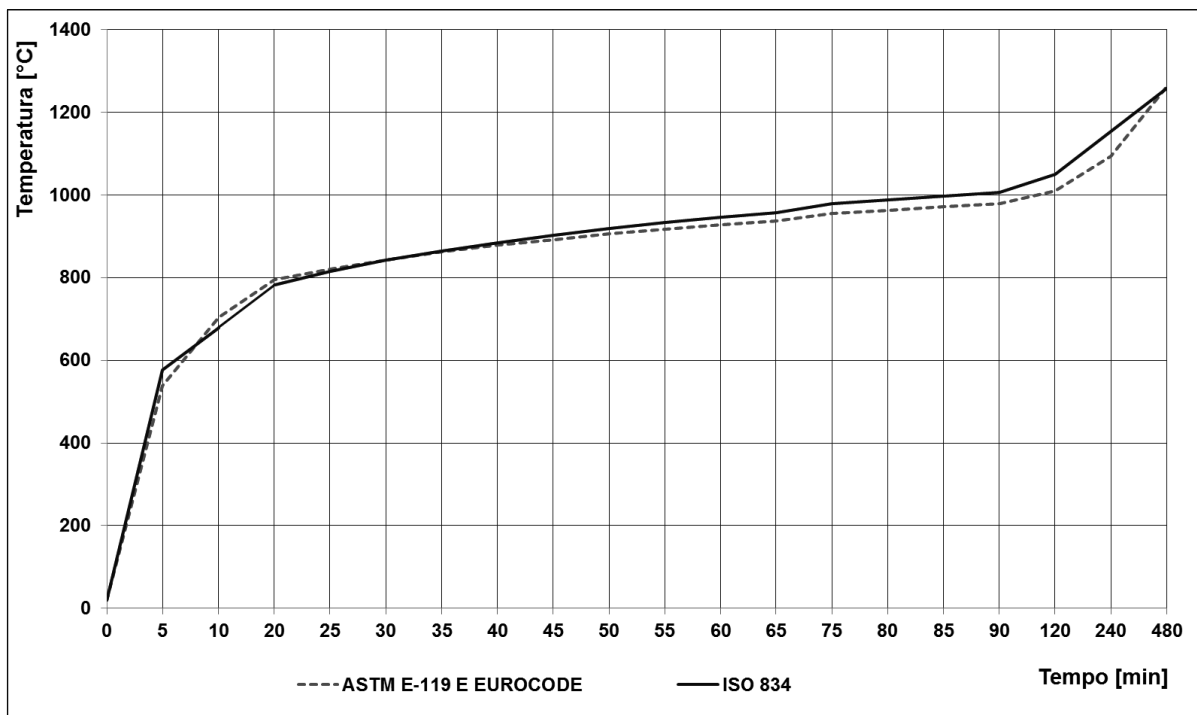


Figura 2 - Curvas temperatura-tempo de um incêndio padrão

Fonte: Adaptado de ISO 834 (ISO, 2014); ASTM E119 (ASTM, 2007); EUROCODE 1 (CEN, 2002).

2.1.2. Incêndio natural

Silva (2001, p. 6) destaca que “o modelo de incêndio para o qual considera-se que a temperatura dos gases tenha um comportamento conforme as curvas tempo-temperatura naturais, construídas a partir de ensaios ou modelos matemáticos conferidos aos ensaios e que simulam a real situação de um compartimento em chamas, é o modelo do incêndio natural”. De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001, p. 3), “incêndio natural é a variação térmica que simula o incêndio real, sendo função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica”.

Conforme observa-se na Figura 3, a característica principal dessas curvas é possuir um ramo ascendente durante a fase de aquecimento e um ramo descendente

na fase de resfriamento. Portanto, a principal diferença destas com relação as curvas padronizadas é admitir que os gases que contornam o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo.

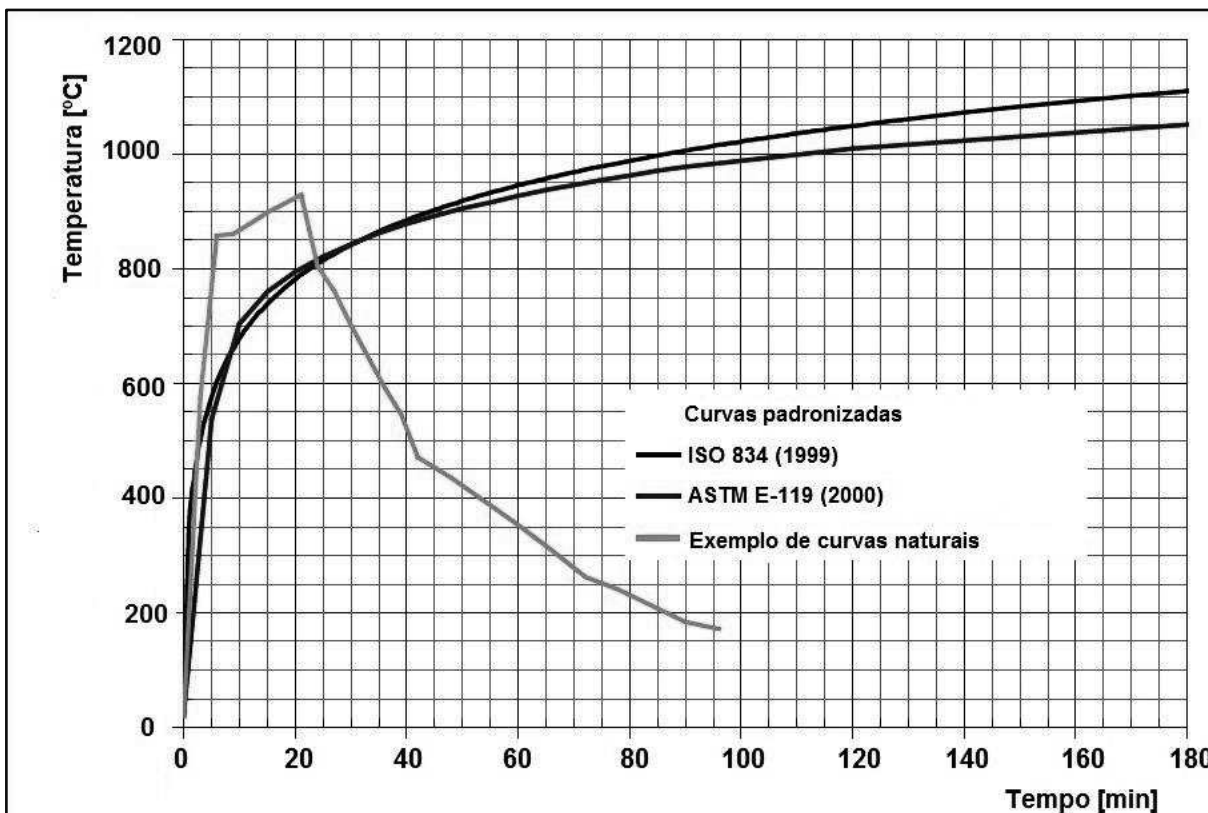


Figura 3 - Curvas temperatura-tempo padronizadas pelas principais normas internacionais e curva típica natural
 Fonte: Silva (2001).

As análises mais precisas são feitas a partir das curvas naturais. As curvas temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado são uma representação mais próxima da situação real do incêndio e dependem dos seguintes parâmetros:

- Carga de incêndio;
- Características térmicas do material componente da vedação;
- Grau de ventilação;

Em virtude das dificuldades de ordem prática, o modelo do incêndio natural dificilmente é empregado.

2.1.3. Parâmetros para caracterização do incêndio

Na análise da segurança das edificações frente ao incêndio é importante que sejam feitas algumas definições, sendo: temperatura crítica, tempo requerido de resistência ao fogo, carga de incêndio, grau de ventilação.

A temperatura que ocasiona o colapso do elemento estrutural é a temperatura crítica. Para garantir a segurança estrutural em situação de incêndio, deve-se evitar que tal temperatura seja alcançada. A temperatura crítica depende do tipo de material e do sistema estrutural, isto é, carregamento aplicado, vinculações, geometria, dentre outros fatores (FAKURY, 2000).

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é um tempo fictício, definido por consenso da sociedade e do meio técnico e estabelecido nas normas técnicas. A sua função é padronizar a ação térmica a ser utilizada no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, quando submetidas ao incêndio-padrão (SILVA, 2004).

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão da NBR 14432 (ABNT, 2001). Por tratar-se de uma curva padronizada, e não de uma curva temperatura-tempo de um incêndio real, esse tempo é utilizado para fins de verificação de projeto ou de dimensionamento do material de revestimento contra o fogo (SILVA; PANNONI, 2010). O tempo requerido de resistência ao fogo indica qual a temperatura de incêndio que será usada para o dimensionamento da edificação, com base na curva padrão.

Observando-se as curvas-padrão apresentada anteriormente, nota-se que elas não passam por um ponto máximo. Assim, com base nesse modelo de incêndio, a temperatura do elemento ascenderia indefinidamente. O TRRF preestabelece o valor de um tempo em que a curva de aquecimento pode ser interrompida.

A determinação dos valores de tempo requerido de resistência ao fogo visa encontrar a temperatura no elemento correspondente a esse tempo, a partir da curva padrão, que seja igual à máxima temperatura que seria encontrada com base na curva natural.

As normas de segurança contra incêndio exigem segurança por um determinado tempo de resistência ao fogo, associados à curva-padrão de elevação

de temperatura. Os valores do TRRF apresentados na NBR 14432 (ABNT, 2001) são para intervalos de 30 min, 60 min, 90 min e 120 min. A norma brasileira fornece os TRRF para diversas ocupações, conforme anexo A. No anexo B estão a classificação das edificações quanto à sua ocupação, que serve como parâmetro para definição do TRRF.

A carga de incêndio é definida pela NBR 14432 (ABNT, 2001) como a soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive o revestimento das paredes divisórias, pisos e tetos. É calculada pela Equação (4).

$$q_{fi} = \frac{\sum M_i \cdot H_i}{A_f} \quad (4)$$

Onde:

q_{fi} : valor da carga de incêndio específica [MJ/m²];

M_i : massa total de cada componente “i” do material [kg]. Tal valor não pode ser excedido durante a vida útil da edificação, exceto se houver alteração de ocupação;

H_i : potencial calorífico específico de cada componente “i” do material combustível [MJ/kg];

A_f : área do piso do compartimento [m²];

O potencial calorífico é a soma do poder calorífico de todos os materiais, componentes e objetos contidos numa determinada área da edificação, como resultado da combustão completa (SILVA, 2013).

O grau de ventilação descreve a quantidade de comburente que reage com a carga de incêndio, produzindo a combustão. Este parâmetro é medido a partir do fator de abertura, conforme Equação (5).

$$v = \frac{A_v \cdot \sqrt{h}}{A_t} \quad (5)$$

Sendo:

v : fator de abertura [$m^{1/2}$];

A_v : área total das aberturas do edifício (janelas e portas) [m^2];

A_t : área total incluindo vedações (paredes, piso e teto) [m^2];

A_i : área da abertura externa “i” [m^2];

$h = \frac{\sum(h_i \cdot A_i)}{A_v}$: altura média das aberturas [m];

h_i : altura da abertura “i” [m];

Observa-se que para um mesmo compartimento e grau de ventilação constante, à medida que a carga de incêndio aumenta, maior é a duração e a temperatura máxima do incêndio.

Quanto maior o grau de ventilação, maior é a temperatura máxima de um incêndio e menor é a sua duração. Ou seja, quanto maior a quantidade de comburente que é direcionado ao fogo, mais rápida é a combustão e o combustível é consumido mais rapidamente, reduzindo a duração do incêndio.

2.1.4. Requisitos das estruturas em situação de incêndio

A principal finalidade da segurança contra incêndio em edificações é minimizar o risco de vida das pessoas expostas ao sinistro. Outro objetivo é a redução das perdas patrimoniais. Em casos de incêndio, a edificação deve minimizar a propagação das chamas para outras dependências da estrutura ou para edificações vizinhas, assegurar a capacidade de suporte, permitindo a fuga dos usuários e, quando necessárias, as ações de combate ao incêndio em segurança (COSTA; SILVA, 2003). São aceitáveis ruínas e plastificações localizadas que não determinem o colapso total da edificação (MAGALHÃES et al., 2010).

Uma estrutura é considerada segura, em condições normais de carregamento, se apresenta grande probabilidade de resistir aos esforços normais provenientes das ações externas, como vento e gravidade. Na condição excepcional de um incêndio, a estrutura é considerada segura, com ou sem proteção contra incêndio, quando há grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada, sem colapsar (VARGAS; SILVA, 2003).

Se o projeto estrutural apresentar um fator satisfatório de segurança, englobando os efeitos da ação térmica no concreto armado, o elemento estrutural assegurará uma estabilidade aceitável durante a vida útil da edificação (COSTA; SILVA, 2003).

Ao realizar ensaios com os elementos estruturais, sob a ação do incêndio-padrão, é interessante medir os tempos, a contar do início do ensaio, em que o elemento estrutural considerado perde cada uma dessas funções: resistência mecânica, estanqueidade ou de isolamento. O menor dos tempos medidos é tomado como sua “resistência ao fogo” (MORENO Jr; MOLINA, 2012).

Segundo o manual de design de construções de aço na Europa, *Multi-Storey Steel Buildings – part 6: Fire Engineering* (MSB, 2008), a aceitação do comportamento mecânico de um elemento estrutural pode ser avaliada segundo um ou vários dos critérios a seguir, com base na sua análise ou ensaios de resistência ao fogo: função portante, isolamento e integridade. O manual define:

Função portante: aptidão de uma estrutura ou de um elemento estrutural de suportar as ações especificadas durante a exposição prevista ao fogo, conforme critérios estabelecidos.

Isolamento: aptidão de um elemento separador de um edifício, quando está exposto ao fogo por uma face, para limitar a elevação da temperatura na face exposta abaixo de valores estabelecidos de 140°C (média) e 180°C (máximo).

Integridade: aptidão de um elemento separador de um edifício, quando está exposto ao fogo por uma face, de impedir a passagem das chamas e dos gases quentes através dela e de impedir a aparição de chamas na face não exposta. (MSB-6. *Multi-storey steel buildings – Part 6: Fire Engineering*, 2008. p. 4).

A resistência ao fogo do elemento estrutural, obtida em laboratório, é aferida por intermédio de valores limites normalizados de esgotamento para cada uma das funções projetadas para o elemento na edificação (MORENO Jr; MOLINA, 2012).

2.2. Concreto em situação de incêndio

O concreto armado apresenta resistência aceitável a temperaturas elevadas, quando confrontado com outros materiais de construção, como aço, polímeros ou madeira. Em comparação com a madeira e o plástico, o concreto é incombustível e não emite gases tóxicos quando exposto a altas temperaturas. Com relação ao aço, o concreto pode ser considerado como um material isolante por apresentar baixa difusividade térmica (KODUR, 2000). Ainda, por conta de os elementos estruturais de concreto terem correntemente baixo fator de massividade, as estruturas são consideradas seguras em situação de incêndio (COSTA; SILVA, 2002).

No entanto, apesar de o concreto ser apontado, na maioria dos casos, como um material resistente ao fogo, sua exposição a elevadas temperaturas pode provocar alterações severas em sua estrutura e propriedades.

Segundo Costa, Figueiredo e Silva (2002) o aumento da temperatura dos elementos estruturais, decorrentes da ação térmica devida aos incêndios, causa alterações na micro e na macroestrutura do concreto. Este sofre mudanças físicas e químicas, em muitos casos irreversíveis, dependendo esta deterioração, da temperatura alcançada, do tempo de exposição, do tipo de resfriamento e da composição do concreto (SEÑAS et al., 2010).

Com o advento das estruturas produzidas com concreto de alta resistência, a análise do comportamento destas frente ao incêndio foi modificada: Os cobrimentos das armaduras que eram utilizados antigamente no concreto armado tradicional eram maiores. Desta forma, as temperaturas atingidas pelo aço eram menores e a peça se comportava melhor frente ao incêndio. Atualmente, a engenharia estrutural se direciona para elementos mais leves e com materiais de maior resistência, fato que atenta contra a estabilidade em um incêndio (PORTILLA; ABREU; ALVAREZ, 2001).

Por outro lado, é cada vez mais frequente o emprego de novos tipos de concreto (alta resistência, autocompactantes, ultra alta resistência, dentre outros). Estes concretos, dada sua baixa permeabilidade e sua elevada resistência, são muito mais suscetíveis a sofrer os efeitos de um incêndio que os concretos convencionais, mantendo uma diminuição muito mais aguda de suas propriedades mecânicas com o incremento das temperaturas e uma maior propensão a ocorrência de explosões. (PORTILLA; ABREU; ALVAREZ, 2001, p. 576).

A utilização de concretos de alto desempenho permite a concepção de elementos estruturais cada vez mais esbeltos, isto é, com seções transversais diminuídas e comprimentos maiores. A redução do fator água/cimento a partir de aditivos e adições confere maior compacidade ao concreto e reduz a permeabilidade das estruturas. Tais propriedades ampliam a durabilidade e a resistência em temperatura ambiente, porém antecipam a degradação da estrutura. Visto que as peças possuem menor massa e volume, conseqüentemente se aquecem mais rapidamente (PORTILLA; ABREU; ALVAREZ, 2001).

A perda de rigidez torna-se determinante no colapso por instabilidade das peças. A reação da macroestrutura do material por meio de *pop outs* (pipocamentos) e *spalling* (lascamentos), permite que a armadura seja exposta diretamente a ação do fogo.

Assim, as estruturas de concreto armado – tanto as de concreto convencional como de alto desempenho –, são suscetíveis a ação de incêndios, experimentando uma acentuada redução de resistência e rigidez, deformações diferenciais entre os agregados e a pasta de cimento e a armadura, deslocamentos e perda de aderência, que podem determinar a ruína da estrutura (GOMIDE, 2005).

2.2.1. Efeitos na pasta de concreto

Como em qualquer outro material, o concreto sofre alterações no arranjo interatômico das moléculas. Devido à elevação de temperatura há variação na intensidade das forças de ligação interatômicas em sua microestrutura, a qual levam à formação e propagação de fissuras na microestrutura e produz deformações (elásticas e plásticas) na macroestrutura (CALLISTER Jr; 2002).

A exposição do concreto a elevadas temperaturas provoca uma degradação das propriedades físicas e mecânicas, em função de alterações na estrutura do material. Além das transformações químicas, o incêndio pode modificar as propriedades mecânicas (FERNANDES et al., 2017).

Os três principais efeitos observados no concreto sob temperaturas elevadas são: alterações físico-químicas, deterioração das propriedades mecânicas e perda da área resistente mecânicas (FERNANDES et al., 2017).

2.2.1.1. Alterações físico-químicas no concreto sob altas temperaturas

As alterações físico-químicas experimentadas pelo concreto sob temperaturas elevadas estão resumidas na tabela 2.

Tabela 2 – Alterações físico-químicas apresentadas pelo concreto em altas temperaturas

Temperatura	Alterações físico-químicas
20°C a 80°C	Aumento da hidratação do cimento; Perda lenta de água nos capilares; Redução das forças de coesão;
100°C	Aumento significativo da permeabilidade;
80°C a 200°C	Aumento da taxa de perda da água capilar e livre;
80°C a 850°C	Perda de água unida quimicamente;
150°C	Pico do primeiro estágio de decomposição dos hidratos de silicato de cálcio (CSH);
Acima de 300° C	Aumento significativo da porosidade e microfissuração
350° C	Ruptura de alguns agregados do tipo seixos de rio
374° C	Temperatura crítica para a qual não é possível haver água livre

Fonte: KHOURY (1992 apud FIB, (2007)).

2.2.1.2. Alterações físico-químicas nos agregados sob altas temperaturas

Os agregados ocupam entre 60 e 80 % do volume do concreto armado, apresentando grande influência no comportamento térmico deste. O aquecimento do concreto faz com que o volume dos agregados aumente. Ao mesmo tempo, causa a

contração da pasta de cimento que o rodeia. Desta forma, a ligação pasta-agregado é o ponto mais fraco do concreto aquecido (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002).

A expansão do volume dos agregados produz *pop outs* e *spalling* no concreto. As tensões térmicas são geradas na interface do agregado graúdo pela diferença de dilatações térmicas entre a argamassa e o próprio agregado. A diferença entre estes coeficientes gera tensões térmicas microscópicas criando microfissuras que enfraquecem o concreto e acarretam na ruína (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002).

A Figura 4 mostra um exemplo de uma peça de concreto termicamente danificado, feito com agregados sílico-calcáreos, aquecida a 600°C. Nesta, observa-se as rachaduras cruzando a pasta de cimento até a zona interfacial (HAGER, 2013).

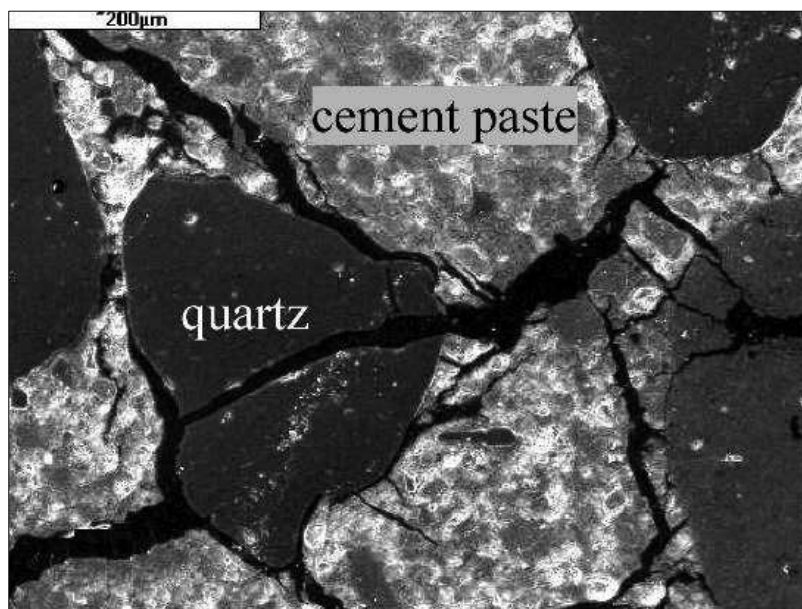


Figura 4 – A microestrutura do concreto aquecido a 600°C. Concreto a base de agregados sílico-calcáreos (MEV, 50x). Fonte: Hager, 2013.

Existe uma diferença no comportamento dos agregados silicosos e calcários: os agregados silicosos apresentam uma súbita expansão de volume quando aquecidos a aproximadamente 500 °C, evidenciando um desempenho inferior aos concretos com agregados calcários no que se diz respeito à redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade (GOMIDE, 2005).

Os agregados calcários apresentam melhor estabilidade ao fogo até 850°C, mesmo sofrendo expansões similares aos agregados silicosos a partir de 700 °C,

devido às reações de descarbonatação. A calcinação dos agregados calcários é endotérmica. Desta forma, a elevação da temperatura é postergada, visto que o calor é absorvido. Os agregados silicosos apresentam uma súbita expansão de volume quando aquecidos a aproximadamente 500°C, apresentando desempenho inferior aos outros agregados (GOMIDE, 2005).

Na Figura 5 tem-se um gráfico que relaciona a diminuição da resistência à compressão conforme o tipo de agregado. Observa-se que ao se aproximarem da temperatura de 900°C os diferentes agregados não possuem estabilidade. Nota-se ainda, a acentuada redução de resistência do agregado silicoso a partir de 500°C.

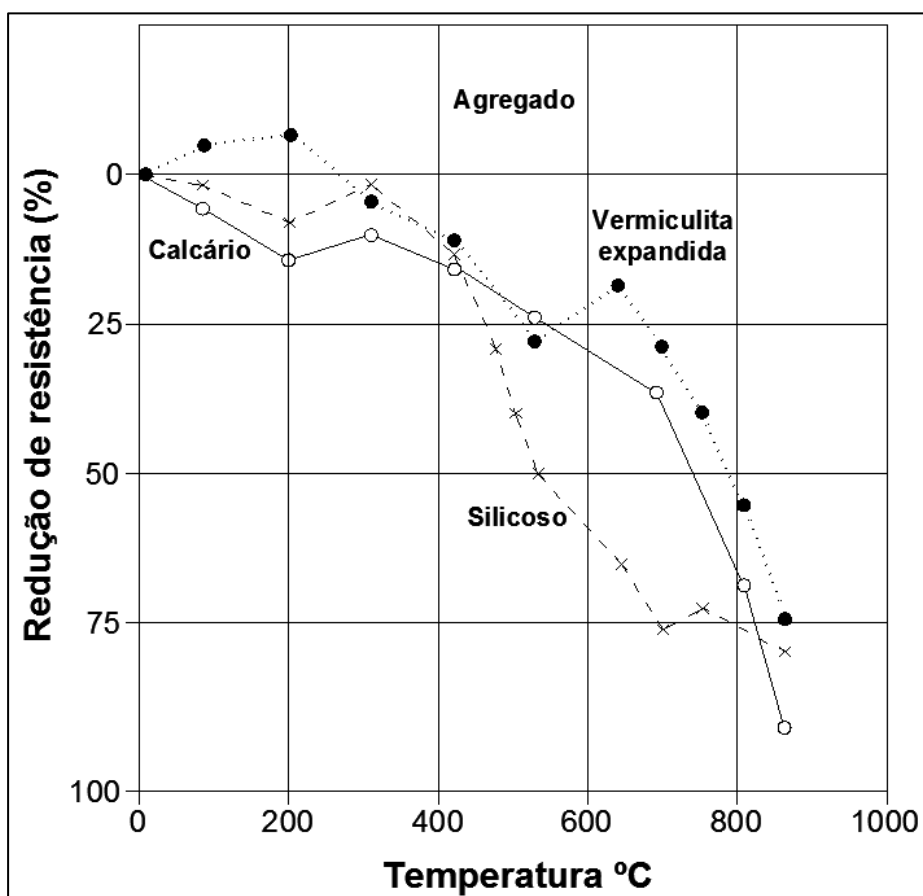


Figura 5 –Redução da resistência à compressão em função do tipo de agregado adotado.
Fonte: Adaptado de Neville (1997).

2.2.1.3. Evaporação da água

Quando exposta ao fogo, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida, sendo necessário um considerável calor de vaporização para a conversão de água em vapor (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Segundo Kalifa, Menneteau e Quenard (2000), a dilatação térmica da água em altas temperaturas influencia o processo de *spalling* do concreto por meio dos gradientes de pressão associados à vaporização e transporte de grandes quantidades de água. Ressaltam ainda, que o excesso de água contida nas pastas de cimento Portland saturadas participa na formação de gradientes de pressão na rede de poros do concreto durante os processos de evaporação da água e liberação do ar incorporado, ocasionando o aumento das trincas geradas pela contração da pasta.

Com o aumento de temperatura, a pasta de cimento primeiramente perde a água evaporável retida por forças capilares, e em seguida as presas por forças de Van der Waals nos poros de gel. A saída da água evaporável ocorre ao redor dos 100°C.

2.2.1.4. Alterações nas propriedades mecânicas do concreto sob altas temperaturas

As alterações nas propriedades de resistência do concreto, quando submetidos a compressão axial a elevadas temperaturas, podem ser obtidos de acordo com a Tabela 3, da NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 3 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários

Temperatura do concreto, θ (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcário	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2,00	3,00	4,00	5,00
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Para concreto preparados predominantemente com agregados e silicosos, a Tabela 3 fornece a relação entre:

- A relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal (f_{ck}).

- A relação entre o módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas ($E_{c,\theta}$) e em situação normal (E_c).

A resistência a compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura. Tal diminuição é expressão pela Equação (6), conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (6)$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$: fator de redução da resistência do concreto.

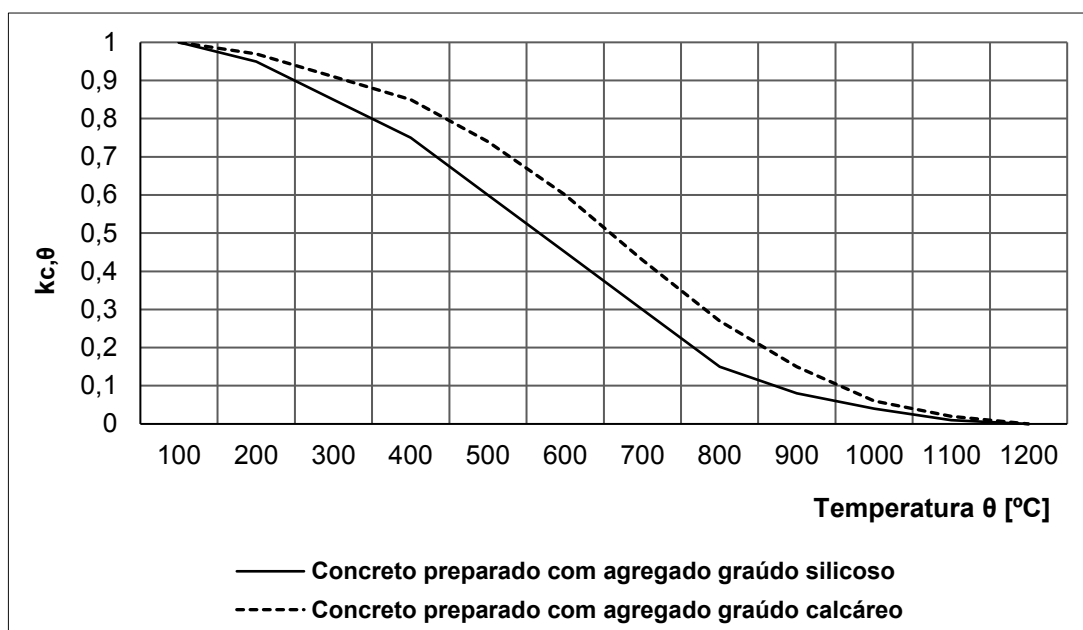


Figura 6 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura
Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 7, sendo obtido pela Equação (7), conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad (7)$$

Onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal. Essa expressão também é válida para o módulo secante E_{cs} ;

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade.

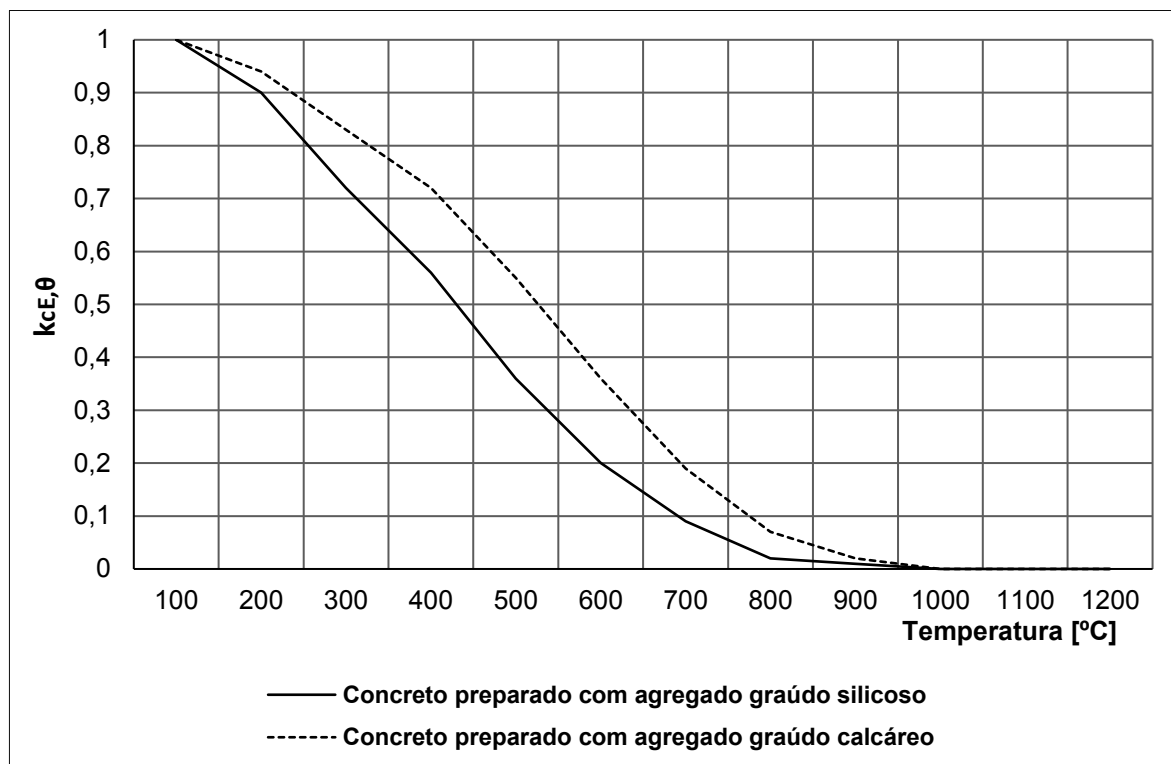


Figura 7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura
Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

2.2.2. Perda da área resistente

Além do decréscimo da resistência, o concreto perde área resistente. A diminuição da seção dos elementos é observada a partir de diferentes fenômenos, sendo os principais: esfarelamento da superfície calcinada e lascamento.

O primeiro, característico da exposição constante das camadas superficiais do material à ação térmica, enfraquece o concreto e reduz em muito a resistência à abrasão levando ao esfarelamento da superfície das peças de concreto (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002).

Quanto aos lascamentos, existem 3 tipos básicos, sendo: superficial (*sloughing*), lascamentos explosivos (*explosive spalling*) e *pop outs*.

O *sloughing* é o desprendimento de uma notável parcela de concreto de grande extensão. Tal processo aumenta com o tempo, pois deixa novas camadas do concreto endurecido expostos as chamas, conduzindo a novos descascamentos. Além disso, ocorre perda de aderência entre a armadura e o cobrimento (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002).

O *spalling* envolve a ruptura das camadas ou pedaços de concreto da superfície durante a exposição térmica. Este pode ser classificado em 4 tipos diferentes: *spalling* dos agregados, nos cantos, superficial e explosivo (DEENY, et al, 2009).

O *spalling* dos agregados é causado pela falha dos agregados próximos à superfície e envolve pequenas peças voando para fora da superfície. Este tipo de *spalling* não causa efeitos adversos na estrutura, apenas danos superficiais. (DEENY, et al, 2009).

O *spalling* dos cantos é caracterizado por grandes pedaços se desprendendo dos cantos devido as tensões desenvolvidas nos cantos e nas bordas. O fenômeno ocorre tardiamente, nas fases de decaimento do incêndio, com o concreto já consideravelmente afetado, portanto não se considera que tenha um impacto significativo no desempenho estrutural (DEENY et al., 2009).

O *spalling* superficial ocorre a partir de uma descamação violenta na forma de placas arredondadas. O *spalling* explosivo envolve a ejeção de pedaços de concreto da superfície aquecida em altas velocidades. Ocorre geralmente no início do incêndio, quando as taxas aquecimento são elevadas. Representam a maior ameaça à estabilidade estrutural. Os *pop outs* são um *spalling* localizado que ocorre quando a temperatura se aproxima dos 600 °C (DEENY et al., 2009).

2.3. Efeitos no aço

O aço é usado para compensar a baixa resistência do concreto à tração. O conhecimento do comportamento do aço a altas temperaturas é bastante importante, sobretudo em elementos sujeitos à flexão onde o aço se considera o elemento resistente à tração (FERNANDES, 2008).

O aço mantém sua integridade básica ao ser submetido a altas temperaturas, ao contrário de materiais como a alvenaria e o concreto. No entanto, com a elevação

da temperatura, de forma semelhante ao que ocorre com outros materiais usados em construções, o aço sofre perda de resistência e rigidez, além de sofrer dilatação, ocasionando variações nas suas propriedades mecânicas e térmicas (SOUZA Jr, 2004).

2.3.1. Aços para estruturas de concreto armado

O aço para concreto armado é compreendido como todo aço cujo emprego é adequado para armaduras de concreto armado. O trabalho solidário do concreto com o aço é possível graças à compatibilidade física – visto que o aço e o concreto possuem deformações próximas durante as variações térmicas a temperatura ambiente –, e a compatibilidade química – o aço não se corrói com o ambiente alcalino do concreto –, entre os dois materiais (PINHEIRO, 2007).

Ademais, para que concreto e aço trabalhem solidariamente, resistindo aos esforços a que são submetidos, é necessário que haja uma aderência entre os dois materiais. Tal adesão é garantida através de ligação mecânica, propiciada pela rugosidade das barras de aço e também pela introdução de moedas e saliências na superfície das barras (PINHEIRO, 2007).

Nas estruturas de concreto armado, as barras e os fios de aço da armadura são adequadamente posicionados nos elementos, de forma a resistir aos esforços de tração, necessárias para o equilíbrio interno das forças em virtude dos esforços solicitantes.

Os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil são especificados pela norma NBR 7480 (ABNT, 2007), que fixa as condições exigíveis na encomenda, fabricação e fornecimento de barras e fios de aço para uso como armaduras para concreto armado.

A norma brasileira que especifica os aços destinados a armaduras para estruturas de concreto armado – NBR 7480 (ABNT, 2007) –, assim como a norma NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimento (ABNT, 2014), indicam as especificações com relação ao aço utilizado para construção civil, nas classificações CA-25, CA-50 e CA-60.

A norma NBR 7480 (ABNT, 2007) classifica como barras os aços de diâmetro nominal igual a 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. Os fios são enquadrados como os que possuem diâmetro nominal de 10 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio, conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Aços utilizados para estruturas de concreto armado

Categoria	Tipo de superfície	Fabricação
CA-25	Lisa	Laminação a quente
CA-50	Nervurada	Laminação a quente
CA-60	Entalhada	Trefilação ou laminação a frio

Fonte: ABNT NBR 7840:2007.

Na Tabela 5 tem-se os diâmetros nominais conforme a NBR 7480 (ABNT, 2007).

Tabela 5 – Diâmetros nominais dos aços para concreto armado

Barras: $\varnothing \geq 6,3$ mm												
				CA-25		CA-50						
6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	20,	22,0	25,	32,0	40,0			
Fios: $\varnothing \leq 10$ mm												
CA-60												
2,4	3,4	3,8	4,2	4,6	5,0	5,5	6,0	6,4	7,0	8,0	9,5	10,0

Fonte: ABNT NBR 7840:2007.

Conforme o valor característico de resistência ao escoamento (f_{yk}), as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios na classe CA-60, como indicado na Tabela 6.

Tabela 6 – Resistência ao escoamento dos aços para estruturas de concreto armado

Categoria	Resistência característica ao escoamento f_{yk} (MPa)	Limite de resistência f_{st} (MPa)	Alongamento após a ruptura em 10. ϕ_{nom} (%)
CA-25	250	1,20. f_y	18
CA-50	500	1,08. f_y	8
CA-60	600	1,05. f_y	5

Fonte: ABNT NBR 7840:2007.

2.3.2. Propriedades térmicas do aço em altas temperaturas

Bolina (2016) aponta que, nas estruturas de concreto armado, as temperaturas das armaduras tendem a ser ligeiramente superiores às do concreto, dada a sua maior condutividade térmica. As fissuras pré-existentes ou desenvolvidas no concreto durante o seu aquecimento auxiliam numa condução de calor direta.

O aço é um material bom condutor de calor, o que significa que muito rapidamente a temperatura é uniformizada na secção das peças. Por este motivo, e dado que as armaduras possuem secções pequenas, é usual considerar-se a temperatura das barras é constante em toda a sua secção (FERNANDES, 2008).

2.3.2.1. Massa específica

Segundo a NBR 14323 (ABNT, 2013), a massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura, e igual a:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

2.3.2.2. Condutividade térmica

O Eurocode 4 (EN 1994-1-2:2005) e a NBR 14323 (ABNT, 2013) apresentam as Equações (8), (9) e (10) para o cálculo da condutividade térmica do aço.

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a \quad (8)$$

- Para $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \quad (9)$$

Sendo:

λ_a : Condutividade térmica do aço [$\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$].

θ_a : Temperatura do aço [$^{\circ}\text{C}$].

Para efeitos de simplificação, a NBR 14323 (ABNT, 2013) assume que o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço. Neste caso, o valor seguinte pode ser adotado igual a:

$$\lambda_a = 45 \text{ W}/\text{m}^{\circ}\text{C} \quad (10)$$

Na Figura 8 tem-se a representação das Equações (8) e (9), que relacionam a variação da condutividade térmica com o aumento da temperatura. Nota-se a relação linear decrescente até a temperatura de 800°C e a partir deste ponto, o valor constante da condutividade de $27,3 \text{ W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$.

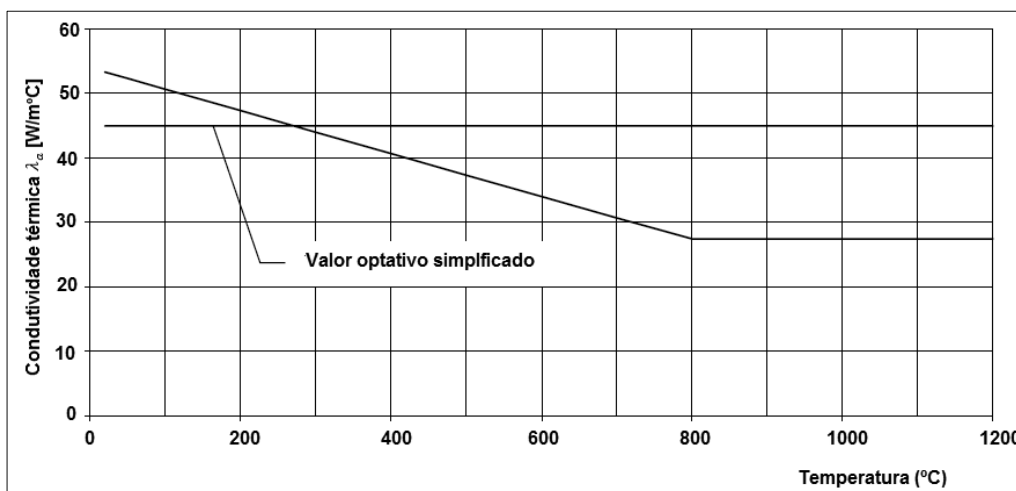


Figura 8 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura
 Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.3.2.3. Calor específico

O calor específico de um material representa sua capacidade para armazenar calor ou energia (NOGUEIRA, 2007). A função do calor específico é válida para qualquer tipo de aço estrutural ou de armaduras para concreto (COSTA, 2008). Este pode ser determinado conforme as Equações (11), (12), (13) e (14).

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad (11)$$

- Para $600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 666 + 13002/738 - \theta_a \quad (12)$$

- Para $735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}$

$$c_a = 545 + 17820/\theta_a - 731 \quad (13)$$

- Para $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 650 \quad (14)$$

Sendo:

c_a : Valor específico do aço [$\text{J}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$].

θ_a : Temperatura do aço [$^{\circ}\text{C}$].

A NBR 14323 (ABNT, 2013) apresenta que o valor do calor específico pode ser considerado, de forma simplificada, independente da temperatura do aço. Neste caso, pode ser considerado como sendo:

$$c_a = 600 \text{ J}/\text{kg}^{\circ}\text{C} \quad (15)$$

A Figura 9 apresenta a representação das Equações (11), (12) e (13), que fornecem o calor específico do aço com base em sua temperatura. Observa-se que na faixa de temperatura compreendida entre 700 e 800°C estão compreendidos os maiores valores de calor específico.

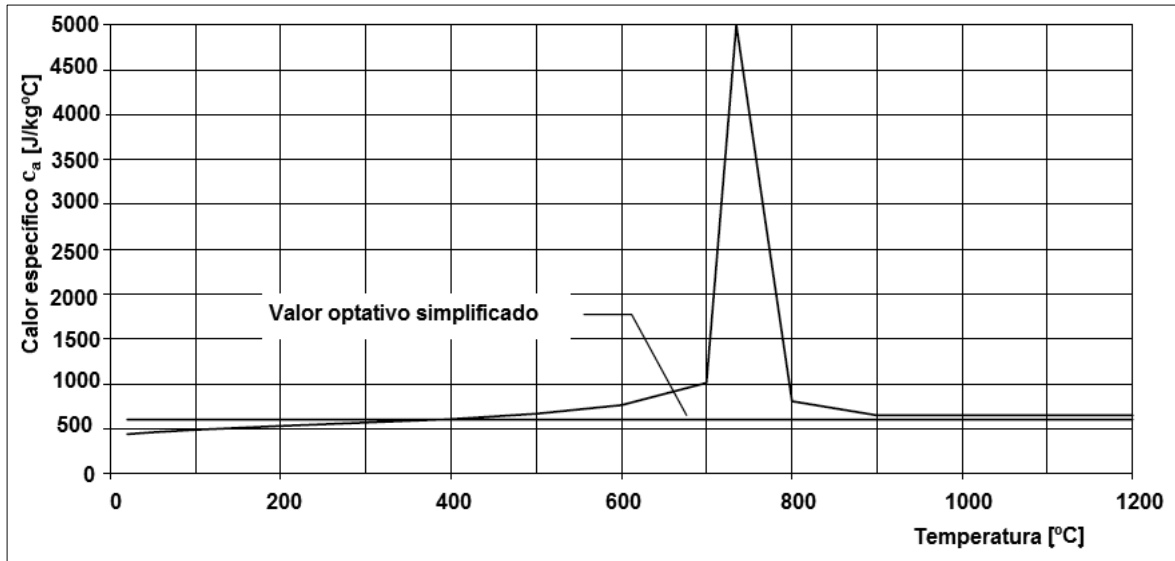


Figura 9 – Calor específico do aço em função da temperatura
 Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.3.2.4. Alongamento térmico

O alongamento térmico do aço, obtido a partir das Equações (16), (17), (18) e (19) é válido tanto para o aço estrutural, como para armaduras para concreto (ABNT NBR 14323/2013; EN 1992-1-2/2004; EN 1994-1-2/2005).

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$

$$\Delta l_a / l_a = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 \quad (16)$$

- Para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 860^{\circ}\text{C}$

$$\Delta l_a / l_a = 11 \cdot 10^{-2} \quad (17)$$

- Para $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\Delta l_a / l_a = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a \quad (18)$$

Onde:

l_a é o comprimento do aço a 20°C .

Δl_a é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura.

θ_a Temperatura do aço, [$^{\circ}\text{C}$].

A NBR 14323 (ABNT, 2013) indica que a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Neste caso, pode-se adotar o valor a seguir para o alongamento:

$$\Delta l_a / l_a = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad (19)$$

Na Figura 10 tem-se o gráfico que relaciona o alongamento do aço em função do aumento da temperatura. Observa-se a representação das Equações (16), (17) e (18), que possui três trechos, devido a cada uma das equações e a reta da Equação (19), em que se considera o valor simplificado, com a relação linear entre alongamento e temperatura do aço.

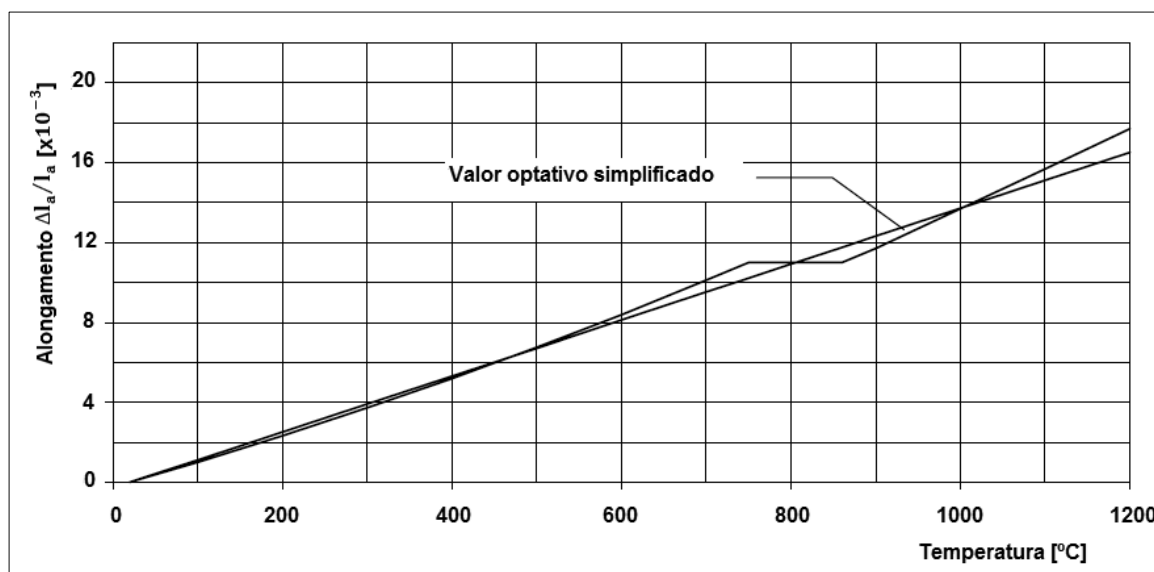


Figura 10 – Alongamento do aço em função da temperatura
 Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.3.3. Aço em situação de incêndio

Costa e Silva (2002), apontam que o aço em relação ao concreto é um melhor condutor térmico. O calor se propaga mais rápido ao longo das ferragens enquanto o concreto permanece com uma temperatura mais baixa. A temperatura no aço aquecido se uniformiza rapidamente e as armaduras se dilatam mais do que o concreto. As barras flambam e comprimem a zona de aderência aço-concreto oprimindo a interface, resultando em perda de aderência e ancoragem. Em situação de incêndio o concreto apresenta-se como importante barreira de proteção das armaduras.

Segundo Ferreira (1998), o aço funde à temperatura de 1550°C, porém os incêndios raramente atingem tal temperatura. Portanto, não há risco das armaduras nas estruturas de concreto armado se fundirem em situação de incêndio. Ainda de acordo com esse autor, as máximas temperaturas alcançadas aproximam-se dos 1200 °C. A NBR 15200 (ABNT, 2012) e o EUROCODE 2 (EN 1992-1-2/2004) assumem que a resistência do aço se anula completamente aos 1200°C.

Costa e Silva (2002) indicam que o tipo de resfriamento a que a estrutura é submetida influenciam na aderência do aço: concretos resfriados rapidamente com água sofrem maior perda de aderência que quando resfriados gradualmente ao ar.

2.3.3.1. Alterações nas propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura passiva a elevadas temperaturas, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), deve ser obtida a partir da Tabela 7.

Tabela 7 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços da armadura passiva

Temperatura do aço, θ (°C)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$
	Tração	Compressão	
1	2,00	4,00	5,00
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,89	0,90
300	1,00	0,78	0,80
400	1,00	0,67	0,70
500	0,78	0,56	0,60
600	0,47	0,33	0,31
700	0,23	0,10	0,13
800	0,11	0,08	0,09
900	0,06	0,06	0,07
1000	0,04	0,04	0,04
1100	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

A resistência ao escoamento do aço decresce com o aumento da temperatura, conforme Figura 11, obtido com a Equação (20), tal como apresentado pela NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (20)$$

Onde:

$f_{y,\theta}$: resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal.

$k_{s,\theta}$: fator de redução na temperatura θ , conforme figura 11, sendo:

- Curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes.

- Curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

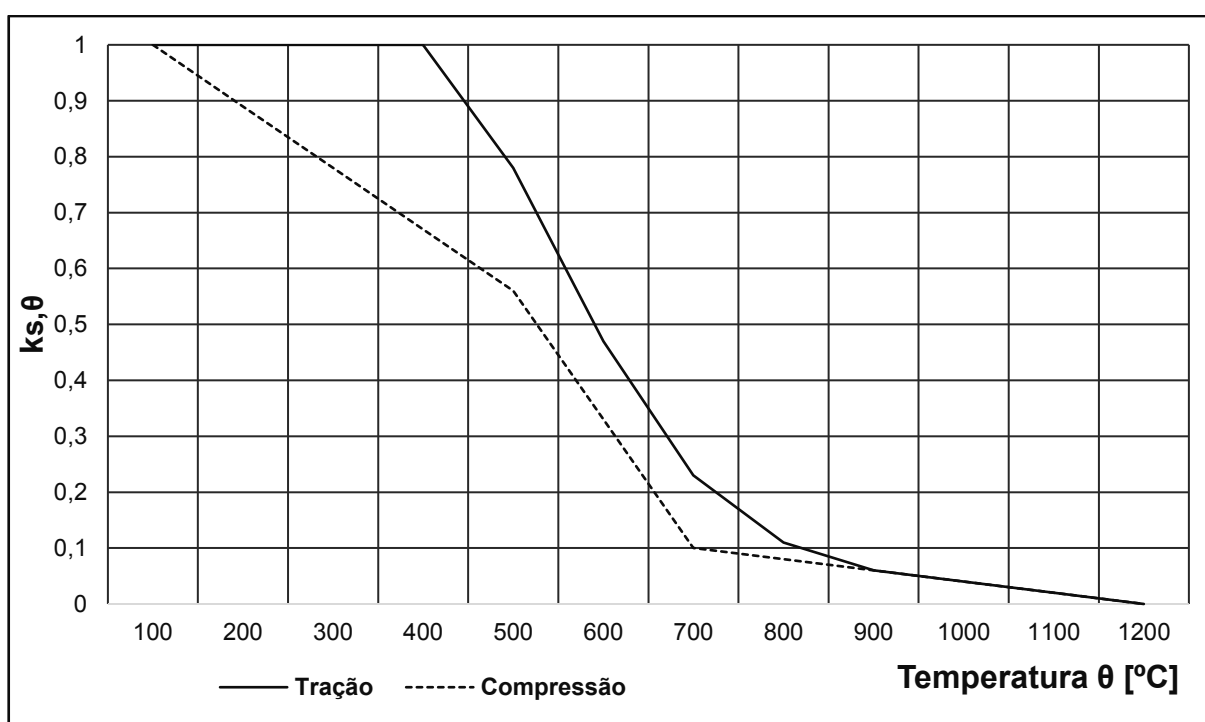


Figura 11 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura

Fonte: NBR 15200:2012.

Segundo Silva (2013) admite-se que o aço atinja o patamar de escoamento para $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$. Os valores referentes a tabela 10 são os redutores de resistência convencional ao escoamento, ou seja, para $\varepsilon_{y,\theta} \geq 2\%$. Para armaduras sob compressão as deformações do aço e concreto devem ser compatíveis. Assim, $\varepsilon_{y,\theta}$ dificilmente atingiria 2% e o redutor da tensão máxima atingida deve ser diferente. Assim, essa tensão máxima é igual àquela correspondente à deformação plástica residual de 0,2 % .

O módulo de elasticidade do aço decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 12, podendo ser obtido pela Equação (21), conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (21)$$

Onde:

E_s : módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em situação normal.

$k_{sE,\theta}$: fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ .

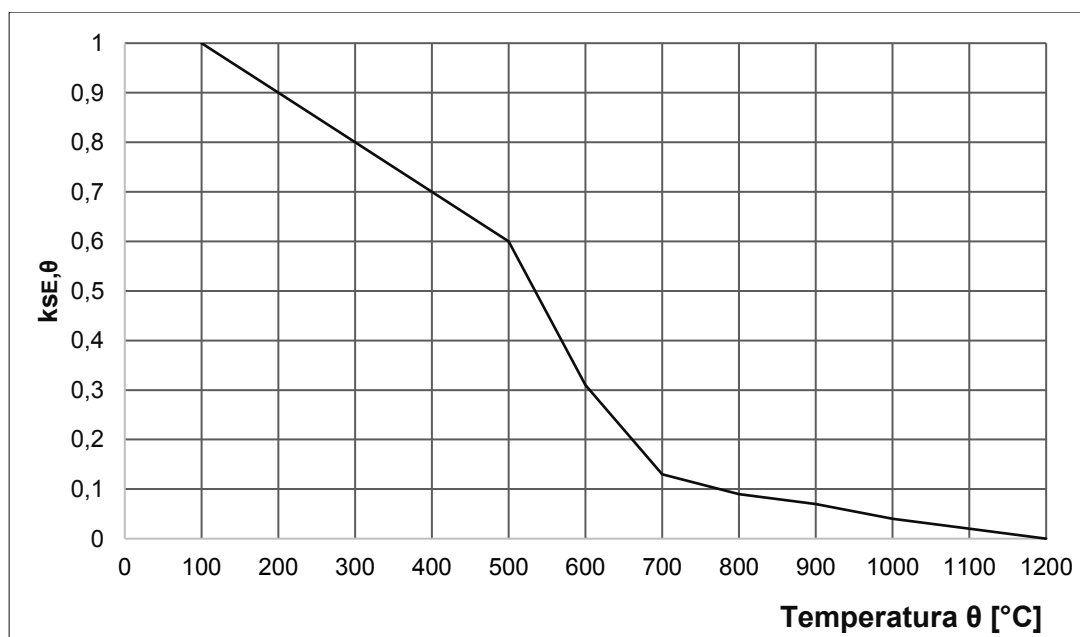


Figura 12 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura
Fonte: NBR 15200:2012.

Os diagramas tensão-deformação dos aços da armadura passiva a temperaturas elevadas podem ser construídos a partir das Equações (22), (23), (24), (25) e (26), com base na NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} \quad \text{se } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (22)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} \quad \text{se } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \quad (23)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \quad \text{se } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \quad (24)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] \quad \text{se } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta} \quad (25)$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \quad \text{se } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta} \quad (26)$$

Os termos a, b e c das equações anteriores são definidos pelas Equações (27), (28) e (29).

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right) \quad (27)$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \quad (28)$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})} \quad (29)$$

Os termos $\varepsilon_{p,\theta}$, $\varepsilon_{y,\theta}$ e $f_{p,\theta}$ são obtidos a partir das Equações (30), (31), (32), (33) e (34), respectivamente.

$$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{s,\theta}} \quad (30)$$

$$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02 \quad (31)$$

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (32)$$

$$f_{pk,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{yk} \quad (33)$$

$$E_{s,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_S \quad (34)$$

Sendo:

$f_{yk,\theta}$: resistência ao escoamento do aço na temperatura θ , conforme tabela

10.

f_{yk} : resistência ao escoamento do aço a 20°C.

$f_{pk\theta}$: resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço na temperatura θ , conforme tabela 11.

$k_{p,\theta}$: redutor do limite de proporcionalidade.

$E_{s,\theta}$: módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , indicado na Tabela 10.

E_S : módulo de elasticidade do aço a 20°C.

Os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para aços de alta ductilidade, que é o caso do CA-50, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), $\varepsilon_{st,\theta} = 15\%$ e $\varepsilon_{su,\theta} = 20\%$ (SILVA, 2013).

Na Figura 13 está representado o aspecto dos diagramas tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.

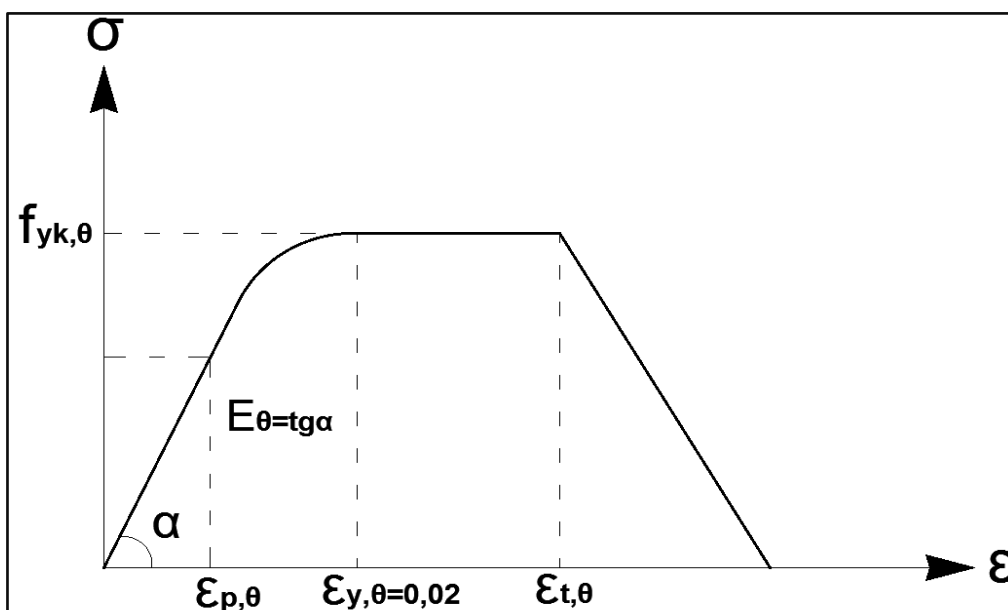


Figura 13 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas
Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

A partir da figura 13 nota-se:

É possível verificar o comportamento do aço pode ser dividido em 4 regiões. A primeira região diz respeito ao tramo de comportamento linear, sendo válida a lei de Hooke. A região seguinte caracteriza-se por um comportamento não-linear do aço, até ser atingido o patamar de escoamento, que corresponde à terceira região. O patamar de escoamento verifica-se durante um intervalo de extensões bastante elevado, entre os 20% e os 150%, demonstrando assim a elevada ductilidade do aço a altas temperaturas. A última região diz respeito ao ramo descendente do diagrama que corresponde à ruptura. Pode-se também observar que os valores das extensões de escoamento e de ruptura são independentes da temperatura do aço, apresentando valores bastante elevados como seria de esperar (FERNANDES, 2008, p.25-26).

Na Figura 14 estão relacionados os diagramas tensão relativa-deformação para o aço CA-50, em que a tensão relativa vale $f_{yk,\theta}/f_{yk}$.

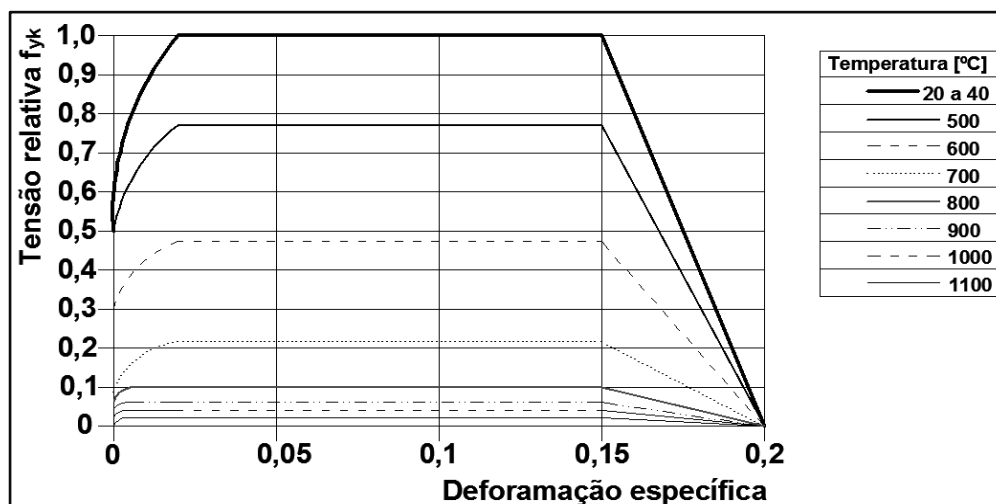


Figura 14 – Diagramas tensão-relativa deformação para o aço CA-50.
Fonte: Silva (2013).

Observa-se que na Figura 14 que, para um mesmo valor de tensão ocorrem maiores deformações específicas com o aumento da temperatura. Percebe-se que o aço se torna mais dúctil sob altas temperaturas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho foi quantificada e avaliada a variação das resistências característica e última e do módulo de elasticidade dos aços GG 50 e VS 50 submetidos a altas temperaturas e resfriados ao ar livre através de uma abordagem experimental.

Os corpos de prova de aço foram ensaiados em forno Mufla. Analisou-se a influência de diferentes faixas de temperatura e tempo de exposição ao calor, na redução da resistência do aço.

Nos itens a seguir estão relacionados os procedimentos adotados na realização dos ensaios.

3.1 MATERIAIS ANALISADOS

Os materiais objeto desta pesquisa consistiram em barras de aço CA 50, nas denominações GG 50 e VS 50, com diâmetro de 10 mm, conforme apresentado na Figura 15.



Figura 15 – Detalhe das marcas das barras de aço analisadas.

3.1.1 Aço GG 50

Os vergalhões GG 50 são fabricados pela Gerdau, uma empresa siderúrgica brasileira. Além da categoria GG 50 a Gerdau comercializa vergalhões nas categorias CA 25, GG 50 e CA 60, com suas características resumidas na Tabela 8.

Tabela 8 – Resistência ao escoamento dos aços da série GG

Categoria	f_{yk} (MPa)	Tipo de superfície	Fabricação
GG 25	250	Lisa	Laminação a quente de tarugos de lingotamento contínuo
GG 50	500	Nervurada	Laminação a quente
GG 60	600	Nervurada	Laminação a frio

Fonte: GERDAU, 2017.

Segundo a GERDAU (GERDAU, 2015) o vergalhão Gerdau GG 50 é fornecido na categoria CA-50 com superfície nervurada, produzido rigorosamente de acordo com as especificações da norma NBR 7480 (ABNT, 2007). Na Tabela 9 estão relacionadas as características dimensionais do aço GG 50.

Tabela 9 – Características dimensionais do aço GG 50

Diâmetro nominal (mm)	Massa nominal (Kg/m)	Diâmetro do pino para dobramento a 180 (mm)
6,3	0,245	
8,0	0,395	
10,0	0,617	3 x DN
12,5	0,963	
16,0	1,578	
20,0	2,466	
25,0	3,853	
32,0	6,313	6 x DN
40,0	9,865	

Fonte: GERDAU, 2017.

Na Tabela 10 estão resumidas as propriedades mecânicas do aço GG 50.

Tabela 10 – Propriedades mecânicas do aço GG 50

Diâmetro nominal (mm)	Tolerância massa linear (%)	Resistência característica ao escoamento f_{yk} (MPa)	Limite de resistência (MPa)	Alongamento em 10. \emptyset (%)
6,3	± 7	500	1,08. f_y	8
8,0				
10,0	± 6			
12,5				
16,0	± 5			
20,0				
25,0	± 4			
32,0				
40,0				

Fonte: GERDAU, 2017.

3.1.2 Aço VS 50

Conforme a VOTORAÇO (VOTORANTIM, 2017) os aços da série VS são fabricados pela Votorantim Siderurgia, empresa criada em 2008, que integra o grupo Votorantim. A VS é uma organização 100% nacional e a terceira maior produtora de aços longos no Brasil.

A VOTORAÇO (VOTORANTIM, 2017) aponta que a marca foi a primeira no Brasil a obter o certificado da marca de conformidade ABNT para a norma ABNT NBR 7480, homologada pelo INMETRO. Estes aços apresentam as características resumidas na Tabela 11.

Tabela 11 – Resistência ao escoamento dos aços da série VS

Categoria	f_{yk} (MPa)	Tipo de superfície	Fabricação
VS-25	250	Lisa	Laminação a quente de tarugos de lingotamento contínuo
VS-50	500	Nervurada	Laminação a quente
VS-60	600	Nervurada	Laminação a frio

Fonte: VOTORAÇO, 2016.

O aço VS-50 apresenta as características dimensionais conforme Tabela 12, em conformidade com a ABNT NBR 7480 (ABNT, 2007).

Tabela 12 – Características dimensionais do aço VS-50

Diâmetro (mm)	Massa linear nominal (Kg/m)
6,30	0,245
8,00	0,395
10,0	0,617
12,50	0,963
16,00	1,578
20,00	2,466
25,00	3,853
32,00	6,313

Fonte: VOTORAÇO, 2016.

Com relação às propriedades mecânicas, estas estão descritas na Tabela 13.

Tabela 13 – Propriedades mecânicas do aço VS-50

Diâmetros (mm)	Limite de escoamento mínimo (MPa)	Limite de resistência mínimo (MPa)	Relação elástica mínima (LR/LE)	Alongamento mínimo ($L_0 = 10 \cdot \phi_{nom}$) (%)
6,30				
8,00				
10,0				
12,50	500	540	1,08	8
20,0				
25,0				
32,0				

Fonte: VOTORAÇO, 2016.

3.2. CONDIÇÕES DE ENSAIO

Este trabalho foi realizado com uma amostra de 132 corpos de prova, composta por 66 barras de cada marca, conforme Figura 16.

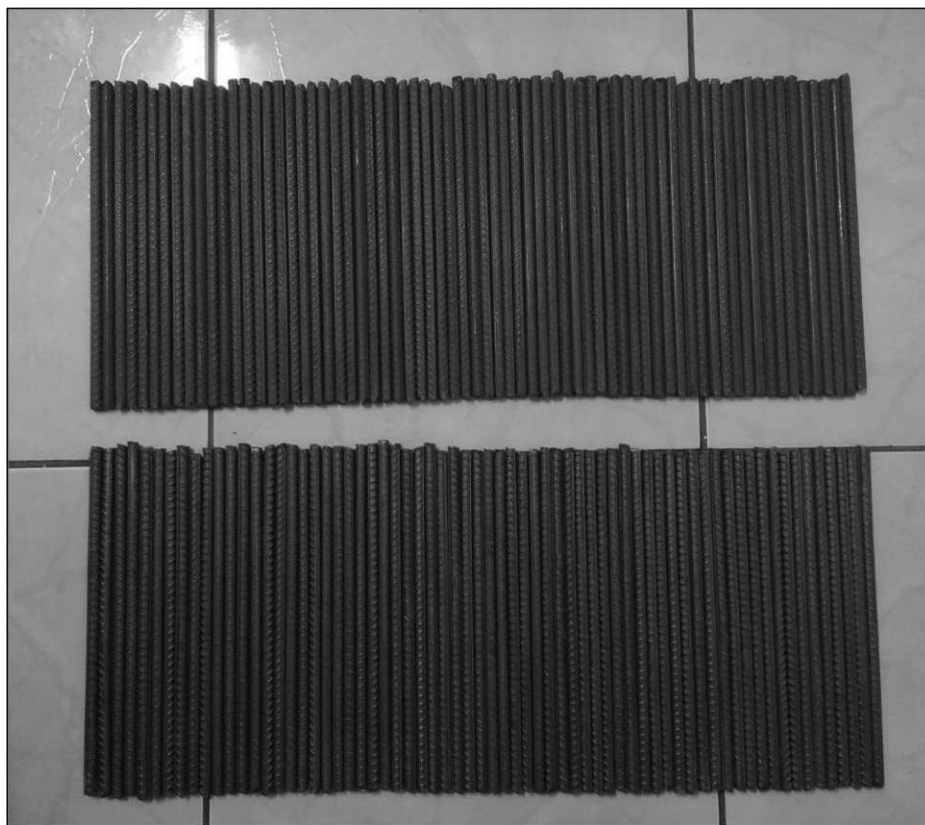


Figura 16 – Corpos de prova ensaiados. VS 50 (superior) e GG 50 (inferior)

A amostra foi dividida em 5 grupos de 24 corpos de prova cada que foram aquecidos em diferentes faixas de temperatura e com diferentes tempos de exposição ao calor e 12 barras que foram submetidas ao ensaio de tração sem exposição ao fogo, para servir de parâmetro inicial de resistência. As condições de ensaio estão relacionadas na Tabela 14.

Tabela 14 – Características das amostras ensaiadas

Temperatura (°C)	Tempo de exposição ao calor (min)	Número de corpos de prova por marca		Total de corpos de prova	Diâmetro (mm)	Tipo de resfriamento
		GG 50	VS 50			
20	0	6	6	12	10	Não foi aquecido
200	60	6	6	24	10	Ar livre
	120	6	6			
400	60	6	6	24	10	Ar livre
	120	6	6			
600	60	6	6	24	10	Ar livre
	120	6	6			
800	60	6	6	24	10	Ar livre
	120	6	6			
1000	60	6	6	24	10	Ar livre
	120	6	6			

Na Figura 17 tem-se a separação dos corpos de prova em grupos para posterior exposição ao calor. Cada amostra continha 6 barras de cada marca analisada, com a respectiva temperatura e tempo de aquecimento.



Figura 17 – Corpos de prova separados para aquecimento

3.3. SIMULAÇÃO DE INCÊNDIO EM CORPOS DE PROVA DE AÇO

Para simulação das condições de incêndio foi utilizado um forno Mufla da marca MARQLABOR modelo MAQMUF2RP. Este equipamento está disponível no laboratório de saneamento da UTFPR campus Toledo, conforme Figura 18.



Figura 18 – Forno Mufla utilizado para realizar o aquecimento dos corpos de prova

Conforme citado, os corpos de prova foram separados em grupos. Um desses grupos não foi submetido ao aquecimento para ser utilizado como parâmetro de resistência inicial. As temperaturas ensaiadas podem ser observadas na Figura 19.



Figura 19 – Temperaturas atingidas durante o tratamento térmico das barras de aço

Aguardava-se até a estufa atingir a temperatura definida para o ensaio e então os corpos de prova eram colocados nesta. Após o tempo de aquecimento estipulado retirava-se a amostra, conforme Figura 20.

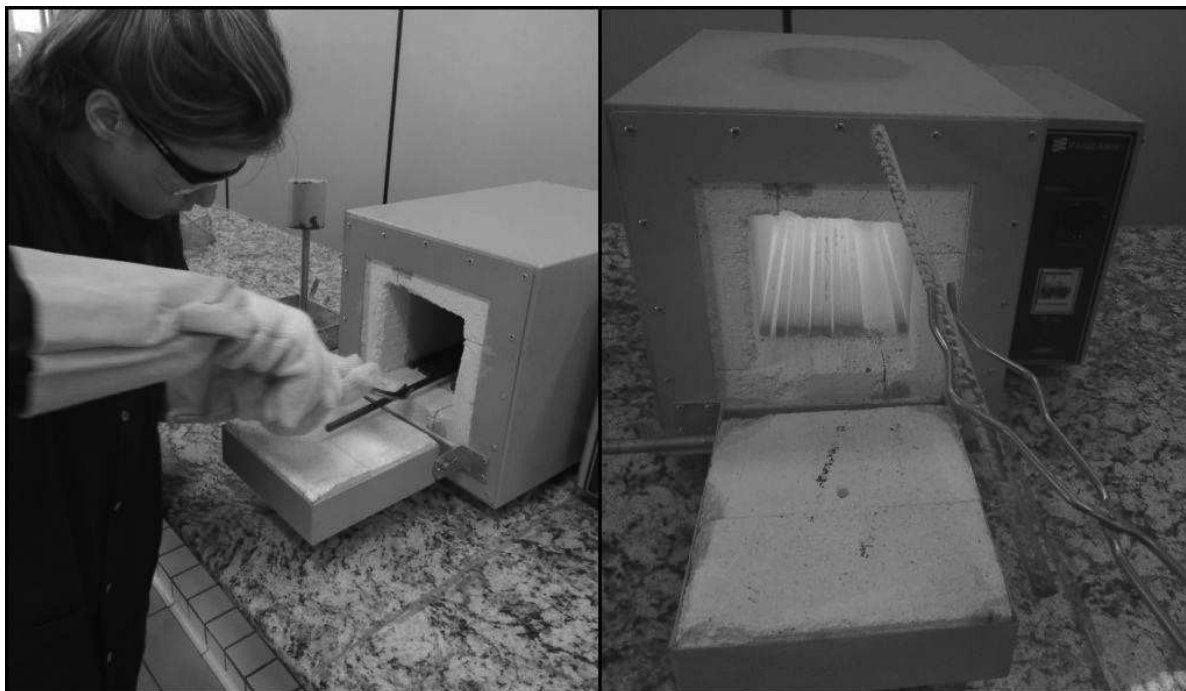


Figura 20 – Colocação (esquerda) e retirada (direita) dos corpos de prova do forno

Após a retirada dos corpos de prova do forno Mufla estes eram colocados em um recipiente metálico para resfriamento, sendo mantidos ao ar livre, conforme Figura 21.

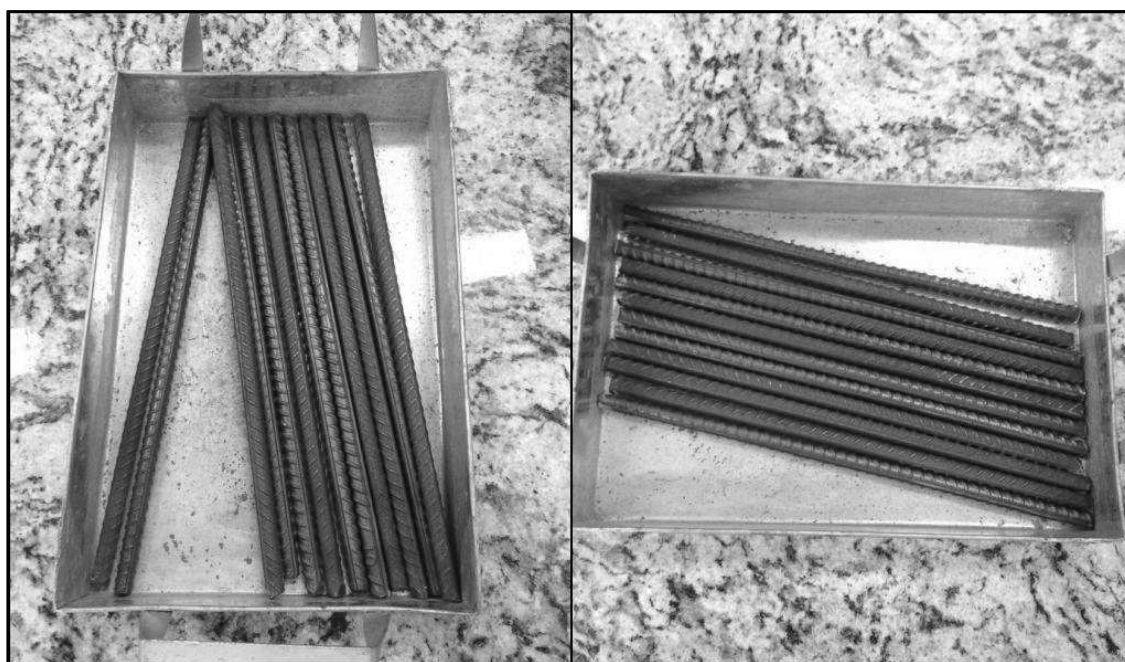


Figura 21 – Resfriamento dos corpos de prova ao ar livre

Para realização do processo de aquecimento utilizou-se os seguintes equipamentos de segurança: óculos de proteção, luva tricotada para altas temperaturas e jaleco, conforme Figura 22.



Figura 22 – Equipamentos de segurança utilizados

3.4. RESISTÊNCIA DO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de tração na máquina universal Emic DL30000N do laboratório de materiais de construção do campus Pato Branco da UTFPR, conforme Figura 23.



Figura 23 – Máquina universal para ensaios utilizada

No ensaio os corpos de prova eram fixados no limite das garras superior e inferior. Uma pequena carga inicial era aplicada para a total fixação da barra e então iniciava-se o procedimento de aumento de carga.

O ensaio foi feito sem a utilização do extensômetro, pois a superfície das barras estavam muito danificadas, não possibilitando a correta fixação do mesmo.

3.5. DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES RESISTENTES

Ao início da atuação dos esforços de tração, um diagrama tensão-deformação foi gerado pela máquina universal para ensaios. Na Figura 24 tem-se um exemplo de diagrama gerado, para a amostra de aço GG 50 que não foi submetido a aquecimento.

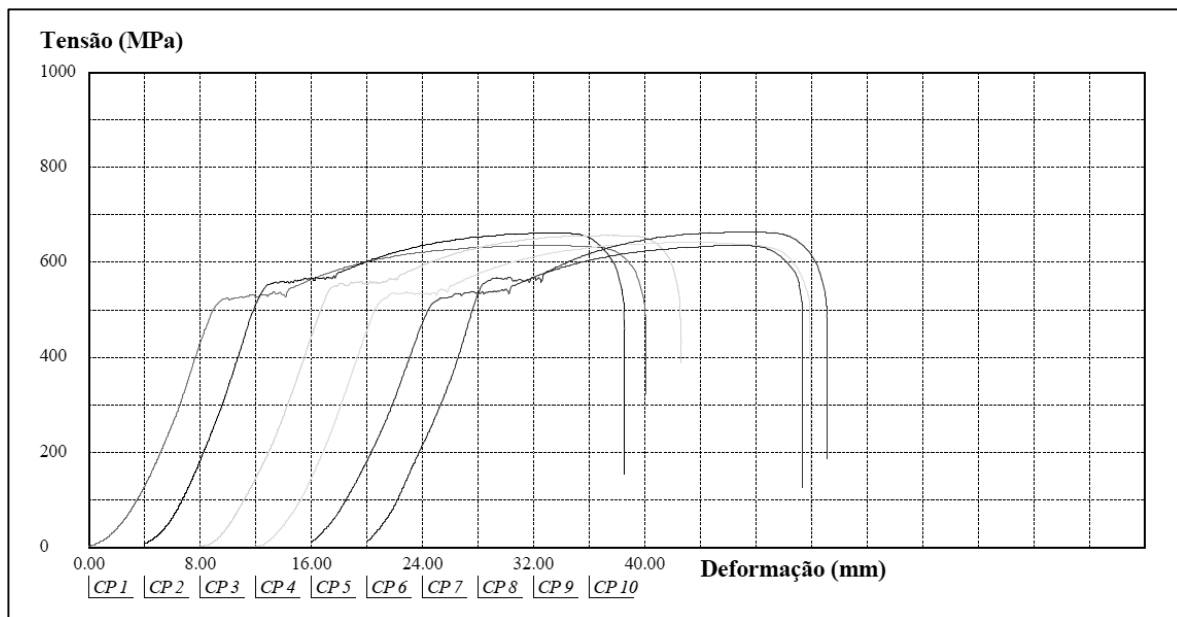


Figura 24 – Exemplo de diagrama tensão-deformação obtido

O relatório de ensaio continha os dados da seção do corpo de prova, força e tensão de escoamento, força e tensão últimas e alongamento na ruptura.

A tensão de escoamento é a tensão máxima suportada pelo corpo de prova no estado elástico, que delimita o início das deformações plásticas. É definida a partir da equação (35), em que a força e área são as medidas no instante em que ocorre a transição do regime plástico para o elástico, correspondente ao ponto σ_E da figura 26.

A tensão última é determinada como a tensão máxima suportada pelo material, a partir da qual ocorre a estrição deste, que representa o início da ruptura. Sua determinação é feita a partir da equação (35), sendo os valores de área e força correspondentes ao ponto σ_U do diagrama da figura 25, que demarca o início da estrição do material.

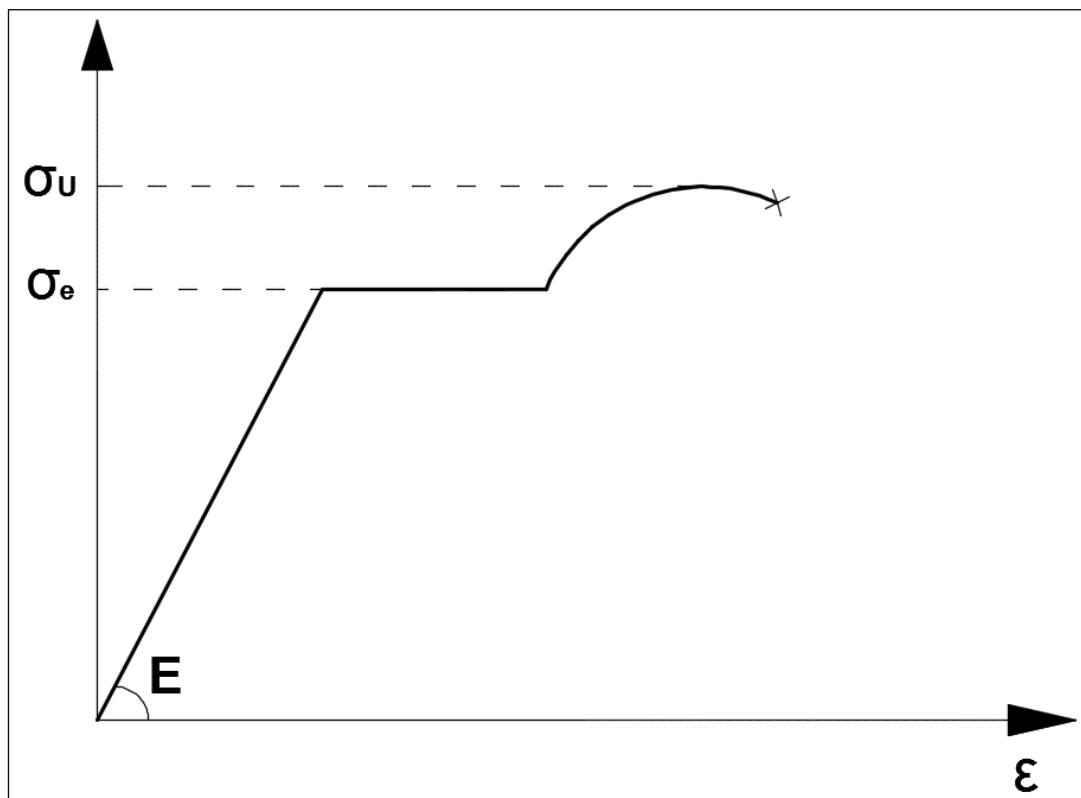


Figura 25 – Diagrama tensão-deformação obtido a partir de ensaio de tração.
 Fonte: adaptado de Beer e Johnston (1995).

Foi necessário obter o módulo de elasticidade a partir de cálculo manual. Para tanto, foram exportados os dados gerados pela máquina de ensaios universal, que relacionava a deformação sofrida pelo corpo de prova e a força aplicada neste. Para cada ensaio, eram apresentados valores de força e deformação a cada 0,01 segundos de aplicação da tensão axial, aproximadamente.

3.5.1. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade é determinado a partir da constante de proporcionalidade entre a tensão axial e a deformação específica, correspondente ao estágio linear do diagrama, sendo:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (36)$$

Onde:

σ : tensão de tração no instante analisado.

E: módulo de elasticidade.

ε : deformação específica do material.

O esforço de tração é dado pela expressão (35):

$$\sigma = F/A_0 \quad (37)$$

Onde:

σ : tensão de tração no instante analisado.

F: força aplicada axialmente no instante analisado.

A_0 : área da seção transversal do corpo de prova no instante analisado.

A deformação específica é obtida pela razão entre o alongamento do corpo de prova em dado instante e o comprimento inicial deste, conforme equação (38):

$$\varepsilon = (L_F - L_0)/L_0 = \Delta L/L_0 \quad (38)$$

Onde:

ε : deformação específica do material.

L_F : comprimento final do corpo de prova no instante analisado.

L_0 : comprimento inicial do corpo de prova no instante analisado.

ΔL : alongamento do corpo de prova no instante analisado.

As amostras dispunham apenas dos valores de tensão e sua respectiva deformação (em mm). A partir da Figura 25 nota-se que o primeiro trecho do diagrama tensão-deformação não corresponde a uma relação linear. Para determinação do módulo de elasticidade foi necessário aproximar esse trecho curvo por uma reta.

Para tanto, escolheu-se dois pontos e a partir das suas correspondentes coordenadas de tensão e deformação ($\sigma_2; \Delta L_2$) e ($\sigma_1; \Delta L_1$), determinou-se o módulo de elasticidade, conforme Figura 26.

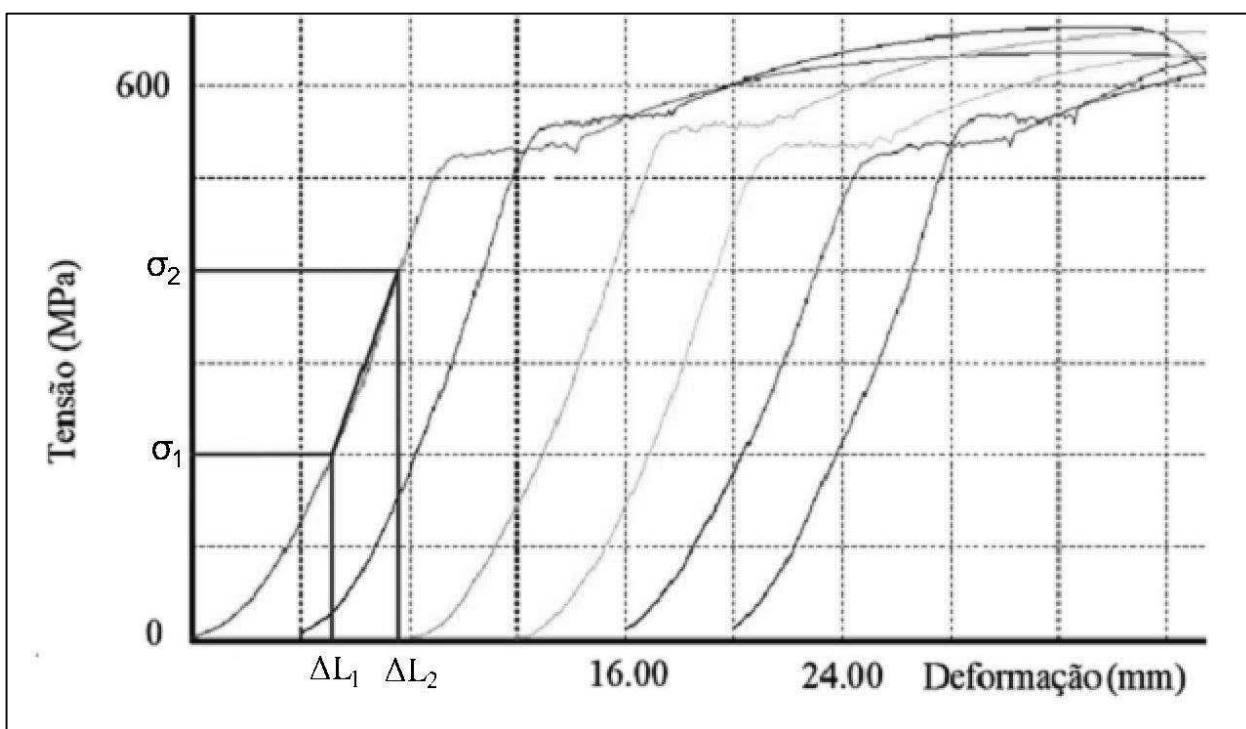


Figura 26 – Obtenção da reta que relaciona Tensão e deformação

Dessa forma, o módulo de elasticidade corresponde a inclinação da reta que une os pontos ($\sigma_2; \Delta L_2$) e ($\sigma_1; \Delta L_1$), sendo dada por:

$$\tan \theta = E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\frac{\Delta L_2}{L_0} - \frac{\Delta L_1}{L_0}} \quad (38)$$

Sendo:

σ_2 : Tensão de tração no instante analisado;

ΔL_2 : Alongamento do corpo de prova no instante analisado;

L_0 : Comprimento inicial do corpo de prova.

O valor do comprimento L_0 correspondeu ao comprimento da barra que sofreu deformação. Este foi obtido a partir da diferença entre o comprimento total do corpo de prova (L), medido no momento do corte das barras e o comprimento das duas garras que prendiam a barra de aço, correspondentes a 5,5 cm cada.

Foram escolhidos dois pontos que passavam pelo trecho elástico do material. Para as amostras que foram ensaiadas sem aquecimento até as submetidas a 600 °C por 120 minutos foram utilizados os pontos com tensões de 200 e 400 MPa.

A partir do aquecimento a 800 °C por 60 minutos os pontos tomados foram correspondentes a 100 e 200 MPa, porque a tensão de 400 MPa não estava na fase elástica do diagrama para tais condições.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nos itens a seguir estão apresentados os resultados obtidos e serão analisadas cada característica ensaiada.

4.1 Resultados obtidos

A Tabela 15 apresenta os valores de resistência à tração da amostra de aço GG 50. Para cada grupo ensaiado com as mesmas condições são apresentadas as tensões de escoamento e última médias. A tabela completa, com todos os valores obtidos em ensaio está apresentada no Apêndice A.

Tabela 15 – Propriedades resistentes apresentadas pelo aço GG 50

Temperatura (°C)	Tempo de aquecimento (min)	σ_E (MPa)	σ_U (MPa)	E (GPa)
0	0	546,6	649,6	200,51
200	60	542,6	646,5	197,66
	120	542,1	646,2	197,42
400	60	542,1	645,9	187,02
	120	552,7	649,1	172,34
600	60	508,1	589,1	159,63
	120	500,8	582,9	153,87
800	60	317,7	476,1	127,68
	120	303,5	473,7	113,72
1000	60	258,7	428,3	108,94

A Tabela 16 apresenta os valores de resistência à tração da amostra de aço VS 50. A tabela completa, com todos os valores obtidos em ensaio está apresentada no Apêndice B.

Tabela 16 – Propriedades resistentes apresentadas pelo aço VS 50

Temperatura (°C)	Tempo de aquecimento (min)	σ_E (MPa)	σ_U (MPa)	E (GPa)
0	0	519,1	631,9	198,57
200	60	519,4	632,7	196,89
	120	517,0	630,6	186,03
400	60	527,1	633,9	183,07
	120	523,2	636,7	172,34
600	60	495,4	595,7	171,75
	120	483,0	575,6	161,78
800	60	346,7	526,6	126,32
	120	333,9	518,5	107,35
1000	60	307,3	489,6	104,26

Conforme observa-se nas Tabelas 15 e 16 não se obteve resultados das características analisadas para o aquecimento a 1000°C por 120 minutos. Isso deve-se ao fato citado anteriormente: os corpos de provas apresentaram perda das

nervuras a partir da temperatura de 600°C, mesmo assim foi possível fixar as barras aquecidas a 800°C a 60 e 120 minutos e 1000°C durante 60 minutos.

Em virtude da descamação das barras de aço, conforme observado na Figura 27, em que a camada superficial se desprendia destas, principalmente as nervuras dos corpos de prova, fenômeno que teve início nos materiais aquecidos a 600°C, não foi possível a realização do ensaio com a utilização do extensômetro, instrumento este que forneceria o módulo de elasticidade das amostras.



Figura 27 – Superfície danificada do corpo de prova

As garras que prendem o corpo de prova à máquina de ensaio possuem ranhuras, conforme Figura 28, e a fixação da barra é feita pelo contato entre estas e as nervuras da barra de aço. Na temperatura e tempo de aquecimento citados, o corpo de prova apresentava superfície lisa, com perda quase total das nervuras, portanto não foi possível prendê-lo para realizar o procedimento.

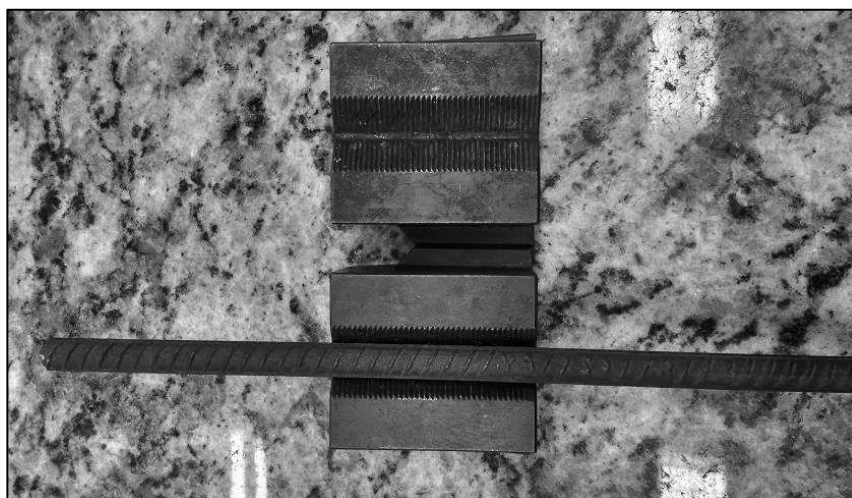


Figura 28 – Detalhe das nervuras da armadura e fixação das garras

4.2. Discussão dos resultados

Nos itens a seguir cada característica ensaiada será analisada separadamente.

4.2.1. Variação da resistência ao escoamento do aço

Observou-se que o aço aquecido a 200 °C por 60 e 120 minutos e a 400°C por 60 minutos apresentou uma redução de resistência inferior a 1% da resistência da amostrada não aquecida.

No aquecimento durante 120 minutos a 400°C houve um aumento de resistência de 1,1% em relação a amostra de referência.

A partir do aquecimento a 600°C começou a haver uma redução de resistência mais significativa, quando comparada as outras faixas de aquecimento: as amostras aquecidas por 60 minutos tiveram redução de 7% de resistência e a 120 minutos de 8,4%.

No aquecimento a 800°C a resistência apresentada pelo aço foi aproximadamente a metade da amostra de referência: 58,12% da resistência inicial para 60 minutos e 55,5% para 120 minutos de aquecimento.

Por fim, no aquecimento a 1000°C os corpos de prova tiveram uma redução de 52,7% no aquecimento durante 60 minutos

O gráfico apresentado na Figura 29 demonstra a variação da resistência do aço GG 50 submetido a altas temperaturas.

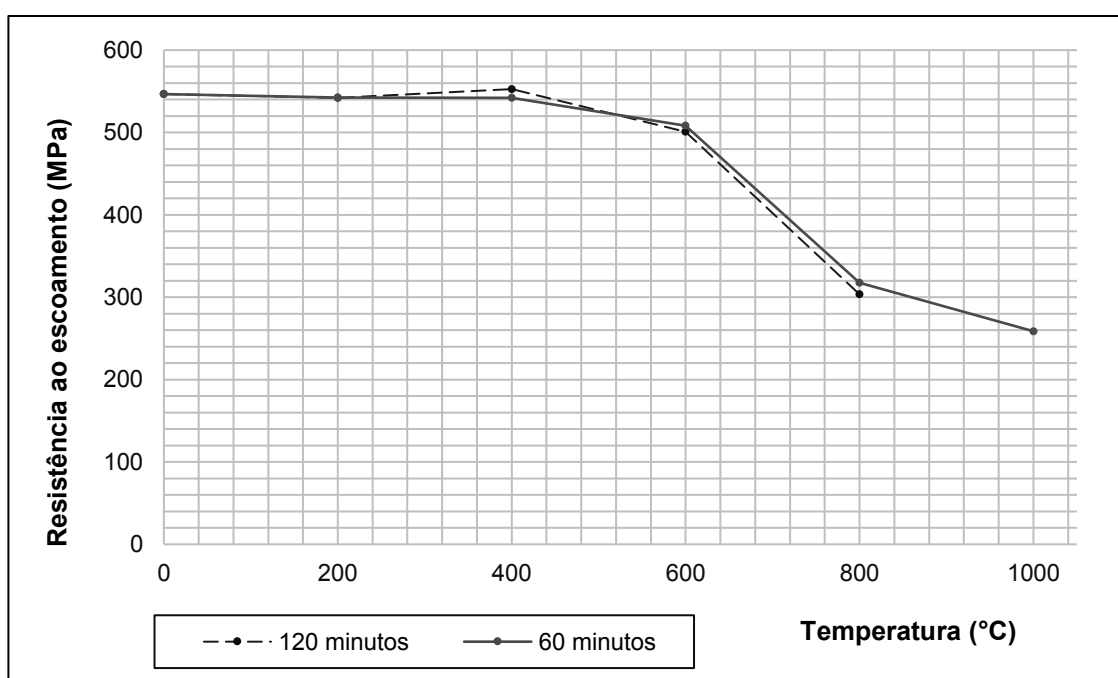


Figura 29 – Variação da resistência do aço GG 50 em função do aumento da temperatura

Com relação ao aço VS 50, observou-se um comportamento semelhante ao GG 50: No aquecimento a 200°C por 60 e 120 minutos houve uma redução inferior a 1% na resistência característica. No entanto, durante a exposição a 400°C houve um aumento da resistência quando comparada a amostra de referência nos intervalos de aquecimento de 60 e 120 minutos, sendo estes de 1,5% e 0,79%, respectivamente.

A partir do aquecimento a 600°C houve um aumento na redução da resistência, quando comparada as outras faixas de aquecimento, porém inferior as apresentadas pelo GG 50: as amostras aquecidas por 60 minutos tiveram redução de 4,7% de resistência e a 120 minutos de 7,0%.

As amostras aquecidas a 800°C exibiram 66,8% e 64,3% da resistência inicial. Por último, as amostras submetidas a 1000°C por 60 minutos tiveram redução de 40,80%.

Na Figura 30 tem-se o gráfico que relaciona variação da resistência ao escoamento do aço VS 50 submetido a altas temperaturas.

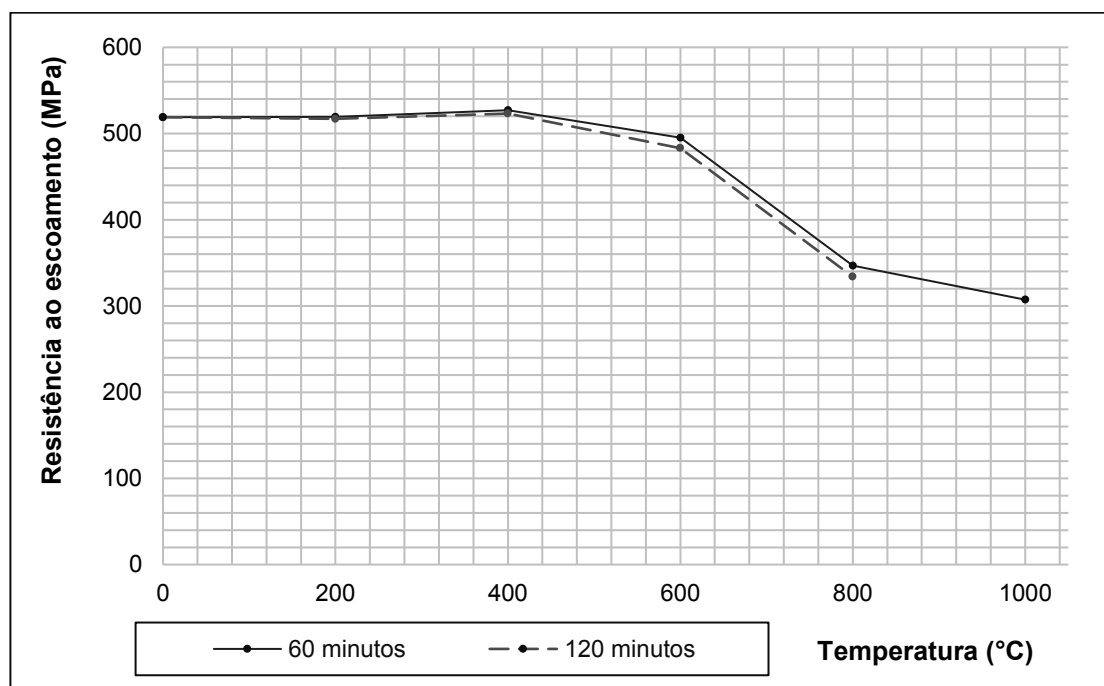


Figura 30 – Variação da resistência do aço VS 50 em função do aumento da temperatura

Observou-se, para ambas as amostras, que nos dois períodos de aquecimento para as temperaturas de 200, 400 e 600°C a variação da resistência apresentada pelos corpos de prova foram pequenas. A respeito desse comportamento, Silva et al., (2007) apresenta:

Esse ponto é conhecido como ponto eutetóide e ocorre a 0,8% C e 723°C. Nesse estágio, a austenita começará a ser transformada em um componente conhecido como perlita, que consiste de lamelas alternadas de ferrita e cementita. A temperatura na qual a transformação acontece é conhecida como temperatura crítica. Assim, a temperatura eutetóide, A1, é de 723°C. Desde que a temperatura do aço não exceda, por certo tempo, a temperatura de transformação de 723°C, é esperado que o aço permaneça com propriedades metalúrgicas aceitáveis. Após o resfriamento à temperatura ambiente, suas propriedades mecânicas residuais serão as mesmas encontradas na condição pré incêndio (SILVA et al., 2007. p. 318).

Conforme exposto por Silva et al., (2007), após o resfriamento à temperatura ambiente, as propriedades mecânicas residuais serão iguais as apresentadas na condição anterior ao incêndio. Os valores obtidos das propriedades resistentes para valores de temperatura inferiores a 723 °C tiveram pequena variação em relação a amostra de referência, evidenciando o comportamento apresentado pelo autor.

A partir do aquecimento a 800°C ocorreram significativas alterações na resistência das amostras, por conta das modificações na sua composição química original. Nesta temperatura, o aço sofreu mudanças nas suas propriedades estruturais, conservando-as mesmo após ser resfriado.

Qualquer ascensão de temperatura entre 720°C e 870°C tem um pequeno impacto sobre as propriedades estruturais do aço, após seu resfriamento à temperatura ambiente. Qualquer aquecimento além desses valores causará uma transformação permanente relativa à sua composição química original, que resultará em um crescimento de grão e, algumas vezes, endurecimento, que, com o posterior esfriamento, afetará, de modo adverso, as propriedades mecânicas residuais (SILVA et. al., 2007 apud KIRBY; LAPWOOD; THOMPSON, 1986. p. 318).

Malhotra (1982) apresenta que a resistência do aço é progressivamente reduzida e este amolece em torno dos 800°C. A partir do aquecimento a 800°C foi possível atestar o amolecimento das barras e as amostras passaram a apresentar incandescência, conforme pode-se observar na Figura 31.

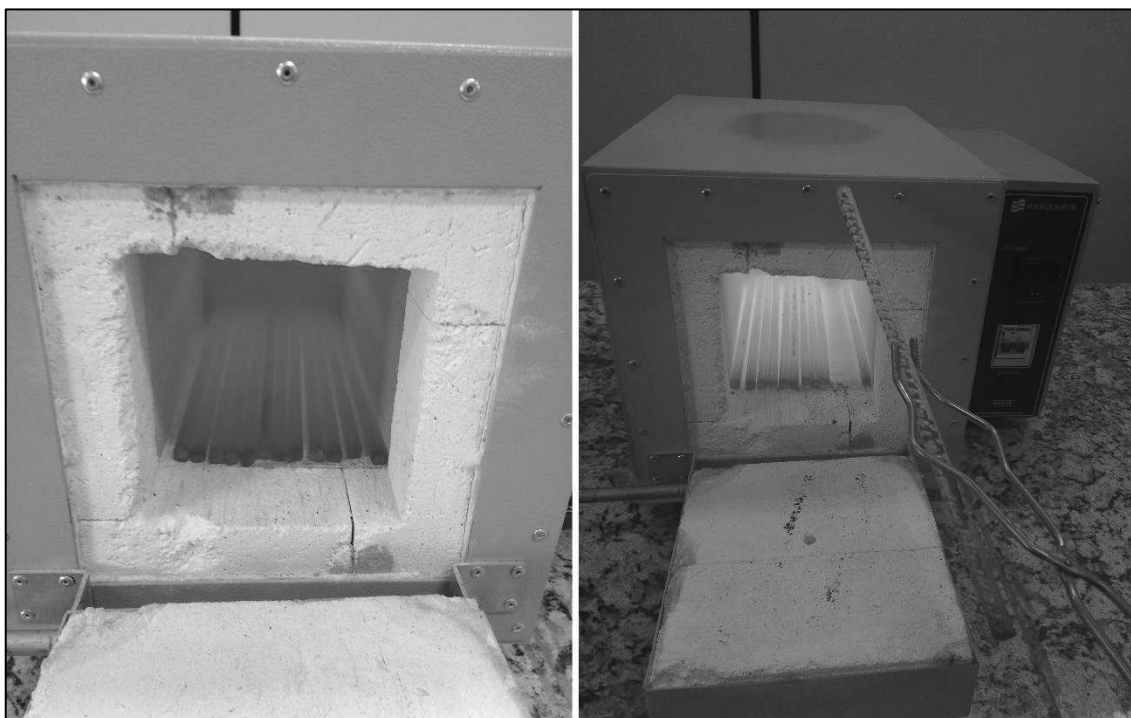


Figura 31 – Incandescência das barras de aço a 800°C (esquerda) e 1000°C (direita).

No aquecimento a 1000 °C as amostras continuaram a exibir diminuição da resistência.

4.2.2. Variação da resistência última do aço devido ao tempo de exposição a condição de incêndio

Observou-se que as amostras de aço GG 50 aquecidas a 200 °C e 400°C por 60 minutos e 120 minutos tiveram pequenas variações de resistência última.

A partir do aquecimento a 600°C começou a haver uma redução de resistência maior, quando comparada as outras faixas de aquecimento: as amostras aquecidas por 60 minutos tiveram redução de 5,7% na resistência última e a 120 minutos de 8,91%.

No aquecimento a 800°C a resistência última apresentada pelo aço foi de 83,34% da resistência inicial para 60 minutos e 82,05% para 120 minutos de aquecimento.

Por fim, no aquecimento a 1000°C os corpos de prova tiveram uma redução de 22,52% da resistência inicial nos aquecimentos durante 60 minutos.

O gráfico apresentado na Figura 24 demonstra a variação da resistência do aço GG 50 submetido a altas temperaturas.

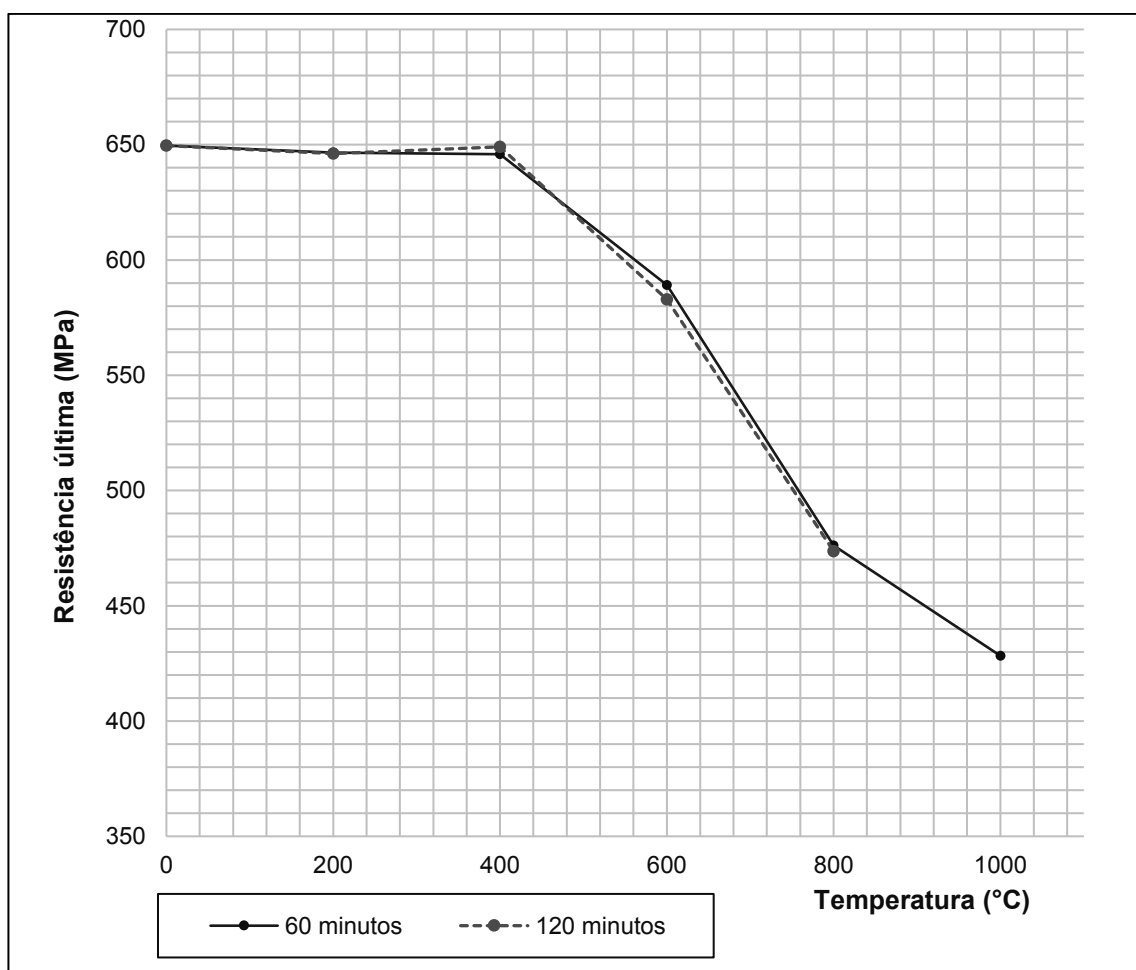


Figura 32 – Variação da resistência última do aço GG 50

Com relação ao aço VS 50, este apresentou uma redução inferior a 1% nas faixas de aquecimento a 200 °C e 400 °C.

As amostras aquecidas a 600°C exibiram 94,3% e 91,1% da resistência inicial para 60 e 120 minutos, respectivamente. Com relação aos corpos de prova expostos a temperatura de 800°C tiveram redução de 16,7% para 60 minutos e de 17,9% da resistência última para 120 minutos de aquecimento.

As amostras que foram ensaiadas a 1000°C apresentaram 77,5% da sua resistência última inicial. O gráfico que apresenta a variação da resistência última do aço VS 50 está representado na Figura 33.

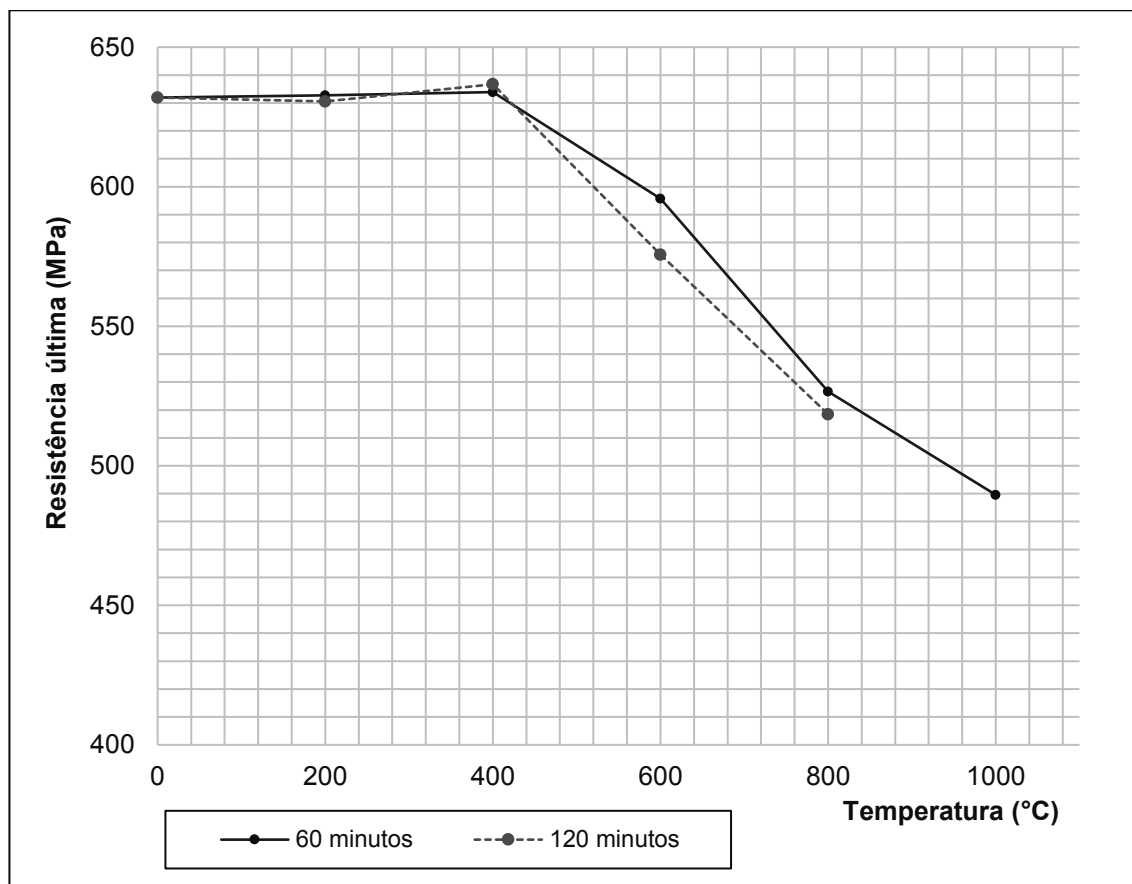


Figura 33 – Variação da resistência última do aço VS 50

Conforme exposto no item 4.2.2, os corpos de prova que foram expostos a temperaturas superiores a temperatura crítica do aço apresentaram as maiores reduções de resistência. No entanto, o percentual de redução da resistência última foi inferior a da resistência característica.

Na faixa de temperatura 800°C, a resistência característica teve uma redução aproximada entre 33% e 44% para ambas as marcas, enquanto a resistência última teve diminuição que variou entre aproximadamente 16% e 18%. Ou seja, o decréscimo da resistência característica foi aproximadamente o dobro da última, para ambas as amostras analisadas.

No aquecimento a 1000°C, a resistência última das duas marcas de aço ensaiadas apresentou uma diminuição que variou entre 22% e 29%, aproximadamente, enquanto a resistência característica teve diminuição entre 40% e 48%.

Como pode-se perceber a resistência ao escoamento teve um percentual de redução superior a resistência última. O mesmo comportamento observado na resistência característica foi evidenciado pela resistência última: a partir do aquecimento a 600°C as propriedades resistentes da amostra começaram a decrescer. Ou seja: as propriedades mecânicas do aço decrescem com as temperaturas, principalmente a tensão de escoamento (QIANG; BIJLAARD; KOLSTEIN, 2013).

4.2.3. Variação do módulo de elasticidade devido ao tempo de exposição ao calor

Observou-se que o aço aquecido a 200 °C por 60 minutos e 120 minutos apresentou uma redução do módulo de elasticidade inferior a 2% da amostrada não aquecida.

No aquecimento durante a 400°C houve uma redução de 6,7% e 14,0% em relação a amostra de referência para 60 e 120 minutos de aquecimento, respectivamente.

A partir do aquecimento a 600°C começou a haver uma no módulo de elasticidade significativa: as amostras aquecidas por 60 minutos tiveram redução de 20,4% de resistência e a 120 minutos de 23,3%.

No aquecimento a 800°C o módulo apresentado pelo aço foi de 36,3% e 43,3% da amostra de referência resistência inicial para 60 minutos e 120 minutos de aquecimento, respectivamente.

Por fim, no aquecimento a 1000°C os corpos de prova apresentaram valores de módulo de elasticidade correspondentes a aproximadamente metade da amostra de referência: teve-se uma redução de 45,7% no módulo para aquecimento durante 60 minutos

O gráfico apresentado na Figura 34 demonstra a variação do módulo de elasticidade do aço GG 50 submetido a altas temperaturas.

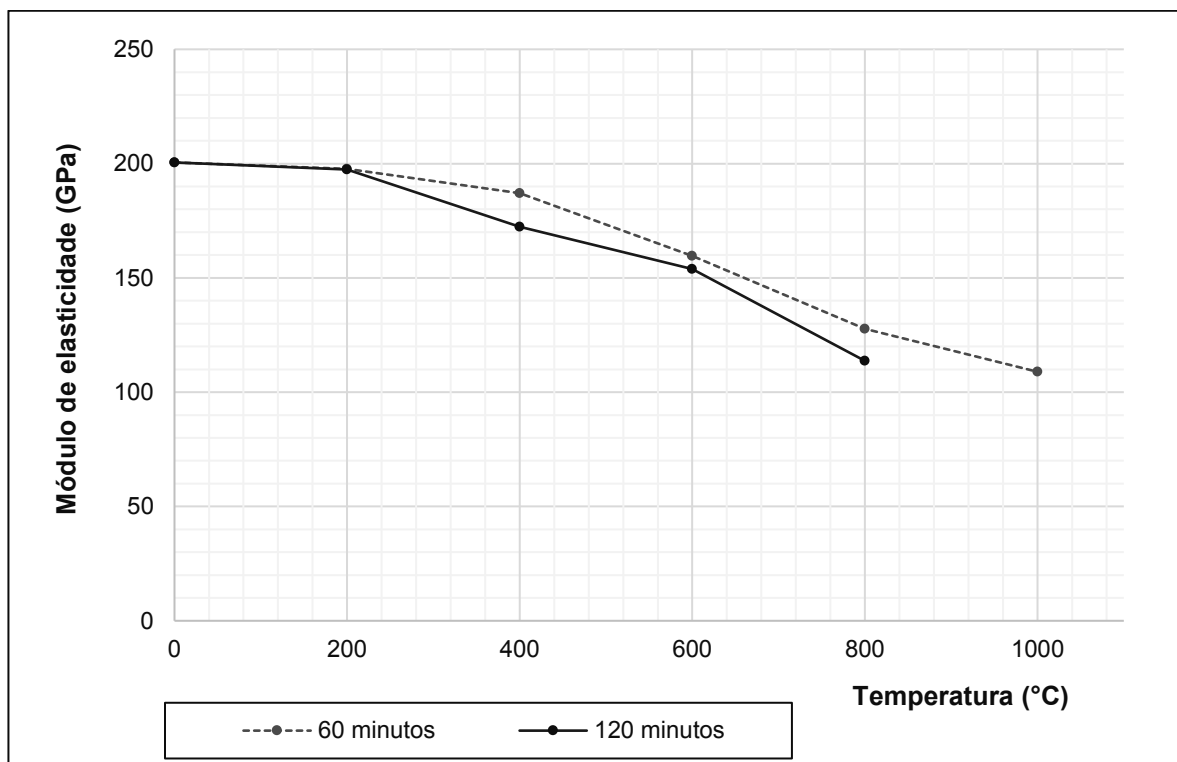


Figura 34 – Variação do módulo de elasticidade do aço GG 50

O aço VS 50 aquecido a 200 °C por 60 minutos apresentou uma redução do módulo de elasticidade inferior a 1% da amostrada não aquecida. Para o aquecimento por 120 minutos a diminuição foi de 6,3%.

No aquecimento durante a 400°C houve uma redução de 7,8% e 13,2% em relação a amostra de referência para 60 e 120 minutos de aquecimento, respectivamente. A diminuição para 60 minutos de aquecimento a 600°C foi próxima da de 400°C por 120 minutos: 13,5%. Para 120 minutos, houve decaimento de 18,5%.

A partir do aquecimento a 800°C as barras começaram a apresentar maiores variações no módulo de elasticidade: para 60 minutos houve redução de 36,4% e para 120 minutos 45,9%.

Por fim, no aquecimento a 1000°C os corpos de prova apresentaram valores de módulo de elasticidade correspondentes a aproximadamente metade da amostra de referência: teve-se uma redução de 47,5% no módulo para aquecimento durante 60 minutos

O gráfico apresentado na Figura 35 demonstra a variação do módulo de elasticidade do aço VS 50 submetido a altas temperaturas.

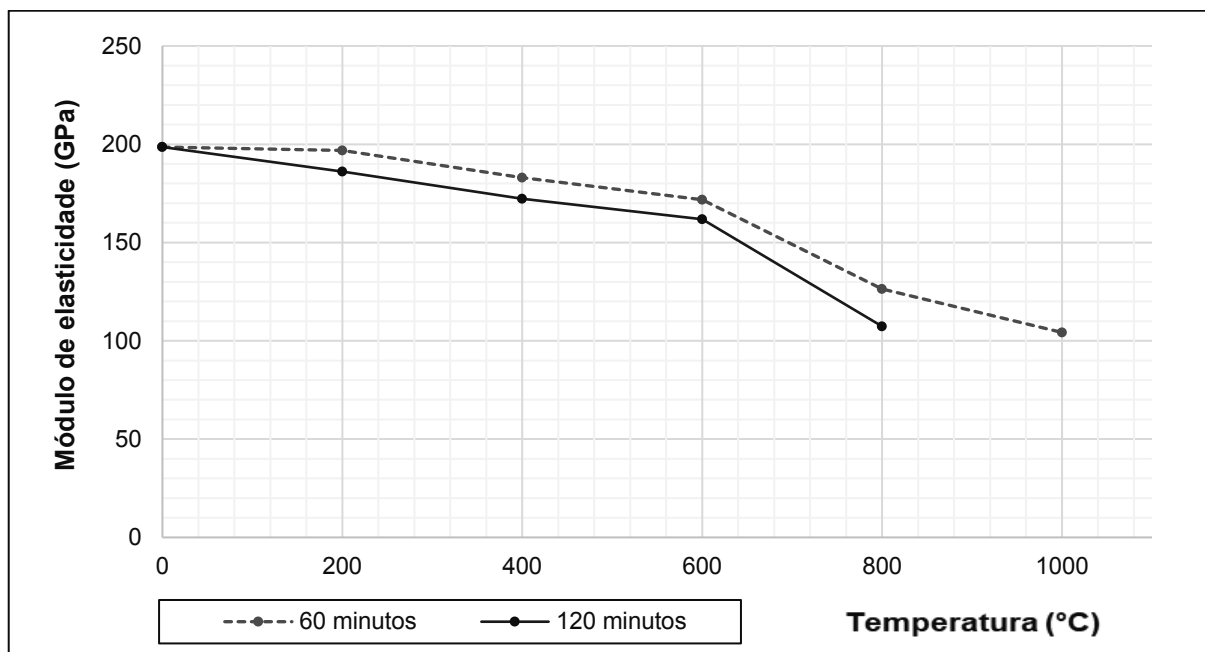


Figura 35 – Variação do módulo de elasticidade do aço VS 50

O valor do módulo de elasticidade diminui com o aumento da temperatura. Esta variação é menos significativa para valores elevados de temperatura (NOGUEIRA, 2007).

4.2.4. Comparação dos valores das propriedades resistentes obtidos com os apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2012)

A tabela 10 aponta os valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para os aços CA 50 submetidos a tração nas diferentes temperaturas que a armadura se encontra, quando na condição de incêndio.

Na Tabela 17, tem-se os valores encontrados durante o procedimento experimental, para as diferentes temperaturas ensaiadas com tempo de aquecimento de 60 minutos.

Tabela 17 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aquecimento por 60 minutos

Temperatura (°C)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$		
	GG 50	VS 50	NBR 15200:2012	GG 50	VS 50	NBR 15200:2012
200	0,99	1,00	1,00	0,99	0,99	0,90
400	0,99	1,02	1,00	0,93	0,92	0,70
600	0,93	0,95	0,47	0,80	0,86	0,31
800	0,58	0,67	0,11	0,64	0,64	0,09
1000	0,47	0,59	0,04	0,54	0,53	0,04

Os valores da Tabela 16, quando comparados com os exibidos na Tabela 10 demonstram menores diminuições da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço, quando exposto a altas temperaturas e resfriado ao ar livre, em comparação com as propriedades resistentes no momento do incêndio.

Petrucci (1978) expõe que as armaduras de aço laminados do concreto recuperam a resistência em incêndios, desde que aquecidos até 500°C. Conforme pode-se observar nas Tabelas 17 e 18, até a temperatura de 500°C a relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ foram muito próximas -inclusive superiores, a 1.

Wang e Lui (2016) apontam ainda, que a perda das propriedades mecânicas pós incêndio dos aços para estruturas de concreto armado são insignificantes para temperaturas abaixo de 600°C.

Tabela 18 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aquecimento por 120 minutos

Temperatura (°C)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$		
	GG 50	VS 50	NBR 15200:2012	GG 50	VS 50	NBR 15200:2012
200	0,99	1,00	1,00	0,98	0,94	0,90
400	1,01	1,01	1,00	0,86	0,87	0,70
600	0,92	0,93	0,47	0,77	0,81	0,31
800	0,56	0,64	0,11	0,57	0,54	0,09

A partir das Tabelas 17 e 18 observa-se que a partir do aquecimento a 800°C, as armaduras apresentaram diminuições significativas das propriedades resistentes. Segundo Landi (1977) e Petrucci (1978), apenas em temperaturas muito elevadas e

por longo tempo a granulação poderá se tornar grosseira, impedindo a recuperação total das características originais.

Na Figura 36 tem-se os fatores de redução da resistência do aço obtidos em comparação com o apresentado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) para armadura de aço CA 50 tracionada.

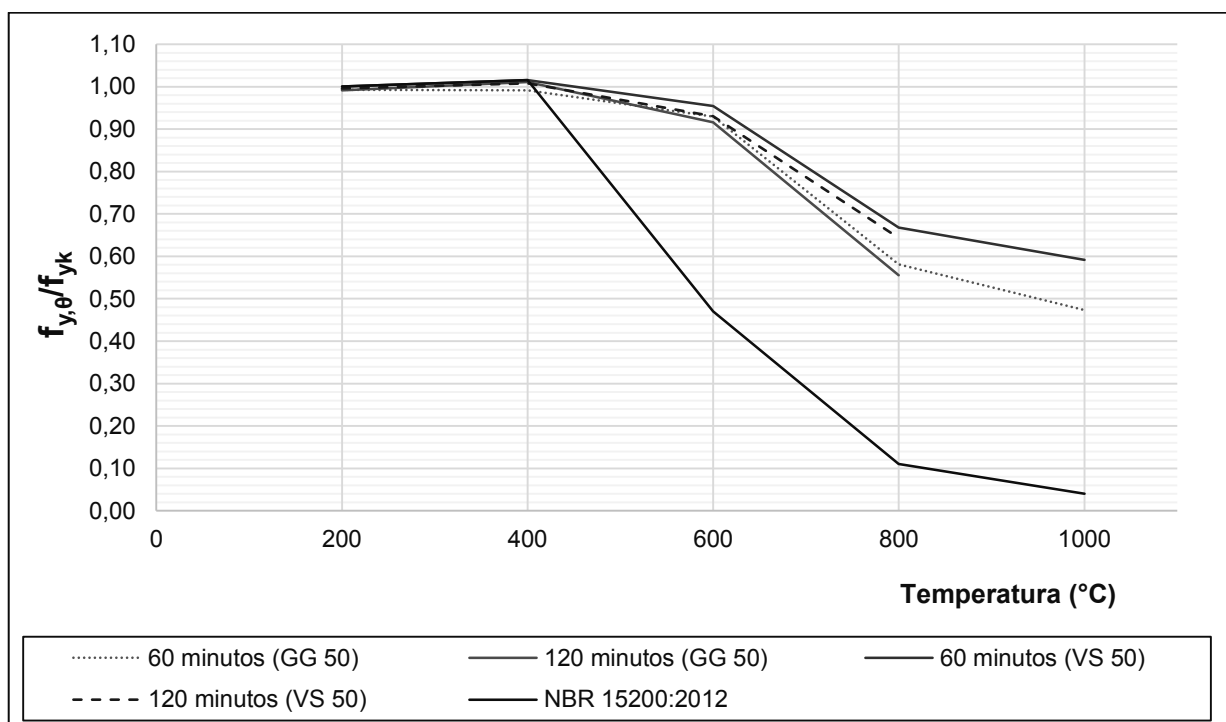


Figura 36 – Fator de redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura

Nota-se que o fator de redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura, ou seja, com as amostras submetidas as condições de incêndio e resfriadas ao ar livre foi consideravelmente inferior ao apresentado pela NBR 15200 (ABNT, 2012).

Até 400°C os fatores obtidos e o apresentado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) não tiveram diferenças significativas. Conforme observa-se na tabela 10, até 400°C a norma considera que não há diminuição de resistência durante o incêndio. Somente a partir de 400°C que é assumido que há um declínio na resistência do aço. Tal como o concreto, as propriedades resistentes do aço são pouco diminuídas até

temperaturas da ordem dos 400°C, mas acima destas o decaimento das propriedades é mais elevado para o aço (FERNANDES, 2008).

A partir de 600°C as amostras passaram a apresentar diminuição na resistência. No entanto, tal diminuição foi muito inferior a apresentada pela norma. Neste temperatura, os valores do fator k_s variaram entre 0,92 e 0,95, enquanto o apresentado pela norma é de 0,47. Ou seja, a resistência residual do aço, aquecido na temperatura de 600°C é aproximadamente o dobro da apresentada pelo material na mesma temperatura, no momento do incêndio.

A 800°C os fatores de redução de resistência obtidos estavam entre 0,58 e 0,67. A norma apresentava um fator de 0,11. Por fim, os fatores que foram determinados para as amostras aquecidas a 1000°C variaram entre 0,42 e 0,59, enquanto o fator apresentado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) é de 0,04. Isto é, o aço aquecido a 1000°C e resfriado ao ar livre recupera praticamente metade de sua resistência inicial, que foi praticamente anulada, no momento em que estava exposto a alta temperatura.

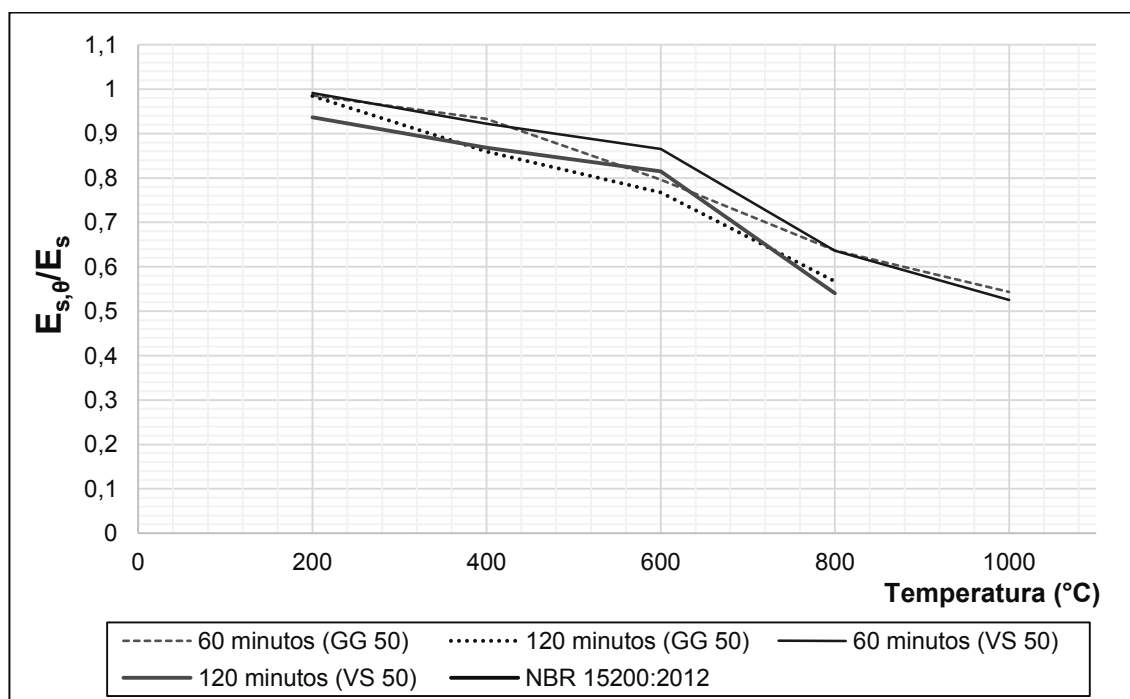


Figura 37 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura

Assim, notou-se que os fatores no momento do incêndio, ou seja, a redução

de resistência apresentada pelas armaduras quando estão expostas ao fogo são muito superiores ao aço quando resfriado. Bolina (2016) apresenta que a redução de resistência estimada se refere àquela verificada no ato do aquecimento.

Observa-se que a recuperação da resistência do aço é muito significativa, visto que, quando estes estão aquecidas tem uma notável diminuição de suas propriedades resistentes. Os aços laminados a quente recuperam as propriedades de resistência quando aquecidos até 1100°C ou 1200°C e arrefecidos em seguida (FERNANDES, 2008).

4.2.5. Comparação entre os materiais analisados

O aço GG 50 apresentou uma resistência ao escoamento inicial 5,3% superior ao VS 50. Na temperatura de 200°C ambos mantiveram valores muito próximos da resistência em temperatura ambiente.

No aquecimento em 400°C os materiais tiveram comportamentos distintos: enquanto o GG 50 manteve a resistência ao escoamento inicial com 60 minutos de aquecimento e apresentou um aumento desta com 120 minutos de aquecimento, o VS 50 teve um acréscimo e diminuição da resistência, aos 60 e 120 minutos, respectivamente.

A partir dos 600°C ambas as amostras tiveram perda de resistência ao escoamento. O GG 50 teve uma redução de 8,1 %, maior que a diminuição de 5,3 % do VS 50, quando comparados com os valores apresentados pelos materiais aquecidos a 400°C por 120 minutos.

No aquecimento a 800°C, temperatura que, a partir desta, as propriedades resistentes passaram a apresentar diminuições significativas, o aço VS 50 teve um desempenho superior: teve diminuição de 8,7% e 8,8% menor que o GG 50 nos tempos de exposição de 60 e 120 minutos, respectivamente. Por fim, a 1000°C o GG 50 teve uma diminuição 11,9% maior que o VS 50 em 60 minutos de aquecimento.

Notou-se que as amostras de aço GG 50 tiveram uma variação maior de resistência: comparando-se o valor de referência com o apresentado pelas amostras aquecidas a 1000°C por 120 minutos constatou-se um decréscimo de 58,0% na resistência, enquanto a mesma análise para o VS 50 expôs uma redução de 50,6%.

Com relação a resistência última, assim como para a característica, o aço VS 50 apresentou melhor comportamento que o GG 50, apesar de sua resistência inicial ser menor.

A variação do módulo de elasticidade em ambas as amostras foi muito semelhante. Tanto os valores de referência quanto os menores apresentados tiveram pequenas diferenças.

Notou-se que em situação normal e aquecimento até 600°C os materiais apresentaram um desempenho bastante semelhante. A partir desta temperatura, em que as mudanças foram significativas, ou seja, em que o comportamento mecânico das barras foi testado, o aço VS 50 teve desempenho superior.

De maneira geral, observou-se que o aço VS 50 apresentou melhor comportamento frente ao GG 50, por conta de suas propriedades resistentes residuais analisadas terem menores variações com relação aos valores sem exposição ao fogo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No geral, verificou-se que houve variações significativas nas propriedades resistentes a partir do aquecimento a 800°C. Notou-se diferenças consideráveis entre os fatores de redução de resistência apresentado pela NBR 15200 (ANBT, 2012), no momento do incêndio com os obtidos.

Os resultados obtidos evidenciam redução das resistências ao escoamento e última e módulo de elasticidade quando o aço fica exposto a altas temperaturas.

Segundo a literatura, após o resfriamento, o aço tende a recuperar grande parte de sua resistência. Foi possível realizar tal constatação a partir do procedimento experimental realizado nesse trabalho.

Dentre os materiais analisados, o aço VS 50 apresentou desempenho superior ao GG 50, a partir do aquecimento a 800°C, em que as propriedades resistentes do aço sofreram diminuição significativa.

Os resultados obtidos com os ensaios ressaltam a necessidade de se aprimorar os estudos sobre o comportamento do aço em altas temperaturas e suas propriedades resistentes residuais, visto que há muitas questões a serem respondidas.

Como sugestão para futuros trabalhos, a autora sugere a avaliação de corpos de prova submetidos as mesmas condições de ensaio desenvolvidas neste trabalho, porém resfriados com água, para o comparativo de desempenho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS **Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials**. ASTM E-119. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. NBR 5628. Rio de Janeiro. 2001.

_____. **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento**. NBR 14432. Rio de Janeiro. 2001.

_____. **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**. NBR 7480. Rio de Janeiro. 2007.

_____. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. NBR 15200. Rio de Janeiro. 2012.

_____. **Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente**. NBR ISO 6892. Rio de Janeiro. 2013.

_____. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios em situação de incêndio**. NBR 14323. Rio de Janeiro. 2013.

_____. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro. 2014.

BEER, Ferdinand Pierre. JONHSTON Jr, Russel E. **Resistência dos Materiais**. 3. ed. Tradução e revisão técnica de Celso Pinto Moraes Pereira. São Paulo: Makron Books, 1995. 1266 p.

BOLINA, Fabrício Longhi., **Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado**. Dissertação de Mestrado. PPGAU/UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brasil, 2016.

BUCHANAN, Andrew H. **Structural design for fire safety**. 1. ed. Chichester: Editora Wiley, 2001. 448 p.

BURGESS, Ian. **Structural steelwork eurocodes: introduction to EC3 fire engineering - Design of steel structures**. Sheffield: University of Sheffield, 2001.

CALLISTER Jr., William D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 5ª Ed. Rio de Janeiro: editora LTC, 2002. 613 p.

CARVALHO, Roberto Chust. Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed São Carlos, SP: EDUFSCAR, 2007. 368 p

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta e. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. In: Seminário internacional núcleo de pesquisa em arquitetura e urbanismo, 2002, São Paulo. Anais...São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002.

_____. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica**. In: Instituto Brasileiro do Concreto - 44º Congresso Brasileiro. 2002. 15 p.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, Distrito Federal. 2002. 20 p.

_____. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. In: V simpósio epusp sobre estruturas de concreto. São Paulo. 2003. 19 p.

_____. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**. In: Seminário internacional núcleo de pesquisa em arquitetura e urbanismo. São Paulo. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. Anais...São Paulo, 2006. 13 p.

DEENY, S; STRATFORD, T; DHAKAL, R P; MOSS, P, J; BUCHANAN, A, H. **Spalling of concrete, implications for structural performance in fire**. In: Proceedings of the International Conference Applications of Structural Fire Engineering. 2009: Prague. p. 202-207.

EL-HAWARY, Moetaz M.; HAMOUSH, Sameer A. **Bond shear modulus of reinforced concrete at high temperatures**. In: Engineering Fracture Mechanics. Vol. 55, N° 6, pp. 991-999. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, December, 1996.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 1: actions on structures – part 1-2: general actions – actions on structures exposed to fire**. EN 1991-1-2. Brussels: CEN, 2002. 61 p.

_____. **Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design**. EN 1992-1-2. Brussels: CEN, 2004. 97 p.

_____. **Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. General rules. Structural fire design**. EN 1992-1-2. Brussels: CEN, 2005. 111 p.

FAKURY, Ricardo Hallal; MARTINS, Michele Mendonça; SILVA, Valdir Pignatta e. **Determinação da temperatura crítica de elementos estruturais de aço em situação de incêndio**. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Del Este: Facultad de Ingeniería–Universidad de La Republica, 2000.

FERNANDES, Márcio Claudio Viveiros. **Verificação da resistência ao fogo de estruturas de Betão com bases nos métodos simplificados do EC2 – Parte 1-2**. Tese de mestrado em Engenharia Civil (Especialização em Estruturas). Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto, Portugal. 2008.

FERNANDES, Bruno; GIL, Augusto. M; BOLINA, Fabrício Longhi; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. **Microestrutura do concreto submetido a altas temperaturas: alterações físico-químicas e técnicas de análise**. In: Revista IBRACON de estruturas e materiais. São Paulo, v. 10, n. 4, p. 838-863. 2017.

FERREIRA, Sérgio Gonçalves. **Ação do incêndio nas estruturas de aço — consequências e recuperação**. In: Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção Contra Incêndios. Anais... EPUSP. São Paulo, 1998.

GOMIDE, Kleber Aparecido. **Contribuição ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2005. 83 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso superior de Engenharia Civil. Universidade São Francisco, Itatiba, 2005.
HAGER, Izabela. **Behaviour of cement concrete at high temperature**. In: bulletin of the polish academy of sciences. Technical sciences, Vol. 61, No. 1, 2013. 11 p.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. **Fire resistance tests - Elements of building construction**. ISO 834. Genève. 2014.

Instituto Nacional de Normalización. **Prevención de incendio en edificios – Terminología**. NCh 993/1997. Santiago, Chile, 1997.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, François-Dominique; QUENARD, Daniel. **Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures**. Cement and Concrete Research, N° 30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.

KODUR, Venkatesh K.R. **Spalling in high strength concrete exposed to fire – Concerns, causes, critical parameters and cures**. Structures, v. 103, p. 180-188, 2000.

LANDI, Francisco Romeu. **Projeto de Edifícios e Comportamento dos Materiais com relação a Incêndio**. Trabalhos de Pós-graduação e Notas de Aula. EPUSP. Departamento de Engenharia Civil. São Paulo. 1977.

MAGALHÃES, Leandro Mariani; FREITAS, Rodrigo Almeida; SILVA, Wellington Andrade; OLIVEIRA, Marcos Honorato de. **Aplicação computacional para verificação de pilares de aço em situação de incêndio pelo método simplificado e pelo método do incêndio natural**. XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería estructural. San Juan, Argentina. 20 p. 2000.

MALHOTRA, Harbans Lal. **Properties of Materials at High Temperatures**. Technical committee 44-PHT. Materials and Structures. Vol. 15. N°86. RILEM. Paris, 1982.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 573 p.

MORENO Jr, Armando Lopes; MOLINA, Júlio Cesar. **Considerações de interesse sobre a avaliação em laboratório de elementos estruturais em situação de incêndio: contribuições à revisão da NBR 5628:2001**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 12, n. 4, p. 37-53. 2012.

MULTI-STOREY STEEL BUILDINGS. **Multi-storey steel buildings – Part 6: Fire Engineering**. Steel Building in Europe design manual. Research Fund for Coal and Steel of the European Community. MSB-6. 2008.

NOGUEIRA, Lorena. **Análise da resistência de membros estruturais de plataformas offshore durante incêndios**. Trabalho de conclusão de curso. Graduação em Engenharia Naval. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2007.

PETRUCCI, Eladio Gerardo Requião. **Materiais de Construção**. 3ª ed. Editora Globo. Porto Alegre, 1978.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos de concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de estruturas. São Carlos. 2007. 380 p.

PORTILLA, Daniel Alvear; ABREU, Jorge Arturo Capote; ALVAREZ, Jorge Crespo. **Análisis experimental de hormigones expuestos al fuego. Evaluación de variables hidro-térmicas**. Revista DYNA, vol. 86, no. 5, p.575-584. Outubro, 2011.

QIANG, X; BIJLAARD, F. S; KOLSTEIN, H. **Elevated temperatura mechanical properties of high strength structural steel S460N**. Experimental study and recommendations for fire-resistance design. Fire Safety Journal, v. 55. p. 15-21. 2013.

SEÑAS, Lilia Norma; MAIZA, Pedro Jose; PRIANO, C; MARFIL, Silvina Andrea; VALEA, J. **Evaluación de elementos estructurales de hormigón expuestos a un incêndio**. In: VI congreso internacional sobre patología y recuperación de estructuras. 2010. Córdoba, Argentina. 12 p.

SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. 170p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1997.

_____. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. 1 ed. São Paulo: editora Zigurate, 2001. 249 p.

_____. **Estruturas de aço em situação de incêndio. Reimpressão**. São Paulo: Editora Zigurate, 2004. 249 p.

_____. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio conforme ABNT NBR 15200:2012**. São Paulo: Editora Blucher, 2013. 238 p.

SILVA, Valdir Pignatta; PANNONI, Fábio Domingos. **Estruturas de Aço Para Edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção**. 1 ed. São Paulo; editora Blucher, 2010. 308 p.

VARGAS, Mauri Resende; SILVA, Valdir Pignatta e. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**. Série manual das construções em aço. Instituto brasileiro de siderurgia. Rio de janeiro. 2003. 78 p.

VOTORAÇO. **Catálogo de produtos Votoraço VS-50**. São Paulo, 2016. 23 p.

WANG F; LUI E. M. **Behavior of High Strength Steels under and After High Temperature Exposure: A Review**. Journal of steel structures & construction. Vol 2. 10 p. 2016.

APÊNDICE A – Resultados do ensaio de tração obtidos para as amostras de aço GG 50

Temperatura (°C)	Tempo (min)	CP 1		CP 2		CP 3		CP 4		CP 5		CP 6	
		σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)	σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)	σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)	σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)	σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)	σ_E (Mpa)	σ_U (Mpa)
0	0	526,02	635,40	560,35	662,23	557,69	657,53	535,36	642,01	532,92	635,53	567,35	664,90
	60	536,63	641,63	541,81	645,19	535,44	639,72	535,69	640,87	554,54	660,58	551,35	650,91
200	120	558,86	661,22	531,30	637,18	538,32	638,70	537,51	641,63	528,70	637,94	557,74	660,71
	60	560,65	657,78	556,65	658,67	521,98	632,47	525,83	630,57	529,64	637,31	557,82	658,42
400	120	545,63	650,02	588,82	651,93	552,48	655,49	533,36	637,81	549,44	649,52	546,36	649,26
	60	500,33	584,02	494,41	581,09	497,61	588,72	499,13	585,42	511,16	596,61	545,83	598,77
600	120	505,68	584,53	505,93	583,64	502,41	280,58	578,55	580,07	489,09	578,29	510,37	587,20
	60	319,59	477,57	331,34	487,74	309,22	468,54	317,86	472,86	305,16	475,40	323,22	474,39
800	120	313,25	484,69	305,72	470,44	301,93	471,21	298,98	470,44	297,41	464,47	315,27	481,13
	60	264,64	433,56	256,98	-	-	-	256,20	429,49	-	-	256,80	421,86
1000	60	264,64	433,56	256,98	-	-	-	256,20	429,49	-	-	256,80	421,86

APÊNDICE C – Módulo de elasticidade dos corpos de prova de aço GG 50 e VS 50

Temperatura (°C)	Tempo de aquecimento (min)	CP 1		CP 2		CP 3		CP 4		CP 5		CP 6	
		GG 50	VS 50	GG 50	VS 50	GG 50	VS 50	GG 50	VS 50	GG 50	VS 50	GG 50	VS 50
0	0	207,51	212,66	210,07	159,59	203,21	148,99	209,50	191,98	188,06	204,90	184,69	198,57
	60	171,08	220,05	194,44	156,90	195,24	205,80	235,20	225,73	199,32	225,73	190,65	176,67
200	120	179,87	170,29	178,10	173,17	212,17	205,95	190,53	187,73	225,36	202,23	198,47	176,79
	60	209,02	170,91	199,55	197,84	174,81	187,54	175,15	185,41	186,71	-	176,90	173,64
400	120	169,27	169,27	191,93	191,93	160,58	160,58	165,31	165,31	177,67	177,67	169,67	169,27
	60	140,76	181,77	162,26	162,52	178,47	159,71	157,18	177,85	159,48	179,50	-	169,13
600	120	150,97	187,80	159,95	167,09	165,17	-	-	164,40	139,38	152,99	-	136,59
	60	128,24	141,89	131,31	145,29	122,69	106,91	136,64	121,30	130,88	122,70	116,29	119,80
800	120	129,14	101,73	119,05	116,60	107,03	107,71	105,44	106,47	101,61	107,83	120,02	103,74
	60	100,21	111,04	113,73	88,23	109,42	103,63	105,45	108,85	-	105,17	115,87	108,62

ANEXO A – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

Grupo	Ocupação/ uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂	Classe S ₁	Classe P ₁	Classe P ₂	Classe P ₃	Classe P ₄	Classe P ₅
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 de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos na lateral e G-3 a G-5	90	60 (30)	60 (30)	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos na lateral	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	60	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	90 (60)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

ANEXO B – Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Descrição
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliares
		A-2	Habitações multifamiliares
		A-3	Habitações coletivas
B	Serviços de Hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados
		B-2	Hotéis residenciais
C	Comercial Varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte
		C-2	Comércio de grande e médio portes
		C-3	Centros comerciais
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios
		D-2	Agências bancárias
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)
E	Educativa	E-1	Escolas em geral
		E-2	Escolas especiais
		E-3	Espaço para cultura física
		E-4	Centro de treinamento profissional
		E-5	Pré-escolas
		E-6	Escolas para portadores de deficiência
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável
		F-2	Templos e auditórios
		F-3	Centros esportivos
		F-4	Estações e terminais de passageiros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas
		F-6	Clubes sociais
		F-7	Construções provisórias
		F-8	Locais de refeições
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento
		G-2	Garagem com acesso de público e sem abastecimento
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais
		H-3	Hospitais e assemelhados
		H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícia civil e militar
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio