

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO DE PEQUENAS PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL FRENTE A ALTAS
TEMPERATURAS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Alessandro Onofre Rigão

Santa Maria, RS, Brasil

2012

COMPORTAMENTO DE PEQUENAS PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL FRENTE A ALTAS TEMPERATURAS

Alessandro Onofre Rigão

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

Orientador: Prof. Dr. José Mario Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil

2012

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Rigão, Alessandro Onofre
Comportamento de pequenas paredes de alvenaria
estrutural frente a altas temperaturas / Alessandro
Onofre Rigão.-2012.
140 p.; 30cm

Orientador: José Mario Doleys Soares
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2012

1. Altas temperaturas 2. Alvenaria estrutural 3.
Argamassa 4. Materiais de construção civil 5. Resistência
ao fogo I. Doleys Soares, José Mario II. Título.

Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**COMPORTAMENTO DE PEQUENAS PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL FRENTE A ALTAS TEMPERATURAS**

elaborada por
Alessandro Onofre Rigão

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

José Mario Doleys Soares, Dr.
(Presidente/Orientador)

Rogério Cattelan Antochaves de Lima, Pós-Dr. (UFSM)

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, Dr. (UFRGS)

Santa Maria, 13 de Agosto de 2012.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esse trabalho, gostaria de agradecer a todos que deram sua contribuição nesta jornada.

Ao professor José Mário pela orientação dada no trabalho, dispondo de seu tempo muitas vezes fora do horário da universidade para contribuir com seu conhecimento e experiência.

Ao Mauro, diretor do LMCC, pelo auxílio no financiamento e aquisição dos equipamentos necessários para realização do trabalho.

A todos os funcionários do LMCC pela grande ajuda na moldagem das amostras, manuseio dos equipamentos, e execução dos ensaios, estando sempre à disposição quando necessitava.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental pela qualidade de seus professores e dedicação dos funcionários, das secretárias Daisy e Marília, estando sempre à disposição dos alunos.

Aos meus pais pela dedicação incondicional dada e por sempre transmitir valores corretos aos filhos.

A minha irmã pela amizade, companheirismo e conselhos pessoais.

A minha amada Renata por ser a companheira, dando todo apoio que precisava e compreendendo que nem sempre era possível estarmos juntos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida.

“Se o dinheiro for sua única esperança de independência, você jamais a terá. A única segurança consiste em uma reserva de sabedoria, de experiência e de competência.”

(Henry Ford)

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Federal de Santa Maria

COMPORTAMENTO DE PEQUENAS PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL FRENTE A ALTAS TEMPERATURAS

AUTOR: ALESSANDRO ONOFRE RIGÃO

ORIENTADOR: JOSÉ MARIO DOLEYS SOARES

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 13 de Agosto de 2012.

A construção civil atual utiliza diversos tipos de materiais para vedação como tijolos cerâmicos vazados ou maciços ou com função de fechamento e estrutural como a alvenaria estrutural. Os códigos e legislações nacionais de proteção contra incêndio definem um tempo mínimo de resistência ao fogo para paredes e elementos de vedação. Entretanto, a maioria desses códigos oferece poucas alternativas de materiais e espessuras mínimas para definir a capacidade de resistência ao fogo. Normalmente nas alternativas sugeridas, quando ensaiados, os materiais apresentam desempenho superior. A alternativa para a definição adequada do tempo de resistência ao fogo é ensaiar um protótipo da parede em escala real, sendo um ensaio geralmente dispendioso. A proposta deste trabalho é efetuar o estudo do comportamento de paredes de alvenaria estrutural e seus componentes frente a altas temperaturas, utilizando fornos adaptados para essa finalidade. Foi estudado o nível de degradação dos materiais isoladamente e no conjunto, o aumento de carga em pequenas paredes devido à elevação da temperatura, além da resistência residual da alvenaria e seus constituintes após exposição às altas temperaturas. A taxa de aquecimento do forno não seguiu a Curva Padrão de norma, mesmo assim, foi possível verificar que as legislações são conservadoras em relação ao desempenho frente ao fogo dos materiais. As paredes obtiveram bom desempenho frente às altas temperaturas, apresentando nível de fissuração baixo e mantendo a estabilidade estrutural. Foram ensaiadas argamassas de diversas resistências à temperatura de 900°C, constatando que esta temperatura foi suficiente para promover a completa deterioração dos materiais. Argamassas de 4 MPa foram aquecidas a 400°C, observando que mantiveram-se íntegras, apresentando resistência residual. Foi constatado que o tipo de agregado usado nas argamassas tem influência na perda de massa e estabilidade do material quando submetido a altas temperaturas. Foram moldados prismas cerâmicos com argamassa de 4 MPa para verificar a resistência residual após o aquecimento a 400° e 900°C, constatando que a resistência desses foi superior a resistência média para as argamassas de mesma resistência submetidas ao mesmo aquecimento. Além disso, a tensão de ruptura da pequena parede exposta às altas temperaturas ficou bem próxima à média dos prismas cerâmicos submetidos à mesma taxa de aquecimento.

Palavras chave: Altas temperaturas. Alvenaria estrutural. Argamassa. Materiais de construção civil. Resistência ao fogo.

ABSTRACT

Master Course Dissertation
Professional Graduation Program Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria

BEHAVIOR OF SMALL STRUCTURAL MASONRY WALLS FRONT OF HIGH TEMPERATURES

AUTHOR: ALESSANDRO ONOFRE RIGÃO

ADVISER: JOSÉ MARIO DOLEYS SOARES

Place and Date of public defense: Santa Maria, August 13th, 2012.

The current civil building use several kinds of materials for fencing as solid or hollow bricks or closure function and structural like the structural masonry. The codes and national laws of fire protection define a minimum period of fire resistance for walls and sealing elements. However, the great majority of the codes offer few alternatives of materials and thicknesses to define the minimum capacity for fire. Normally in the suggested alternatives, when tested, the materials exhibit superior performance. The alternative to a proper definition of time of fire resistance is testing a prototype of the wall in real scale, usually being expensive test. The purpose of this paper is to study the behavior of structural masonry walls and its components against high temperatures using furnances adapted to this end. It was studied the level of degradation of the materials singly and within the set, the increasing of load in small walls due to the temperature rising, besides the residual strength of the masonry and its constituents after exposure the high temperatures. The rate of heating of the oven did not follow Standard Curve, even so, it was possible to verify which the laws are conservative in relation to the performance against high temperatures of the materials. The walls obtained good performance against high temperatures, showing low cracking level and maintaining the structural stability. It was tested mortars with various resistances to temperature of 900°C, seeing that this temperature was sufficient to promote the complete deterioration of materials. Mortars of 4 MPa were heated to 400°C, noting that remained intact, showing residual strength. It was observed that the type of aggregate used in mortars affect the weight loss and stability of the material when subject to high temperatures. It was molded ceramics prisms with mortar of 4 MPa to verify the residual strength after heating to 400° and 900°C, noting that the strength these was higher than average for the same strength of mortars subjected to the same heating. In addition, failure stress of the small wall exposed the high temperatures was very close to the average of the ceramic prisms subjected to the same heating rate.

Keywords: High temperatures. Masonry structural. Mortar. Civil construction materials. Fire resistance.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Triângulo do fogo	28
Figura 02 – Quadrado do fogo	29
Figura 03 – Energia emitida para cada comprimento de onda	34
Figura 04 – Curvas tempo x temperatura dos gases para várias cargas combustíveis.	38
Figura 05 – Curvas tempo x temperatura dos gases para vários graus de ventilação.	39
Figura 06 – Curvas padrão tempo x temperatura Eurocode 1 e ASTM E119.	41
Figura 07 – Gráfico comparativo entre as principais curvas teóricas de incêndio.	43
Figura 08 – Modelo de um incêndio natural.	44
Figura 09 – Conceito de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).	46
Figura 10 – Curva de evolução do incêndio celulósico.	49
Figura 11 – Condutividade térmica para o concreto.....	57
Figura 12 – Calor específico do concreto.....	58
Figura 13 – Densidade do concreto em função da temperatura.....	58
Figura 14 – Gráfico da redução da resistência do concreto à compressão em função da temperatura	60
Figura 15 – Condutividade térmica para o aço em função da temperatura	63
Figura 16 – Calor específico do aço.....	63
Figura 17 – Redução da resistência do aço em função da temperatura	65
Figura 18 – Variação da condutividade térmica ($W/m^{\circ}C$) para alvenarias com diferentes massas específicas.....	66
Figura 19 – Variação do calor específico para alvenarias	67
Figura 20 – Condições de contorno para vinculação das paredes.....	72
Figura 21 – Fluxograma esquemático da matriz experimental	86
Figura 22 – Dimensões dos blocos estruturais utilizados.....	88
Figura 23 – Prismas moldados para ensaio à compressão.....	89
Figura 24 – Paredes moldadas para a realização dos ensaios principais.....	91
Figura 25 – Paredes moldadas para realização do ensaio à compressão	91
Figura 26 – Vista geral do forno	92
Figura 27 – Dimensões e geometria frontal do pórtico.....	93
Figura 28 – Macaco e bomba hidráulica usados no ensaio	94
Figura 29 – Localização dos termopares na parede	95
Figura 30 – Termopares utilizados no ensaio.....	96
Figura 31 – “Datalogger” utilizado no ensaio.....	96
Figura 32 – Esquema estrutural do prédio fictício	97
Figura 33 – Fissuras na face não aquecida das paredes.....	101
Figura 34 – Fissuras na face aquecida das paredes.....	102
Figura 35 – Detalhe de fissuras transversais nas laterais das paredes 01 e 02.....	103
Figura 36 – Comparação da taxa média de aquecimento do forno em relação à Curva Padrão	104
Figura 37 – Leitura da temperatura nos termopares das três paredes.....	105
Figura 38 – Leitura da temperatura nos termopares pares	106
Figura 39 – Leitura da temperatura nos termopares ímpares	107
Figura 40 – Incremento de carga devido ao aumento de temperatura da parede... ..	111

Figura 41 – Esquema estrutural simplificado proposto para analisar os esforços da viga da parede 5	115
Figura 42 – DMF para carga de 20,59 kN/m (simplificado).....	116
Figura 43 – DMF para carga de 73,85 kN/m (simplificado).....	116
Figura 44 – DMF para carga de 117,03 kN/m (simplificado).....	117
Figura 45 – Gráfico da resistência à compressão dos prismas submetidos às altas temperaturas	122
Figura 46 – Argamassas submetidas às altas temperaturas após retirada do forno.....	137
Figura 47 – Argamassas submetidas às altas temperaturas após dois dias	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Absorvidade de alguns materiais	35
Tabela 02 – Condutância térmica de blocos cerâmicos e de concreto	68
Tabela 03 – Resultados experimentais de resistência ao fogo em paredes	79
Tabela 04 – Dimensões das paredes ensaiadas frente às altas temperaturas	80
Tabela 05 – Resistência média à compressão com resfriamento lento	82
Tabela 06 – Propriedades mecânicas residuais das argamassas aquecidas	84
Tabela 07 – Tempo necessário para ultrapassar 180°C acima da temperatura ambiente no interior da parede	109
Tabela 08 – Temperatura ao longo da parede para o tempo equivalente de 30 minutos	113
Tabela 09 – Cálculo do aumento da tensão normal devido à variação térmica	113
Tabela 10 – Análise química das argamassas	140

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 – Temperatura dos gases em função da temperatura	40
Quadro 02 – Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) em minutos	47
Quadro 03 – Resistência ao fogo para paredes	52
Quadro 04 – Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos cerâmicos occos	74
Quadro 05 – Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos estruturais cerâmicos vazados	75
Quadro 06 – Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos estruturais cerâmicos maciços	75
Quadro 07 – Espessura equivalente mínima (cm) para resistência ao fogo de alvenarias cerâmicas	76
Quadro 08 – Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 30 a 135 minutos	77
Quadro 09 – Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 150 a 240 minutos	77
Quadro 10 – Tempo de resistência ao fogo das paredes	81
Quadro 11 – Intervalo de tempo para atingir 180°C em cada termopar	108
Quadro 12 – Tempo para atingir a temperatura limite de norma na face não aquecida	110
Quadro 13 – Massa das amostras antes e após o ensaio	120
Quadro 14 – Resistência à compressão dos prismas submetidos a altas temperaturas	122
Quadro 15 – Resistência média das argamassas estudadas	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	American Specification of Testing and Materials
BS	British Standards
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CaCO ₃	Carbonato de Cálcio
CaO	Óxido de Cálcio
CO ₂	Dióxido de Carbono
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado
DMF	Diagrama de Momento Fletor
ISO	International Organization for Standardization
IT	Instrução Técnica
LC	Lei Complementar
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
MgO	Óxido de Magnésio
NBR	Norma Brasileira
NBS	National Bureau of Standards
NFPA	National Fire Protection Association
NIST	National Institute of Standards and Technology
NLF	Não Linearidade Física
SiO ₂	Dióxido de Silício
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	23
1.1 Objetivos	25
1.1.1 Objetivo geral	25
1.1.2 Objetivos específicos	25
1.2 Estrutura do trabalho	26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 Diferença entre fogo e incêndio	27
2.2 Representação do fogo	28
2.3 Calor e métodos de propagação	29
2.4 Razão de queima e de desenvolvimento de calor	35
2.5 Transferência de calor entre as chamas e o material	36
2.6 Curvas nominais de temperatura	37
2.6.1 Curva padrão tempo-temperatura	39
2.6.2 Curva de fogo externo	41
2.6.3 Curva hidrocarboneto	42
2.7 Curvas naturais	43
2.8 Modelo avançado	45
2.9 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)	46
2.10 Processo de desenvolvimento do incêndio	48
2.11 Legislações sobre incêndio	50
2.12 Compartimentação horizontal e vertical	53
2.13 Propriedades de materiais frente ao fogo	54
2.13.1 Concreto	55
2.13.2 Aço	62
2.13.3 Tijolos	65
2.14 Propriedades térmicas das paredes	67
2.14.1 Inércia térmica	69
2.14.2 Arqueamento da alvenaria devido ao gradiente térmico	70
2.15 Teste de alvenaria ao fogo	72
2.15.1 Resistência ao fogo de alvenarias de concreto	76
2.15.2 Desempenho da alvenaria carregada frente ao fogo	78
2.16 Estudos de argamassas em altas temperaturas	81
3 MATERIAIS E MÉTODOS	86
3.1 Argamassas	87
3.2 Blocos	88
3.3 Prismas cerâmicos	89
3.4 Alvenarias	90
3.5 Forno e pórtico frontal	92
3.6 Termopares e datalogger	94
3.7 Definição do nível de carregamento	97
3.8 Descrição das etapas do ensaio	98
4 RESULTADOS E ANÁLISES	100
4.1 Verificação da estanqueidade e fissuração das paredes	100
4.2 Temperatura ao longo das paredes	103
4.3 Aumento de carga nas paredes	111
4.4 Comportamento da argamassa	119
4.5 Resistência residual dos prismas e pequena parede	121

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	125
5.1 Conclusões	125
5.2 Sugestões	127
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
APÊNDICE	136
Apêndice A – Estudo prévio do comportamento de argamassas estruturais frente ao aquecimento.....	137

1 INTRODUÇÃO

Ao se projetar uma edificação, o profissional necessita verificar inúmeros aspectos relativos ao desempenho da mesma, entre eles funcionalidade, conforto, resistência estrutural, revestimentos e materiais de vedação empregados. Em relação ao tipo de material escolhido para o fechamento e que pode também ter função resistente, o projetista ao especificar, deve levar em consideração qual o desempenho que este possui no caso de um incêndio.

É importante que o projetista, ao definir o tipo de estrutura que será utilizado na edificação, conheça a resistência frente a altas temperaturas deste material, como forma de avaliar o nível de segurança à construção.

Após especificado o tipo de material usado para vedação, é preciso obter conhecimento sobre qual o tempo necessário para o aquecimento do lado oposto, e caso ocorra um grande aquecimento num dos lados da parede é necessário responder várias questões. Não haverá o aparecimento de fissuras devido ao aquecimento? O material não irá sofrer ruína? O tempo de resistência ao fogo da parede é superior ao requerido em normas?

Os tipos de materiais hoje utilizados pela construção civil como fechamento são diversos, podendo ser compostos de blocos cerâmicos, blocos de concreto, paredes de PVC recheadas ou não de concreto, paredes de gesso, blocos sílico-calcáreos, paredes de concreto, entre outros. Sendo ainda que esses materiais podem ou não ter função estrutural.

Existem vários trabalhos acerca de ensaios de elementos estruturais frente ao fogo feitos por diversos pesquisadores (KIMURA, 2008; MARTINS, 2000; COSTA e SILVA, 2004) os quais definiram suas resistências e capacidades portantes residuais após o término da elevação de temperatura. Conforme menciona Casonato (2007), ainda há poucos trabalhos que englobem a aplicação de carregamentos durante os ensaios e escassos dados comparativos entre paredes de materiais e espessuras diferentes.

Conforme Purkiss (2007), tem havido pouco desenvolvimento na avaliação do desempenho das alvenarias frente ao fogo. O mesmo autor lembra, ainda, que muitos ensaios de resistência ao fogo de alvenarias são feitos com paredes descarregadas moldadas no laboratório, não expressando resultados para

capacidade portante destas, pois não simulam adequadamente o comportamento real, quando estas estão sob carregamento axial no momento do incêndio.

No país, o ensaio de resistência frente ao fogo de elementos de vedação é normalizado pela NBR 5628:2001. Esta norma define, entre outros aspectos, que o ensaio deve ser realizado em escala real e sob a carga real. Entretanto, esse procedimento é de difícil execução, pois exige que o forno ou câmara de ensaio possua uma dimensão compatível com o pé-direito da edificação, além de demandar equipamentos especiais para simular o carregamento do qual o elemento estará submetido em obra.

As normas e legislações nacionais de segurança contra incêndio definem que as paredes e elementos de vedação devem possuir um determinado tempo de resistência ao fogo, o qual varia com o tipo de ocupação da edificação e com a altura total. Contudo as sugestões de desempenho de materiais oferecidas pela grande parte desses códigos normalmente são baseadas em conhecimentos empíricos, sendo que os mesmos denotam uma resistência ao fogo bem superior, quando ensaiados em laboratório.

Uma das poucas legislações nacionais que apresenta um leque maior de sugestões de materiais e suas respectivas resistências é a Instrução Técnica 08 (IT-08) do Corpo de Bombeiros de São Paulo. Esta legislação apresenta a resistência ao fogo de diversos tipos de materiais de vedação, derivados de ensaios em laboratório em escala real.

Pelo fato de na construção civil haver diferentes tipos de materiais de vedação e dentro destes, haver ainda diversas variações, é de grande importância que a resistência ao fogo desses elementos seja definida experimentalmente. Mas conforme já foi mencionado, o ensaio em escala real é bastante dispendioso e no país existem poucos laboratórios que possuam equipamentos compatíveis para a execução desse tipo de ensaio, motivo este que não existem muitos dados na literatura.

O'Connor et al. (1997) afirma que ao efetuar ensaio de resistência ao fogo de elementos estruturais usando elementos de dimensões reduzidas, não é possível controlar adequadamente o efeito da dimensão, das mudanças de fases, da migração de umidade e demais efeitos que são controlados pela dimensão das partículas e tamanho dos poros ou pressão interna e tensões ocasionadas pelos gradientes térmicos.

Uma alternativa ao ensaio em escala real seria realizar o mesmo ensaio, seguindo todas as prescrições das normalizações, porém em escala reduzida, utilizando o mesmo material que irá compor a vedação da edificação. Neste caso, poderia ser utilizado um forno com dimensões menores, porém que respeite a curva padrão de aquecimento prescrita na NBR 5628:2001. Muitos laboratórios de universidades possuem fornos de dimensões reduzidas, sendo assim, bastaria verificar se a curva de aquecimento desses equipamentos estaria próxima à requerida pelas normalizações. Caso afirmativo, isso facilitaria o procedimento de ensaio e aumentaria o número de centros de pesquisa aptos a realizar esse procedimento, trazendo economia na realização desse tipo de ensaio.

Ensaio de paredes em escala reduzida já foram conduzidos por outros pesquisadores (KLEIN; CAMPAGNOLO, SILVA FILHO e LIMA, 2004) que obtiveram, por exemplo, para paredes de tijolos maciços de espessura de 13 cm resistência superior a 5 horas e para paredes com tijolos vazados de 18 cm, resistência superior a 4 horas, entretanto, a referência não cita se estes ensaios foram realizados sob carregamento. Já dados retirados da IT-08 do Corpo de Bombeiros de São Paulo mostram que para alvenarias vazadas de 13 cm a resistência ao fogo é de 2 horas, e para blocos maciços cerâmicos de 15 cm a resistência é de 4 horas. O que sugere que, para o ensaio em escala reduzida, é importante levar em consideração a aplicação de carga.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento de pequenas paredes em alvenaria estrutural cerâmica e seus componentes frente às altas temperaturas.

1.1.2 Objetivos específicos

- Verificar a estanqueidade a gases quentes e nível de fissuração das paredes devido ao aumento da temperatura.
- Estudar o aumento da temperatura ao longo da seção transversal das paredes e comparar com o nível de resistência estimado pelas legislações.
- Analisar o aumento de carga devido à dilatação promovida pelo aumento da temperatura.
- Avaliar a redução de resistência da argamassa, prismas e pequena parede frente às altas temperaturas.

1.2 Estrutura do trabalho

Com a finalidade de melhor organizar e contextualizar os elementos a serem pesquisados e discutidos, o trabalho foi dividido em cinco capítulos, seguindo uma lógica.

O primeiro capítulo faz uma breve introdução e contextualização do problema, apresentando a relevância do tema, além de apresentar os objetivos geral e específicos do trabalho.

O segundo capítulo faz uma revisão bibliográfica acerca do assunto a ser pesquisado, tratando sobre a ciência do fogo, curvas nominais e naturais de temperatura, tempo requerido de resistência ao fogo, legislações sobre incêndio, comportamento de materiais frente ao fogo, dentre eles o aço, concreto e alvenaria.

O terceiro capítulo descreve os materiais usados para o estudo e a forma de condução dos trabalhos, descreve as características das argamassas e blocos utilizados, equipamentos para a condução dos estudos, bem como resultados dos ensaios de caracterização dos materiais.

O quarto capítulo apresenta o resultado dos parâmetros estudados no trabalho e faz a análise dos dados qualitativos e quantitativos coletados no estudo.

O quinto capítulo mostra as conclusões e considerações finais obtidas no trabalho e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Diferença entre fogo e incêndio

O fogo foi primordial para o desenvolvimento da civilização, desde seu descobrimento na Pré-história, onde era usado para aquecimento das pessoas e cozimento dos alimentos, passando por fins menos nobres como seu uso em armas de guerra o que contribuiu para o desenvolvimento de alguns povos em detrimento de outros ao longo da história.

No cotidiano, as pessoas leigas algumas vezes utilizam erroneamente os termos fogo e incêndio, sendo importante diferenciar de maneira técnica esses dois termos.

O fogo é “uma reação química, denominada combustão, que é uma oxidação rápida entre o material combustível, sólido, líquido ou gasoso, e o oxigênio do ar, provocada por uma fonte de calor que gera luz e calor” (BRENTANO, 2004).

De uma forma simplista o fogo é a reação química exotérmica com liberação de luz e calor e incêndio é uma forma generalizada dessa reação.

Steckel (2004) designa o fogo como sendo uma reação de oxidação denominada combustão, ocorrendo o desprendimento de calor e luz que pode ser proveniente de material sólido, líquido ou gasoso.

Seito et al.(2008) descrevem que, mesmo com o avanço da ciência do fogo, inexiste ainda um consenso entre as normatizações ao definir esses termos, citando as definições dadas pelas diferentes normas. A norma brasileira NBR 13860:1997 define o fogo como “processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz”. A “National Fire Protection Association” (NFPA) define como oxidação rápida auto-sustentada acompanhada de evolução variada da intensidade de calor e de luz. A ISO 8421-1 e a BS 4422:Part 1 definem como sendo um processo de combustão caracterizado pela emissão de calor acompanhado de fumaça, chama ou ambos.

Para a definição de incêndio, as normas são mais coerentes. A NBR 13860: 1997 destaca que “Incêndio é o fogo fora de controle” e a ISO 8421-1 como “Incêndio é a combustão rápida disseminando-se de forma descontrolada no tempo e espaço”.

2.2 Representação do fogo

Para a ocorrência da combustão é necessário que exista combustível e oxigênio em proporções adequadas, além de uma fonte de calor para promover a ignição da mistura.

Dependendo do estado físico do combustível, as fases que antecedem a ignição são distintas, mas Seito et al.(2008) mostram que, independente do estado físico do combustível, a etapa de ignição é precedida por um aquecimento do material, que causa desprendimento dos gases e vapores inflamáveis, sendo que após essa etapa a reação é autossuficiente. Após essa fase, o calor desprendido pela reação exotérmica inicial do material, promove a retroalimentação do sistema. Esse processo ocorre através do aquecimento do material no entorno das chamas, o qual promove um maior desprendimento de vapores voláteis que dão continuidade à reação de pirólise e conseqüente aumento do calor desprendido, que aumenta a velocidade desse processo.

Para a ocorrência do fogo é necessário a existência de combustível, agente comburente e calor. Essa combinação é denominada triângulo do fogo (Figura 01).



Figura 01 – Triângulo do fogo

Entretanto, numa definição mais moderna, os autores acrescentam mais um componente, a reação em cadeia, substituindo o triângulo do fogo pelo tetraedro do fogo ou quadrado do fogo (Figura 02).



Figura 02 – Quadrado do fogo

O combustível é toda matéria suscetível à queima, podendo ser sólida, líquida ou gasosa. O comburente é o agente oxidante, normalmente o oxigênio, o qual inicia e conserva a reação de combustão, sendo “o elemento que se combina com os vapores dos combustíveis possibilitando a expansão do fogo” (PIOLLI, 2003). O calor é o elemento ativante e que, em associação com o comburente, reagem com o combustível. Já a reação em cadeia é a transferência de calor que se processa para as moléculas vizinhas, ativando a reação nessas que, por sua vez, repetem o processo para as demais moléculas.

2.3 Calor e métodos de propagação

No cotidiano costuma-se usar a palavra calor como sinônimo de temperatura, entretanto fisicamente essas duas palavras denotam ideias distintas.

Tipler (1984) define temperatura como sendo uma medida da energia cinética translacional das moléculas. O mesmo autor destaca ainda que, no século XVIII, se propôs uma teoria de que o calor era um fluido invisível denominado calórico que se transferia de um corpo para outro. Essa ideia foi derrubada mais tarde, pois o calor podia ser criado a partir do atrito, indo de encontro à teoria do calórico. Pela física, o calor é uma forma de energia permutável numa taxa fixa.

Halliday (1994) define o calor como sendo “a energia que é transferida entre um sistema e seu ambiente, devido a uma diferença de temperatura que existe entre eles”.

O calor na edificação pode se propagar de três formas distintas. Podendo se propagar por condução, por convecção e por radiação, sendo ainda que a propagação pode ser feita concomitantemente pelas três maneiras.

A análise de transferência de calor para um elemento pode ser subdividida em duas partes. A primeira parte se restringe à transferência de calor entre as faces e a borda do material, a qual se processa pela combinação de convecção e radiação, e a segunda é o processo de transferência de calor ao longo do material, que ocorre por condução, sendo governado por equações expressas pela equação de Fourier (Equação 01).

$$\vec{q} = -\lambda \vec{\nabla} \theta \quad (01)$$

Onde:

\vec{q} é o vetor de fluxo de calor por unidade de área;

λ é o tensor condutividade térmica;

θ é a temperatura;

$\vec{\nabla}$ é o operador nabla.

A condução é a forma de transferência de calor mais efetiva em meios sólidos, onde existe a transferência de energia de molécula a molécula através das moléculas que possuem um maior grau de agitação transferem calor às vizinhas, havendo a migração de energia ao longo do material.

A taxa de transmissão de calor Φ (W) ao longo de um único material é definida pela Equação 02.

$$\Phi = A \cdot \frac{\theta_2 - \theta_1}{R} \quad (02)$$

Onde:

A é a área de contato (m²);

θ_1 e θ_2 são as temperaturas na face fria e aquecida respectivamente (°C);

R é a resistência térmica (m².°C/W).

No caso de haver mais de um material, por exemplo, alvenaria rebocada em ambos lados, a resistência térmica do conjunto sofre aumento, devendo ser somada, dessa forma a equação fica reescrita como $\Phi = A \cdot \frac{\theta_2 - \theta_1}{\Sigma R}$, sendo que ΣR é o somatório da resistência de cada um dos materiais.

Vale salientar ainda que a resistência térmica é definida experimentalmente e depende de diversos fatores como a espessura do material, além das características das ligações químicas entre suas moléculas.

Num caso geral, onde existe a variação de temperatura ao longo do tempo (regime transitório), e se deseja conhecer o processo de transferência de calor por condução em um elemento, a modelagem matemática deve ser feita a partir de equação diferencial (Equação 03). Esse processo é característico na etapa de elevação da temperatura em um forno (SILVA, 2004).

$$\rho_m \cdot c_m(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial t}(x, t) = \frac{\partial}{\partial x} \lambda_m(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x}(x, t) \quad (03)$$

Onde:

ρ_m é a massa específica do material (kg/m³);

$c_m(\theta)$ é o calor específico do material a temperatura θ (J/kg.°C);

$\lambda_m(\theta)$ é a condutividade térmica do material a temperatura θ (W/m.°C).

Para a situação de transferência de calor em regime permanente (temperatura constante) a equação diferencial que governa o fenômeno pode ser simplificada, sendo definida pela Equação 04.

$$Q_k = \lambda_m \cdot A_m \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (04)$$

Onde:

Q_k é o fluxo de calor por condução no material (W);

λ_m é a condutividade térmica do material (W/m°C);

A_m é a área exposta ao fogo do material (m²).

A convecção é uma maneira de transferência de energia mais significativa em meios líquidos e gasosos. Existe deslocamento de massa, uma vez que a porção do gás ou líquido que está próxima à fonte de calor é aquecida, esta sofre expansão, tornando-se menos densa, elevando-se, no mesmo instante uma porção menos aquecida desce ocupando seu lugar que acaba aquecendo-se e repetindo o processo, gerando as chamadas correntes convectivas. Silva (2004) cita que a expressão para o cálculo do fluxo de calor por convecção foi definida por Newton em 1701, como mostrado nas equações 05 e 06 já adaptadas para o caso de transferência de calor entre as chamas e os materiais.

$$Q_c = h_c \cdot A_a \quad (05)$$

$$h_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (06)$$

Onde:

Q_c é o fluxo convectivo de calor (W);

h_c é o fluxo convectivo de calor por unidade de área (W/m²);

A_a é a área exposta ao fogo (m²);

α_c é o coeficiente de transferência de calor (25W/m² °C para o ar);

θ_g é a temperatura dos gases quentes (°C);

θ_a é a temperatura na superfície exposta ao fogo (°C).

“A radiação é o processo pelo qual o calor flui, na forma de propagação de ondas, de um corpo a alta temperatura para outro a temperatura mais baixa” (SILVA, 2004). Na radiação o calor é transmitido e absorvido na forma de ondas eletromagnéticas pelos materiais. Ainda este processo de transferência não necessita de um meio material para sua propagação, sendo passível de propagação no vácuo. É o método mais eficiente de transferência de calor das chamas para o material.

O cálculo do fluxo de calor emitido por um irradiador perfeito e ideal (corpo negro) foi definido experimentalmente por J. Stefan em 1879 e expresso teoricamente por L. Boltzmann em 1884. (Equação 07)

$$Q_r = \Omega \cdot A \cdot (\theta + 273)^4 \quad (07)$$

Onde:

Q_r é o fluxo de calor por radiação (W);

Ω é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,669 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}^4$);

A é a área da superfície do irradiador ideal (m^2);

θ é a temperatura do irradiador ($^\circ\text{C}$).

O corpo negro é aquele material que absorve toda radiação que nele incide, não havendo reflexão de ondas que nele incidir. Entretanto, inexistente na natureza tal tipo de material, pois todos os materiais ao receberem radiação irão absorver uma parcela desta e refletir outra parte. Mas mesmo não respeitando o comportamento de um corpo negro, a radiação emitida ou absorvida por materiais reais é proporcional à temperatura deste, elevada à quarta potência. Para determinação da capacidade de absorção de calor por radiação desses materiais é necessário introduzir dois coeficientes de correção que levam em consideração o tipo e a geometria do material, conforme a Equação 08.

$$Q_r = \Phi \cdot \varepsilon \cdot \Omega \cdot A \cdot (\theta_1^4 - \theta_2^4) \quad (08)$$

Onde:

Q_r é o fluxo de calor por radiação (W);

Φ é o fator de configuração, sendo função da geometria e emissividade;

ε é o fator de emissividade, sendo a eficiência de uma superfície quando esta é considerada um radiador ideal;

Ω é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,669 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{C}^4$);

A é a área da superfície do corpo (m^2);

θ_1 é a temperatura do irradiador ($^\circ\text{C}$);

θ_2 é a temperatura do material ($^\circ\text{C}$).

Todo e qualquer corpo que esteja a uma temperatura acima do zero absoluto emite radiação sob a forma de ondas eletromagnéticas com velocidade próxima a

3×10^8 m/s. Ainda, um corpo estando a uma temperatura θ , emite radiações a comprimentos de ondas e direções bem variáveis. Define-se poder emissivo total (E) a energia irradiada de uma superfície por unidade de área e tempo. A curva da Figura 03 mostra para um corpo ideal, a energia emitida (E_λ) para cada comprimento de onda (λ).

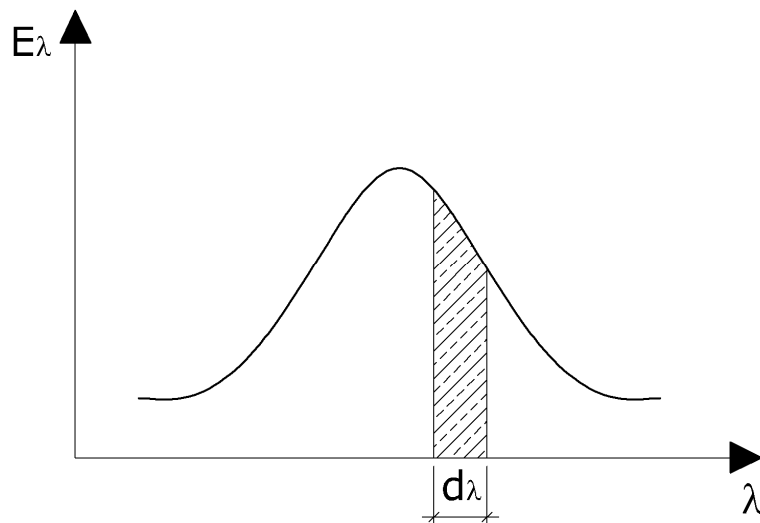


Figura 03 – Energia emitida para cada comprimento de onda

Pela observação da curva acima, nota-se que para uma dada temperatura θ , existe uma faixa de comprimento de onda, com pico de emissão de energia, a qual abrange a grande parte da energia emitida. Para temperaturas mais elevadas, existe um deslocamento na faixa de comprimento de onda para o lado esquerdo com o predomínio das emissões de ondas com pequeno comprimento de onda. Através desse fato é possível inferir a temperatura dos corpos em função da cor que apresentam quando sucessivamente aquecidos.

A radiação ao atingir um corpo, uma parcela é refletida (refletividade) sendo absorvida por outro elemento ou dissipada para o meio, outra parcela é absorvida pelo material (absorvidade), elevando sua temperatura e contribuindo para transmissão de energia térmica para outros elementos (transmissividade).

A Tabela 01 apresenta um comparativo da absorvidade de alguns materiais, onde é possível verificar que a absorvidade não está somente associada à

propriedade de reflexão da luz natural dos corpos, mas também depende do comprimento de onda da radiação que incide sobre o corpo. Pois materiais que possuem uma baixa absorvidade à radiação solar, não necessariamente terão o mesmo comportamento frente à radiação térmica a baixa temperatura, como por exemplo, as tintas brancas.

Tabela 01 – Absorvidade de alguns materiais

Superfície	Radiação solar	Radiação térmica a baixa temperatura (25°C)
<i>Alumínio Polido</i>	0,15	0,04
<i>Cobre Polido</i>	0,18	0,03
<i>Cobre Oxidado</i>	0,65	0,75
<i>Ferro Fundido</i>	0,94	0,21
<i>Mármore Branco</i>	0,46	0,95
<i>Asfalto</i>	0,90	0,90
<i>Tijolo Vermelho</i>	0,75	0,93
<i>Cascalho</i>	0,29	0,85
<i>Verniz Preto Fosco</i>	0,96	0,95
<i>Tintas Brancas</i>	0,12 – 0,16	0,90 - 0,95

Fonte: Universidade de São Paulo (2007 apud BONITESE, 2007).

2.4 Razão de queima e de desenvolvimento de calor

O consumo de material na combustão é diretamente dependente da diferença entre o calor fornecido pela chama e a perda de calor na superfície do material em combustão e inversamente proporcional ao calor necessário para decompor o material em voláteis (Equação 09 e 10).

$$\dot{m}'' = \frac{\dot{Q}_F'' - \dot{Q}_L''}{L_V} \quad (09)$$

$$\dot{Q}_C'' = \chi \cdot \dot{m}'' \cdot A_f \cdot \Delta H \quad (10)$$

Onde:

\dot{m}'' é a razão de queima do material (g/m²s);

\dot{Q}_F'' é o fluxo de calor fornecido pela chama (kW/m²);

\dot{Q}_L'' é o fluxo de perda de calor na superfície do combustível (kW/m²);

\dot{Q}_C'' é a razão de desenvolvimento de calor no material (kW);

L_V é o calor necessário para produzir os voláteis (kJ/g), (para líquido é o calor latente de evaporação);

A_f é a área da superfície do combustível (m²);

ΔH é o calor de combustão dos voláteis (kJ/g);

χ é o fator de correção (<1,0) devido a combustão incompleta.

2.5 Transferência de calor entre as chamas e o material

O fluxo da rede de transferência de calor (h_{net}) entre as chamas e a superfície das paredes, pisos e forros de uma edificação se processa predominantemente por convecção e por radiação. O Eurocode 1 Part 1-2 exhibe equações para definir esse processo de transferência.

A equação geral do fluxo de transferência de calor h_{net} (W/m²) é dada pela Equação 11.

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r} \quad (11)$$

Sendo $h_{net,c}$ a parcela referente à transferência de calor por convecção definida pela Equação 12 e $h_{net,r}$ a parcela referente à transferência de calor por radiação a qual é determinada através da Equação 13.

$$h_{net,c} = \alpha_C \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (12)$$

Onde:

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m² K);

θ_g é a temperatura do gás na vizinhança do elemento exposto ao fogo (°C);

θ_m é a temperatura na superfície do elemento (°C).

$$h_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \Omega \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (13)$$

Onde:

Φ é o fator de configuração (valor padrão $\Phi = 1,0$);

ε_m é a emissividade na superfície do elemento;

ε_f é a emissividade do fogo (normalmente $\varepsilon_f = 1,0$);

Ω é a constante de Stephan Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8}$ W/m²K⁴);

θ_r é a temperatura efetiva da radiação no meio ambiente do fogo (°C);

θ_m é a temperatura na superfície do elemento (°C).

Para o lado não exposto de separação dos elementos, a rede de fluxo de calor h_{net} pode ser encontrada calculando somente a parcela $h_{\text{net,c}}$, adotando nesse caso $\alpha_c = 4$ W/m²K e para os casos que se leva em consideração o efeito da radiação o coeficiente de transferência de calor por convecção adotado é $\alpha_c = 25$ W/m²K .

2.6 Curvas nominais de temperatura

Na ocasião de um incêndio real, este começa de forma lenta e gradual, havendo um aumento lento na temperatura do compartimento até a ocorrência do “flashover” em torno de 600°C, havendo um rápido ganho de temperatura e alastramento das chamas até o consumo total dos materiais combustíveis, onde após essa fase ocorre o resfriamento do ambiente.

Num incêndio a curva real tempo-temperatura é de difícil definição, pois conforme enfatiza Alva (2000), depende de vários fatores como a quantidade, a

natureza e a distribuição do material combustível, do grau de ventilação do ambiente e dos materiais de vedação que impedem a propagação do incêndio no compartimento. O vento pode dissipar as chamas mudando a forma de transferência por convecção e dependendo da geometria da peça, a deflagração das chamas pode ser diferenciada. Dessa maneira é comum a substituição dessas curvas reais por curvas teóricas as quais simulam de forma aproximada a evolução da temperatura ao longo do tempo num incêndio a partir da fase do “flashover”, possuindo apenas o ramo ascendente da curva real.

Em relação à quantidade e distribuição de material combustível (carga de incêndio), estudo feito por Kumar e Kameswara Rao (1995) em Kanpur a partir de 35 edificações residenciais, mostrou que os compartimentos que tem as maiores carga de incêndio são a despensa e cozinha, e os menores são banheiro e varanda.

A Figura 04 mostra algumas curvas de incêndio real, conseguida a partir da variação da quantidade de material combustível. Os valores plotados sobre as curvas são relativos à quantidade equivalente em quilos de madeira. Já a Figura 05 exhibe também curvas de incêndio real, entretanto variando-se a ventilação em uma parede do compartimento. Com isso, se observa que em incêndios reais a definição de uma única curva tempo x temperatura é impraticável.

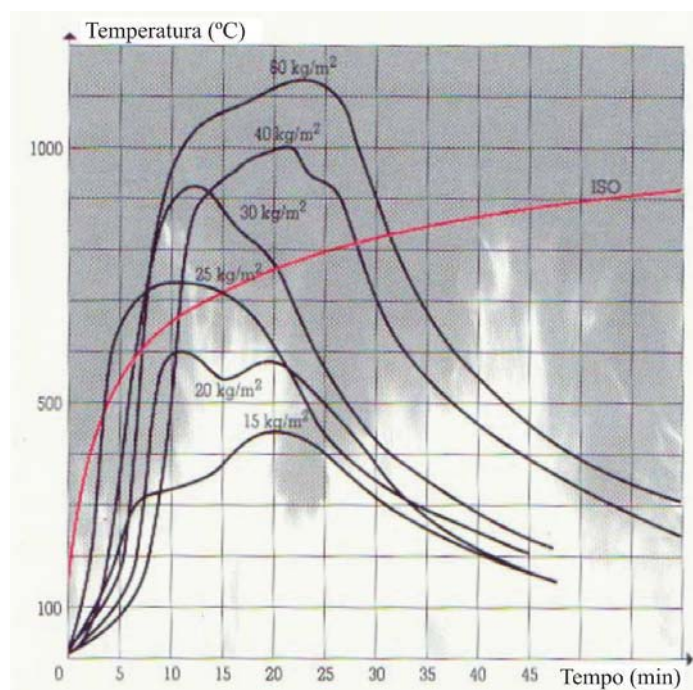


Figura 04 – Curvas tempo x temperatura dos gases para várias cargas combustíveis. Fonte: Martins (2000,(adaptado)).

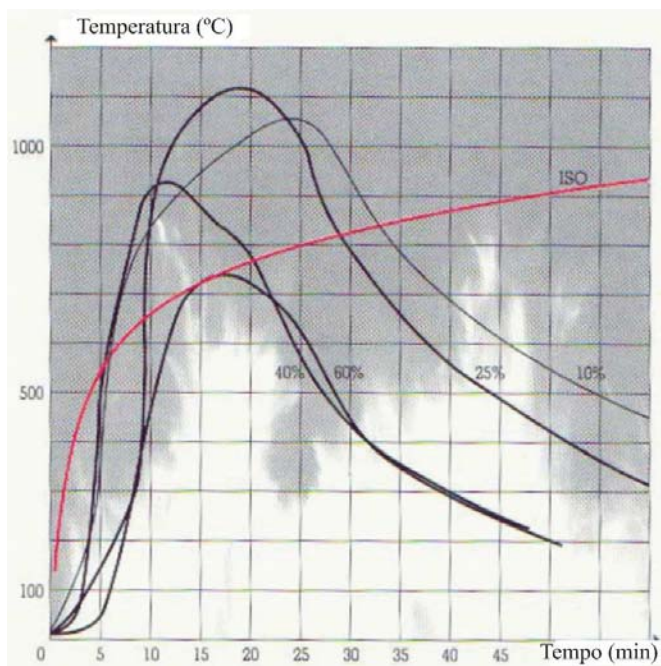


Figura 05 – Curvas tempo x temperatura dos gases para vários graus de ventilação. Fonte: Martins (2000, (adaptado)).

2.6.1 Curva padrão tempo-temperatura

Conforme mostra Silva (2004), a curva padrão tempo-temperatura é utilizada pela maioria das normatizações internacionais como o Eurocode 1 e ISO 834, além disso, é também usada por normas nacionais de outros países como a NCh 935/1 do Chile (LANTADILLA, 2007) e CAN/ULC S101 do Canadá (GALES, 2009). Essa mesma curva é usada ainda pelas normatizações brasileiras como a NBR 5628:2001, a NBR 6479:1992 e NBR 10636:1989, por exemplo. Esta curva é baseada na evolução da temperatura de um incêndio formado predominantemente por material celulósico (madeira). Casonato (2007) lembra que esta curva não representa um incêndio real, mas por simplicidade, é comum associá-la a tempos fictícios condensados no meio técnico com o objetivo de definir parâmetros de projeto. A Equação 14 define a curva padrão tempo-temperatura conforme é apresentada pelo Eurocode 1 Part:1-2, sendo a curva mais aceita no meio técnico.

$$\theta = 20 + 345 \log(8.t + 1) \quad (14)$$

Onde:

θ é a temperatura ($^{\circ}\text{C}$);

t é o tempo (min).

As normas brasileiras apresentam a mesma equação acima adaptada em função da temperatura inicial do forno (Equação 15).

$$\theta - \theta_0 = 345 \log(8.t + 1) \quad (15)$$

Onde:

θ é a temperatura no instante “t” ($^{\circ}\text{C}$);

θ_0 é a temperatura inicial do forno ($10^{\circ}\text{C} \leq \theta_0 \leq 40^{\circ}\text{C}$);

t o tempo (min).

A “American Specification of Testing and Materials” (ASTM) através da norma ASTM E119 – “Standard test methods for fire tests of building construction”, utiliza uma curva padrão tempo x temperatura de acordo com o Quadro 01.

Tempo (min.)	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	Tempo (min.)	Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
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

Quadro 01- Temperatura dos gases em função da temperatura.

Fonte: ASTM E119 apud Silva (2004).

De acordo com Silva (2008a) essa curva foi adotada pela ASTM a partir de 1918, fundamentada pelo UL – “Underwriters Laboratory” de Chicago, o qual a utilizava para ensaios de pilares frente ao fogo. Os pesquisadores não possuem uma certeza das condições de obtenção desses valores, supondo que a obtenção foi a partir de incêndios reais.

O gráfico da Figura 06 compara as curvas padronizadas pelo Eurocode 1 e ASTM E119 para a evolução da temperatura dos gases ao longo do tempo, onde é verificado que as duas normatizações expressam praticamente os mesmos valores ao longo do tempo. Harmathy et al. (1987) relata que em ensaios de curta duração a Curva Padrão é levemente mais severa que o ensaio da ASTM E119, entretanto para ensaios mais longos essa diferença é irrelevante.

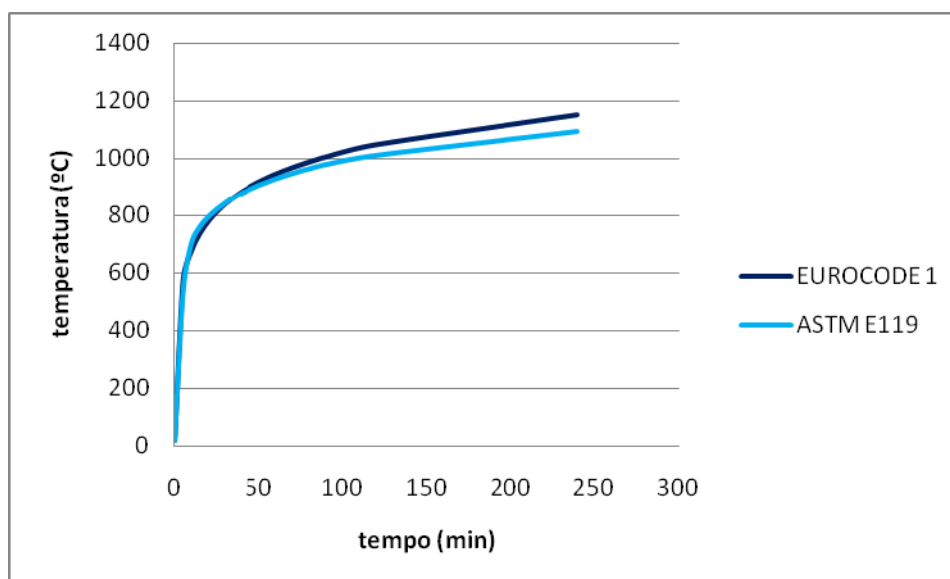


Figura 06 – Curvas padrão tempo x temperatura Eurocode 1 e ASTM E119.

2.6.2 Curva de fogo externo

Essa curva é definida para paredes perimetrais expostas às chamas de acordo com Wald (2005), sendo uma curva que apresenta a temperatura máxima de

680 °C (Equação 16). A norma Eurocode 6 permite a utilização dessa curva nominal, entretanto é necessário deixar claro que esta foi a curva adotada.

$$\theta = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (16)$$

Onde:

θ é a temperatura próxima ao elemento (°C);

t é o tempo (min).

2.6.3 Curva hidrocarboneto

Essa curva também é chamada de curva H, ela é utilizada em situações onde no incêndio, predominam hidrocarbonetos como materiais combustíveis, apresentando temperatura máxima de 1100 °C (Equação 17).

$$\theta = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (17)$$

Onde:

θ é a temperatura (°C);

t é o tempo (min).

As curvas citadas acima diferem, entre outras coisas, pelo fato da curva padrão não possuir (teoricamente) uma temperatura máxima e as outras duas curvas a partir de certo tempo, estabilizar a temperatura. Todas as curvas mostram um crescimento rápido de temperatura, entretanto tanto a curva H, quanto a curva de Fogo Externo apresentam um crescimento abrupto a partir da origem, atingindo a temperatura máxima num curto intervalo de tempo. A Figura 07 ilustra de forma gráfica o comportamento dessas curvas.

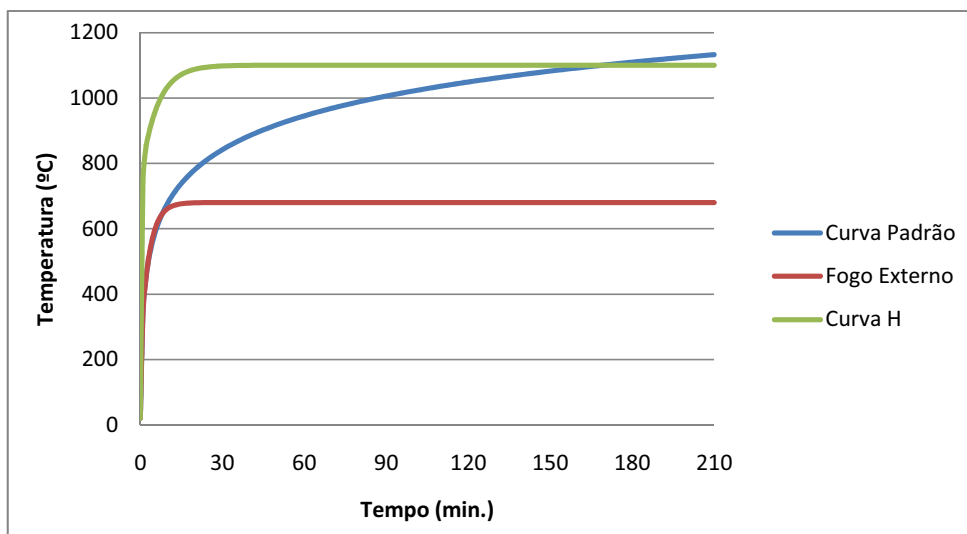


Figura 07 – Gráfico comparativo entre as principais curvas teóricas de incêndio.

2.7 Curvas naturais

Além das curvas teóricas, existem também curvas de incêndio natural as quais são determinadas experimentalmente através de ensaios que simulam a situação real de incêndio. Essas curvas desconsideram a fase inicial de ignição, por se entender que essa fase não altera a capacidade portante da estrutura. O crescimento da temperatura é exponencial até atingir um valor máximo em que após isso a fase de resfriamento é linearizada (Figura 08), dessa forma a curva de incêndio natural aborda desde a fase de inflamação generalizada (“flashover”) até o resfriamento dos gases.

As curvas de incêndio natural são realizadas a partir de ambientes controlados em áreas compartimentadas, não havendo possibilidade de propagação de incêndio fora delas. Os ensaios mostram que a curva de incêndio natural depende da quantidade de material combustível (carga incêndio) e do grau de ventilação do ambiente.

O Eurocode 1 part 1-2 apresenta dois modelos de incêndio natural: o modelo simplificado e o modelo avançado.

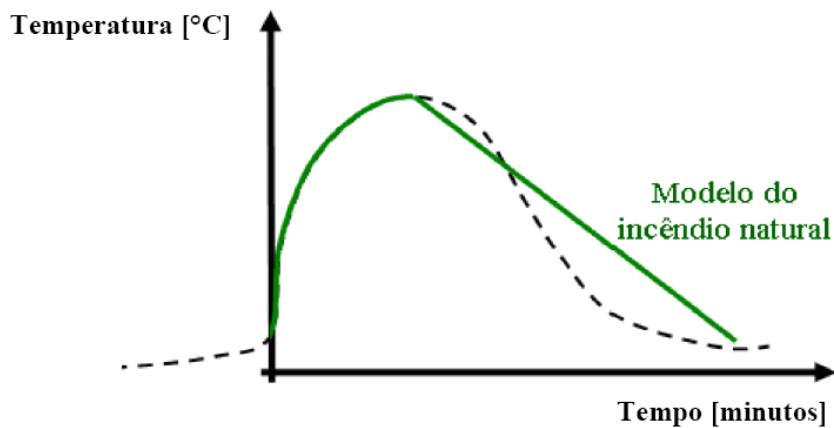


Figura 08 – Modelo de um incêndio natural.
Fonte: Kimura (2009).

O modelo simplificado tem um campo de utilização bem limitado onde se assume uma distribuição uniforme de temperatura, o qual é recomendado utilizar em áreas inferiores a 100 m², sendo que o comportamento da curva tempo x temperatura é definido por equações parametrizadas.

A curva tempo x temperatura para esse modelo é dada pela Equação 18 que segundo Kaefer e Silva (2003) foi deduzida pelo sueco Ulf Wickstrom em 1985 e após incorporada pelo Eurocode 1.

$$\theta = 20 + 1325 \left(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*} \right) \quad (18)$$

Onde:

θ é a temperatura (°C);

$t^* = t \cdot \Gamma$ é o tempo fictício em horas.

Sendo:

t o tempo em horas;

$$\Gamma = [v/b]^2 / (0,04/1160)^2 .$$

Com:

$$v = \frac{A_v \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \text{ que é o grau de ventilação (m}^{1/2}\text{).}$$

Do qual:

A_v é a área total de aberturas verticais (m²);

h_{eq} é a média ponderada da altura das aberturas em relação a área total das aberturas (m);

A_t é a área total do compartimento (pisos, tetos e paredes) (m²);

$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$ é o fator de absorvidade térmica do material de vedação, variando no intervalo $100 \leq b \leq 2200$ (J/m²s²K).

Sendo:

ρ a massa específica do material de vedação (Kg/m³);

c o calor específico do material de vedação (J/KgK);

λ a condutividade térmica do material de vedação (W/mK).

No caso de se adotar $\Gamma = 1$ a curva tempo x temperatura expressa pelo modelo simplificado se aproxima da curva tempo x temperatura do incêndio padrão.

A máxima temperatura $\theta_{m\acute{a}x}$ ocorre para $t^* = t_{m\acute{a}x}^*$ com o $t_{m\acute{a}x}^* = t_{m\acute{a}x} \cdot \Gamma$, sendo

que $t_{m\acute{a}x} = \max \left[\left(0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{q_{t,d}}{O} \right); t_{lim} \right]$, expresso em horas, $q_{t,d}$ é o valor de cálculo da

carga de incêndio em relação à área total do compartimento a qual varia entre $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ (MJ/m²).

2.8 Modelo avançado

Kimura (2009) cita que o modelo avançado de determinação de incêndio natural leva em consideração a troca de massa e energia, e as propriedades dos gases. Além disso, sua implementação pode ser feita de duas maneiras distintas: por meio do modelo de uma zona, o qual uma distribuição uniforme de temperatura é variável no tempo ou por meio do modelo de duas zonas que define espessura variável de aquecimento ao longo do tempo para camada inferior (menos aquecida) e a camada superior (mais aquecida).

O modelo avançado necessita de implementação computacional para sua resolução uma vez que este é modelado através de modelos de fluidos dinâmicos,

forneendo a evolução da temperatura ao longo do tempo através de resoluções de equações diferenciais parciais por algoritmos computacionais específicos.

2.9 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)

Na ocorrência de um incêndio real, a temperatura máxima atingida pelos elementos da edificação não é a mesma das chamas. A temperatura do ambiente depende de fatores ligados à quantidade e distribuição dos materiais combustíveis, ventilação do ambiente e das características térmicas dos materiais de vedação.

O TRRF de acordo com a definição da NBR 14432:2000 é o tempo mínimo que um elemento estrutural ou elemento de compartimentação resiste a um fogo que obedece ao incêndio padrão. Este elemento deve manter a segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, garantindo assim a fuga dos ocupantes da edificação em segurança e combate ao fogo. A Figura 09 ilustra a definição do TRRF.

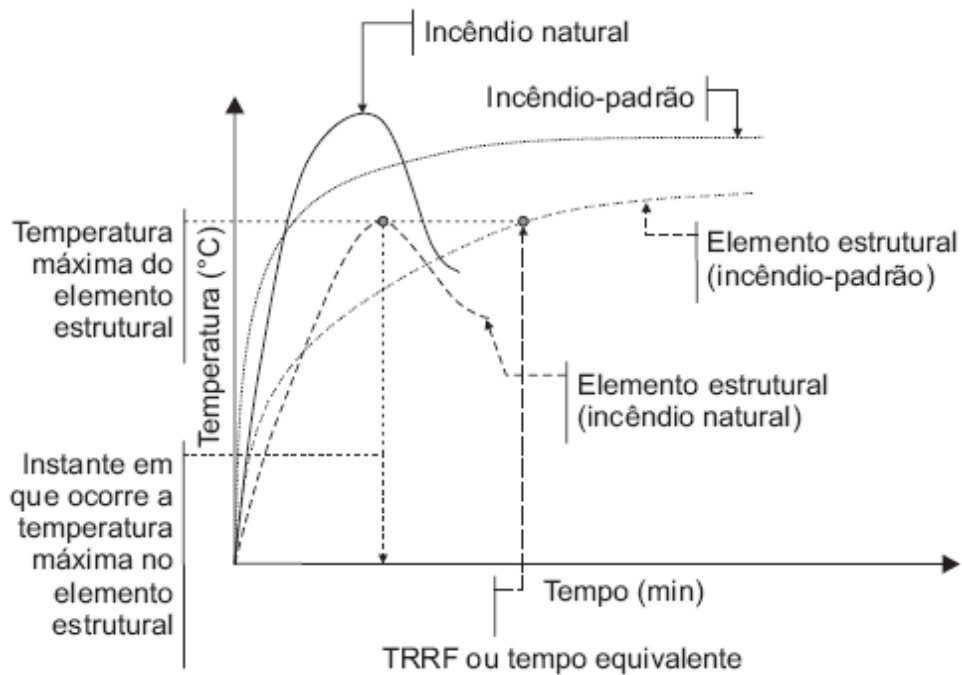


Figura 09 – Conceito de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).
Fonte: Silva (2008a).

O tempo requerido de resistência ao fogo pode ser definido de maneira simplificada através de tabelas que levam em consideração o tipo de uso predominante da edificação e sua altura. O Quadro 02 define o tempo requerido de resistência ao fogo de acordo com os parâmetros já descritos acima.

Ocupação/ Uso	Divisão (NBR 9077)	Altura da edificação (m)				
		Classe P ₁ h ≤ 6	Classe P ₂ 6 < h ≤ 12	Classe P ₃ 12 < h ≤ 23	Classe P ₄ 23 < h ≤ 30	Classe P ₅ h ≥ 30
Residencial	A1 a A-3	30	30	60	90	120
Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	30	60 (30)	60	90	120
Comercial varejista	C-1 a C-3	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e cultura física	E-1 a E-6	30	30	60	90	120
Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 a F-8	60(30)	60	60	90	120
Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	30	60 (30)	60	90	120
	G-1 e G-2 abertos lateralmente	30	30	30	30	60
Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	30	60	60	90	120
Industrial	I-1	30	30	60	90	120
	I-2	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos	J-1	30	30	30	30	60
	J-2	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Obs: valores entre parênteses se referem a edificações com área de pavimento menor que 750 m².

Quadro 02 – Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) em minutos.

Fonte: NBR 14432:2000.

Outra maneira mais refinada de definir o TRRF é através de cálculos analíticos, por meio da determinação do tempo equivalente conforme a Equação 19 (Eurocode 1 Part 1-2).

$$t_e = q_{fi,k} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot W \cdot K \cdot M \quad (19)$$

Onde:

t_e é o tempo equivalente (min);

$q_{fi,k}$ é o valor característico da carga de incêndio específica (MJ/m²);

γ_n é o coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa na edificação;

γ_s é o coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação;

W é o fator associado à ventilação e a altura do compartimento;

K é o fator associado às características do material de vedação do compartimento (min m²/MJ);

M é o fator que depende do material da estrutura.

Se define $M = 1$ para os casos onde a estrutura seja de concreto ou metálica com proteção ao fogo através de revestimento e $M = 13,7 \cdot v$ para a situações de aço sem proteção, sendo que v é o grau de ventilação.

2.10 Processo de desenvolvimento do incêndio

O incêndio ocorre a partir de uma fonte de calor que vai aquecendo os materiais que estão em contato e próximos a ela. Esses materiais vão intensificando as chamas, iniciando o processo de alastramento dessas e aumentando a temperatura do ambiente. Sendo que o calor vai se propagando principalmente por radiação e convecção. “Quando a temperatura ambiente atinge em torno de 600°C, todo o ambiente é tomado por gases e vapores combustíveis desenvolvido na pirólise dos combustíveis sólidos” (SEITO et al., 2008). Nesta temperatura ocorre a inflamação generalizada (“flashover”) dos materiais com o ambiente tomado por labaredas.

Conforme Beard (2010) houve, nas últimas três décadas, grande avanço na implementação de modelos matemáticos que descrevessem o desenvolvimento do fogo em edificações. Isso trouxe grande ajuda no estudo do processo de queima dos materiais e do comportamento das chamas e fluxo de gases, por exemplo.

O Eurocode 1 Part 1-2 no seu item 1.5.3.10 define “flashover” como ignição simultânea de toda a carga incêndio do compartimento (“simultaneous ignition of all fire loads in a compartment”) (Tradução livre).

Pelo esquema da Figura 10 se observa que o incêndio é formado por três fases distintas. A primeira, chamada de pré-ignição onde o crescimento das chamas é lento, com um período compreendido de cinco a vinte minutos de acordo com Seito et al. (2008). A segunda fase inicia-se após a ignição com um aumento rápido da temperatura, passando pela inflamação generalizada onde há um crescimento abrupto da temperatura até a queima total de todo combustível. A terceira fase é da extinção das chamas e resfriamento do ambiente pela falta de combustível.

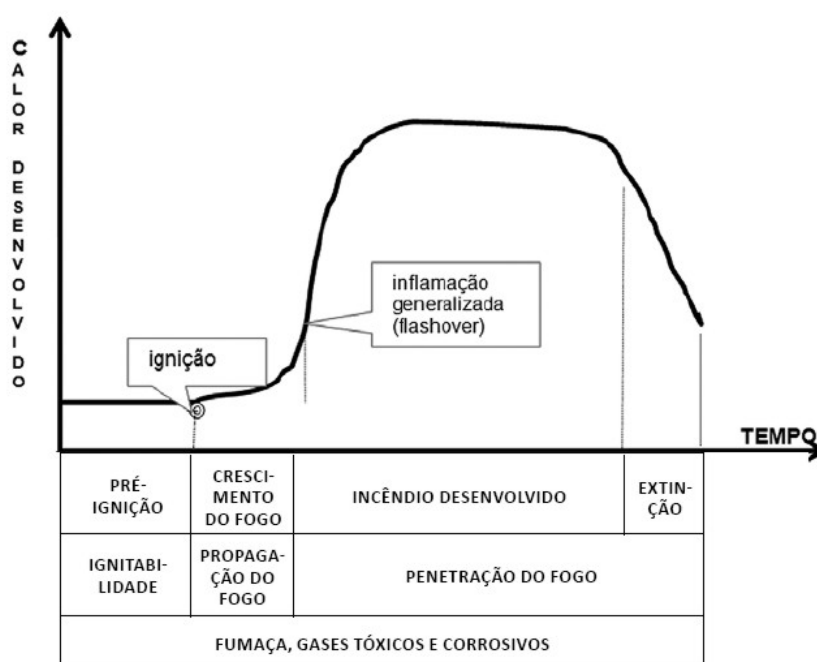


Figura 10 – Curva de evolução do incêndio celulósico.

Fonte: Seito et al. (2008).

O tempo de duração de um incêndio e conseqüentemente o formato da curva de evolução do incêndio, depende de diversos fatores como o tipo de material

combustível predominante no compartimento o que interfere principalmente na temperatura máxima atingida, do nível de ventilação e nas dimensões do compartimento, interferindo no fornecimento de oxigênio para as chamas e nos gases formados, por exemplo.

2.11 Legislações sobre incêndio

Seito et al. (2008) cita que o desenvolvimento tecnológico das últimas décadas trouxe grandes modificações nos sistemas construtivos como utilização de grandes áreas sem compartimentação, emprego de grandes fachadas de vidro e incorporação de novos materiais.

Além dessas modificações, as edificações erigidas passaram a ter uma altura maior o que dificulta o combate a incêndios por parte do corpo de bombeiros.

Portanto, tornou-se necessário uma maior preocupação por parte das autoridades acerca de fixar regulamentos que promovam a maior proteção dos ocupantes. Propondo medidas que facilitem o combate inicial do fogo como adoção de extintores e equipamentos hidráulicos de combate a incêndio nas edificações, bem como medidas construtivas que dificultem a propagação do incêndio, como compartimentação vertical e horizontal através de lajes e paredes resistentes a incêndio. Sendo necessário para isso que se procedam ensaios para definir a resistência ao fogo dos elementos que participam da compartimentação.

A NBR 9077:2001 define para as paredes de rotas de fuga e paredes que isolam unidades autônomas um tempo mínimo de resistência ao fogo de duas ou quatro horas de acordo com as características da edificação e seu tipo de ocupação. Entretanto no que se refere a que tipo de material pode ser utilizado e qual a espessura mínima requerida para alcançar o período de resistência ao fogo, esta norma é relapsa, apresentando apenas uma forma de se obter esses períodos de proteção. Em relação à maneira de alcançar os períodos de duas ou quatro horas de resistência ao fogo, a norma no final do seu item 4.5.2.7 comenta que na ausência de norma brasileira específica, paredes de tijolos maciços com espessura de 15 cm e 25 cm devem ser adotadas como resistentes a 2 h e 4 h de fogo, respectivamente.

Ainda a LC 420/1998 de Porto Alegre (art. 18) tem praticamente o mesmo parâmetro para definir as espessuras e o tipo de parede que resistam aos períodos de duas e quatro horas de fogo. Ela adota que uma alvenaria de tijolos maciços rebocada em ambas as faces com 13 cm é suficiente para resistir a 2 horas de fogo e o mesmo tipo de alvenaria, porém com 23 cm é capaz de resistir a 4 horas.

A mesma lei permite a substituição da alvenaria por parede de concreto armado, desde que mantenha as mesmas espessuras já definidas. Mas a utilização dessas espessuras para elementos de concreto pode ser demasiada, pois trabalhos feitos por Klein; Campagnolo; Silva Filho e Lima (2004) com paredes de PVC preenchidas de concreto obtiveram para paredes de 75 mm resistência a altas temperaturas superior a 2 horas, porém no trabalho desses pesquisadores, a curva de aquecimento seguida não foi fiel à Curva Padrão. Casonato (2007) obteve para paredes de concreto armado com 15 centímetros de espessura, desempenho satisfatório frente a altas temperaturas, com elevação na temperatura entre 100°C e 107°C na face oposta ao aquecimento, após 4 horas de exposição a 900°C, porém essas paredes possuíam dimensão inferior à mínima exigida pela NBR 5628:2001. Portanto, devido ao fator da taxa de aquecimento e dimensão dos protótipos, os dados desses pesquisadores servem apenas de indicativo que as prescrições normativas podem ser conservadoras quanto ao real desempenho dos materiais.

A Instrução Técnica 08 (IT-08) do Corpo de Bombeiros de São Paulo é mais refinada quanto às medidas a serem adotadas para garantir a segurança da edificação. “Atualmente a IT do Corpo de Bombeiros de São Paulo, revisada, é comparável com as normas brasileiras” (SILVA, 1994 apud CASONATO, 2007). De acordo com Tavares (2009), São Paulo tem o código de incêndio mais avançado do Brasil, sendo usado como modelo para os códigos de outras cidades. Esta legislação utiliza o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) para definir os níveis de proteção para os elementos estruturais, de vedação e de compartimentação das construções. A Instrução Técnica aceita que a comprovação do TRRF seja feita através de ensaios específicos em laboratório; feito através de tabelas comprovadas em laboratório; ou através de modelos matemáticos (analíticos) normatizados ou reconhecidos internacionalmente. Esta legislação apresenta no seu Anexo B uma tabela mostrando a resistência ao fogo de alvenarias cerâmicas maciças e vazadas com e sem revestimento argamassado (Quadro 03).

No ensaio, o traço da argamassa de assentamento utilizado para os tijolos cerâmicos maciços, é de 1:5 (cimento: areia), para os blocos vazados de concreto é de 1:1:8 (cimento: cal: areia), já para os tijolos vazados cerâmicos é de 1:4 (cimento: areia). Nas paredes revestidas ensaiadas, o traço do emboço utilizado é de 1:2:9 (cimento: cal: areia). Salienta-se ainda que os dados foram obtidos a partir do ensaio de paredes de dimensões 2,8 m x 2,8 m, com uma das faces totalmente exposta ao fogo, com paredes não possuindo função estrutural.

Paredes ensaiadas (*)		Espessura da parede (cm)	Atendimento aos critérios de avaliação (horas)			Resistência ao fogo (horas)
			Integridade	Estanqueidade	Isolação térmica	
Tijolos maciços dimensões: (5x10x20) massa: 1,5kg (revestim. 2,5 cm)	Meio tijolo sem revestimento	10	≥ 2	≥ 2	1 ½	1 ½
	Um tijolo sem revestimento	20	≥ 6	≥ 6	≥ 6	≥ 6
	Meio tijolo com revestimento	15	≥ 4	≥ 4	4	4
	Um tijolo com revestimento	25	≥ 6	≥ 6	≥ 5	> 6
Blocos vazados de concreto (2 furos) dimensões: (14x19x39) e (19x19x39) massa: 13kg e 17kg (revestim. 1,5 cm)	Bloco de 14 cm sem revestimento	14	≥ 1 ½	≥ 1 ½	1 ½	1 ½
	Bloco de 19 cm sem revestimento	19	≥ 2	≥ 2	1 ½	1 ½
	Bloco de 14 cm com revestimento	17	≥ 2	≥ 2	2	2
	Bloco de 19 cm com revestimento	22	≥ 3	≥ 3	3	3
Tijolos cerâmicos de oito furos dimensões: (10x20x20) massa: 2,9kg (revestim. 1,5 cm)	Meio tijolo com revestimento	13	≥ 2	≥ 2	2	2
	Um tijolo com revestimento	23	≥ 4	≥ 4	≥ 4	> 4
Paredes de concreto armado monolítico sem revestimento		11,5	2	2	1	1 ½
		16	3	3	3	3

Quadro 03 – Resistência ao fogo para paredes.

Fonte: IT-08 de São Paulo (2004, (adaptado)).

Verificando o Quadro 03, se observa que a exigência de alvenaria de 15 e 25 centímetros com tijolos maciços para o desempenho de duas e quatro horas de fogo definido pela NBR 9077/2001 é conservadora, pois conforme os dados apresentados, a alvenaria maciça de 15 centímetros com revestimento possui resistência de quatro horas e a de 25 centímetros com revestimento, resistência superior a seis horas. É importante destacar que o revestimento melhora o desempenho da alvenaria frente ao fogo.

2.12 Compartimentação horizontal e vertical

Conforme já foi mencionado, o objetivo da compartimentação é de evitar a propagação do fogo ao longo da edificação e normalmente é feita através de elementos construtivos (paredes corta-fogo, portas corta-fogo, selos corta-fogo e lajes de concreto), os quais possuam resistência frente ao fogo como incombustibilidade e retardo de propagação das chamas para o ambiente contíguo.

Conforme define Brentano (2004), a compartimentação consiste na divisão da edificação em partes isoladas entre si com paredes, forros e entrespisos resistentes ao fogo, esses elementos devem suportar a queima dos materiais contidos no interior deles por um determinado intervalo de tempo, impedindo sua propagação.

Já a NBR 14432:2000 (item 3.6) cita a compartimentação como sendo uma medida de proteção passiva por meio de vedos, fixos ou móveis, destinados a evitar a propagação do fogo, calor e gases dentro e fora do edifício, no mesmo pavimento ou para outros pavimentos e a edifícios vizinhos.

“A compartimentação vertical se destina a impedir a propagação de incêndio no sentido vertical, ou seja, entre pavimentos elevados consecutivos” (IT 09/2004 Corpo de Bombeiros de São Paulo). Esta medida pode ser conseguida através do uso de lajes de concreto armado ou protendido resistentes ao fogo. Mas por outro lado, esse desempenho pode ser alcançado também utilizando ótimos isolantes térmicos que resistam a altas temperaturas, fixados ao forro do pavimento inferior, o qual irão reduzir a propagação de calor para o pavimento superior.

“A compartimentação horizontal consiste em dividir a edificação em várias células no plano horizontal” (SEITO et al., 2008). A compartimentação horizontal

evita (ou ao menos retarda) a propagação do fogo para os ambientes adjacentes, sendo normalmente composta de paredes de alvenaria em conjunto com portas corta-fogo, mas nada impede que seja feito o uso de outro tipo de material incombustível, entretanto é necessária a comprovação experimental do desempenho deste frente à severidade ao fogo requerida.

Beall (1997) lembra que as paredes corta-fogo devem ser construídas com materiais não combustíveis. Essas paredes devem ter uma resistência ao fogo de no mínimo quatro horas, devendo ter estabilidade estrutural suficiente para permitir que sob o fogo não ocorra o colapso da parede.

Em se tratando das garantias de efetiva compartimentação, as legislações estaduais possuem algumas diferenças. No caso do Estado de São Paulo, a legislação pertinente (IT 09/2004) expõe que a compartimentação pode ser obtida dimensionando as lajes e paredes para o TRRF necessário, garantindo o afastamento vertical mínimo entre as aberturas de dois pavimentos consecutivos de 1,20 metros e afastando as aberturas que se encontram no mesmo alinhamento em dois metros por exemplo. No entanto, a legislação do Estado do Rio Grande do Sul (Decreto Estadual 38.273/98) é superficial quanto à forma de garantir a compartimentação vertical ou horizontal, citando apenas que o afastamento entre aberturas deve ser de três metros.

2.13 Propriedades de materiais frente ao fogo

“O comportamento de um elemento estrutural exposto ao fogo depende tanto das propriedades térmicas e mecânicas de seus materiais, como da sua composição química” (BONITESE, 2007). A grande maioria dos materiais comumente usados na construção civil sofre alteração nas suas propriedades físico-químicas ao longo da fase de aquecimento, alterando a sua microestrutura.

A alteração na microestrutura dos materiais ocasiona modificação dos parâmetros intrínsecos destes como a condutividade térmica, módulo de elasticidade e calor específico, por exemplo, o que modifica totalmente o comportamento do material dentro da estrutura na edificação a qual está inserido.

2.13.1 Concreto

O concreto, por ser um material heterogêneo, se observa que seu comportamento frente a temperaturas elevadas depende principalmente do tipo de agregado utilizado, da resistência e da porosidade da sua pasta para definição das propriedades intrínsecas do material após o aquecimento. Concretos de resistências convencionais são porosos suficientes para permitir a migração da água livre do seu interior quando aquecidos sem haver lascamentos significativos. Já concretos de alto desempenho (CAD) possuem resistências mais elevadas e porosidade bastante reduzida, dificultando a saída de água pela rede de canalículos. Esse comportamento gera grandes pressões internas, favorecendo lascamentos explosivos nesse tipo de concreto.

Conforme lembra Casonato (2007), o concreto endurecido não tem capacidade de inflamabilidade, seus componentes não emanam gases tóxicos, portanto os produtos da combustão não são prejudiciais à saúde. Este tem baixa condutibilidade térmica em relação aos metais, havendo uma boa resistência ao fogo.

Britez (2011) relata que diversos estudos demonstram que o concreto perde em torno de 25% da sua resistência a temperaturas da ordem de 300° C e de 75% quando exposto a temperaturas próximas a 600°C. O mesmo autor destaca ainda que o tipo de agregado graúdo utilizado tem grande influência no grau de deslocamento explosivo a altas temperaturas em concretos de alto desempenho.

De acordo com Landi (1986), o concreto a temperaturas abaixo de 300 °C não sofre nenhuma modificação, a partir dessa temperatura ocorre perda de suas propriedades como módulo de elasticidade e resistência à compressão por desagregação de seus componentes. Ainda, quando submetido a aquecimento brusco, ocorre lascamentos (“spalling”) no concreto, deixando as armaduras desprotegidas. O autor não deixa claro, mas o fenômeno de “spalling” é inerente a concretos de alto desempenho.

As principais causas para esse comportamento, conforme o autor podem ser:

a) o coeficiente de dilatação térmica da pasta de cimento normalmente é o dobro do dos agregados, assim o agregado se dilata menos.

b) a evaporação da água livre dos poros do concreto cria locais com elevada pressão interna.

c) o coeficiente de condutibilidade térmica do aço é maior que o do concreto. Desta forma o calor se propaga mais depressa ao longo da armadura do que no concreto. Assim, apesar do aço e concreto terem coeficiente de dilatação térmica muito próximos, o aço se dilata mais cedo. Esse fenômeno provoca tensões entre os dois materiais e a conseqüente perda de aderência.

d) a superfície externa das peças de concreto se aquece mais do que as partes internas, criando tensões diferenciais internas, analogamente, as arestas ficam sujeitas a um maior gradiente de temperatura.

e) o coeficiente de dilatação térmica do concreto sofre um aumento brusco acima de 450°C, quando perde água de hidratação.

f) o quartzo apresenta um aumento de volume ao mudar sua estrutura cristalina aos 500°C.

Ainda entre 400° C e 600° C há a dessecação dos poros, acompanhada da decomposição dos produtos de hidratação e início da destruição do gel de C-S-H da pasta do concreto que necessita de temperaturas acima de 900° para destruição total. O hidróxido de cálcio presente nos poros do concreto perde água e forma o óxido de cálcio (GRATTAN-BELLEW, 1996 apud CASONATO, 2007; MEHTA e MONTEIRO, 1997). Este pode posteriormente se reidratar na fase de resfriamento absorvendo a umidade do ambiente.

A condutividade térmica (W/m) tem seu comportamento governado em função da temperatura entre os valores $\lambda_{c,sup}$ e $\lambda_{c,inf}$, os quais são regidos por equações empíricas conforme as equações 20 e 21, com validade de valores para temperaturas entre $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$, válidos para concretos silicosos e calcáreos, convencionais sendo “ θ ” a temperatura em Celsius, possuindo ainda para cálculos simplificados um valor estimativo de $\lambda_c = 1,6\text{W/m}^{\circ}\text{C}$.

$$\lambda_{c,sup} = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad (20)$$

$$\lambda_{c,inf} = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad (21)$$

Pela Figura 11, é possível observar que conforme há incrementos de temperaturas para o concreto, sua condutividade térmica é reduzida e há uma convergência entre o valor da condutividade superior e condutividade inferior para uma única curva. Para valores pequenos de temperatura, a diferença entre as curvas e o valor médio da condutividade térmica não é tão significativa, mas para valores mais elevados, o valor médio é bem superior aos valores calculados.

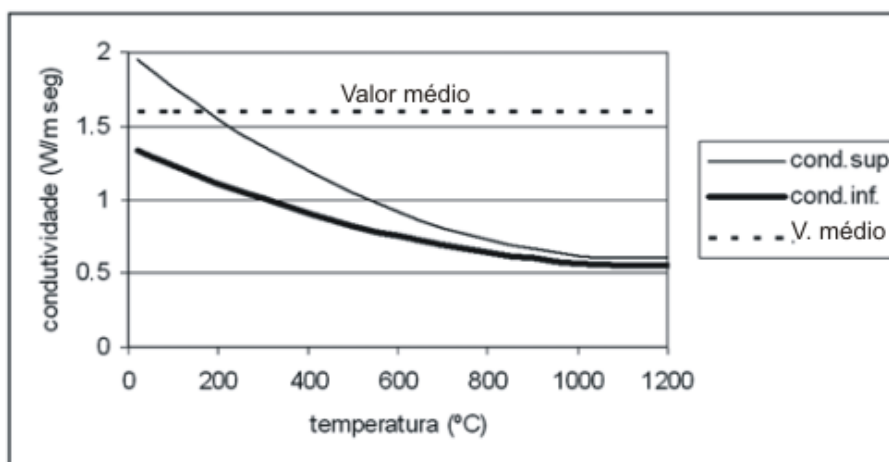


Figura 11 – Condutividade térmica para o concreto.
Fonte: Seito et al. (2008,(adaptado)).

O calor específico é regido também por formulações matemáticas dependentes da temperatura, sendo que ainda este é dependente da umidade do concreto. O calor específico (c_p) do concreto para 0% de umidade é de $c_p = 900$, para 1,5% de umidade em peso $c_p = 1470$ e para 3% de umidade em peso $c_p = 2020$ conforme mostra Seito et al. (2008). A Figura 12 exhibe o comportamento do calor específico do concreto em função da elevação da temperatura.

O concreto, ao ter sua temperatura elevada, ocorre perda de água da sua massa (a partir de 115°C) e a transformação de seus constituintes minerais em compostos gasosos, ocorrendo redução da sua densidade. A Figura 13 mostra a redução da densidade do concreto em relação ao aumento da temperatura, verificando que o decréscimo da densidade segue um comportamento aproximadamente linear.

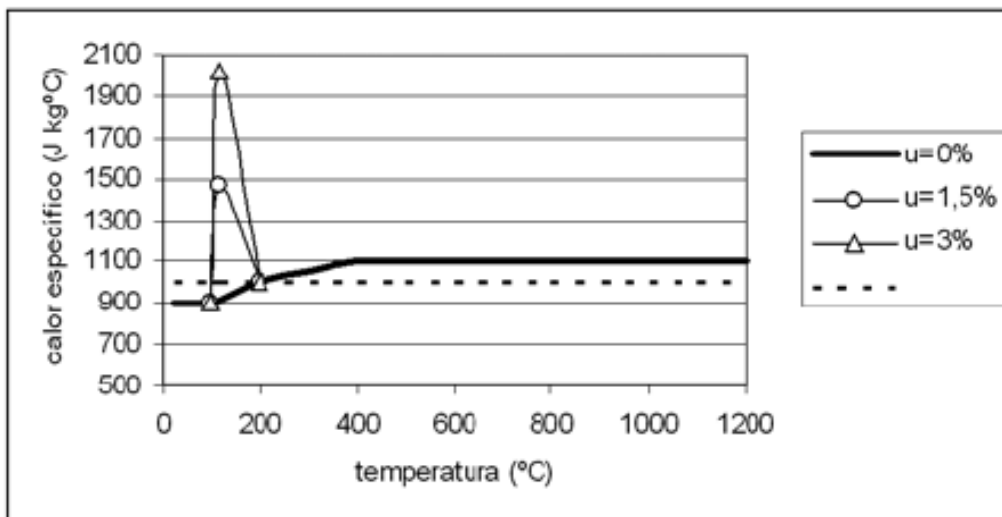


Figura 12 – Calor específico do concreto.
Fonte: Seito et al. (2008).

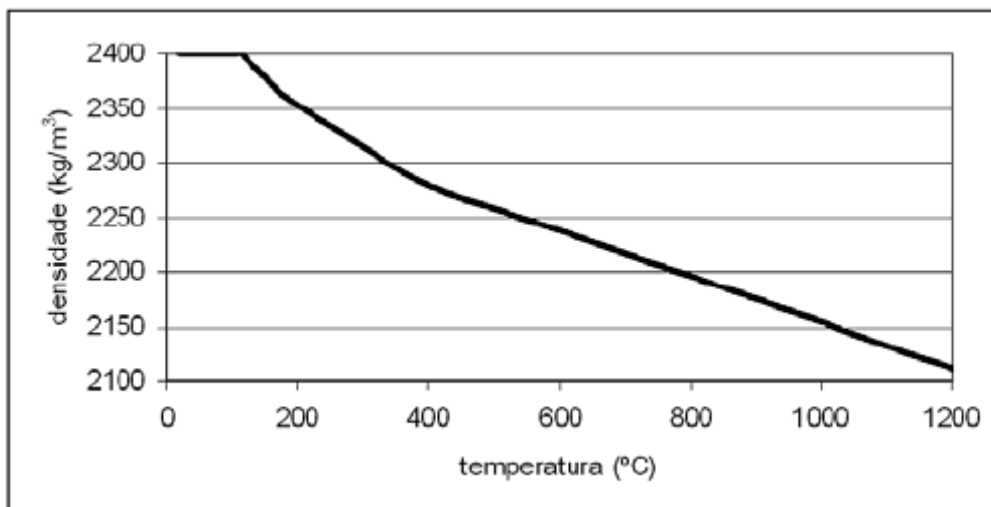


Figura 13 – Densidade do concreto em função da temperatura.
Fonte: Seito et al. (2008).

Não obstante, o coeficiente de dilatação térmica do concreto é dependente da temperatura, tendo um valor médio para cálculos simplificados de $\alpha = 1,6 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ conforme sugere Seito et al. (2008).

Ainda, a proposta de revisão da NBR 14323:1999 mostra equações para o concreto de densidade normal que definem o alongamento deste em função do aumento da temperatura, podendo ser determinado pelas equações 22 e 23.

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

$$\frac{\Delta l_{\text{cn}}}{l_{\text{cn}}} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (22)$$

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

$$\frac{\Delta l_{\text{cn}}}{l_{\text{cn}}} = 14 \times 10^{-3} \quad (23)$$

Onde:

l_{cn} é o comprimento da peça de concreto a temperatura de 20°C ;

Δl_{cn} é a expansão térmica da peça de concreto;

θ_c é a temperatura da peça de concreto ($^{\circ}\text{C}$).

De acordo com Mehta e Monteiro (1997) existem diversos fatores que controlam a resistência do concreto frente ao fogo. A composição da pasta do concreto é muito importante, pois tanto o cimento quanto os agregados são constituídos de componentes que se decompõem ao calor.

As altas temperaturas desestruturam a pasta de cimento quimicamente, enfraquecendo o concreto endurecido. A água livre presente nos poros da pasta evapora-se conforme a temperatura se eleva. Costa e Silva (2004) e Lima (2005) lembram que concretos usuais saturados e concretos de baixa porosidade (CAD), ao perderem água devido ao aumento da temperatura, desenvolvem pressões de vapor na massa de concreto e dependendo da magnitude, pode ultrapassar a capacidade de liberação de vapores através dos poros e gerar lascamentos no concreto.

Conforme ocorre o aumento de temperatura, o concreto vai perdendo sua resistência à compressão e reduzindo seu módulo de elasticidade longitudinal. A perda das suas propriedades mecânicas não é um comportamento linear em relação ao incremento de temperatura. Esse comportamento não linear, conforme enfatiza Purkiss (2007), é em parte devido a mudanças físico-químicas nos agregados, uma

vez que os calcários se decompõem em temperaturas próximas de 650°C e agregados silicosos têm transformações α - β das fases dos quartzos na temperatura de 570°C. Ainda, a presença de água livre no concreto pode causar fissurações, devido à expansão desta a temperaturas abaixo de 150°C. A transformação dos agregados silicosos em temperatura inferior se comparado aos agregados calcários corrobora a afirmação de Neville (1997) o qual cita que concretos com agregados não silicosos possuem uma menor perda de resistência quando exposto a altas temperaturas.

O gráfico ilustrado na Figura 14 mostra a redução da resistência do concreto à compressão, com f_{ck} sendo a resistência à temperatura ambiente de 20°C e $f_{c,\theta}$ a resistência à compressão na temperatura analisada. A perda da capacidade resistente depende ainda do tipo de agregado utilizado na massa do concreto, pois concretos com agregados calcários mostram menor perda de resistência em relação a silicosos.

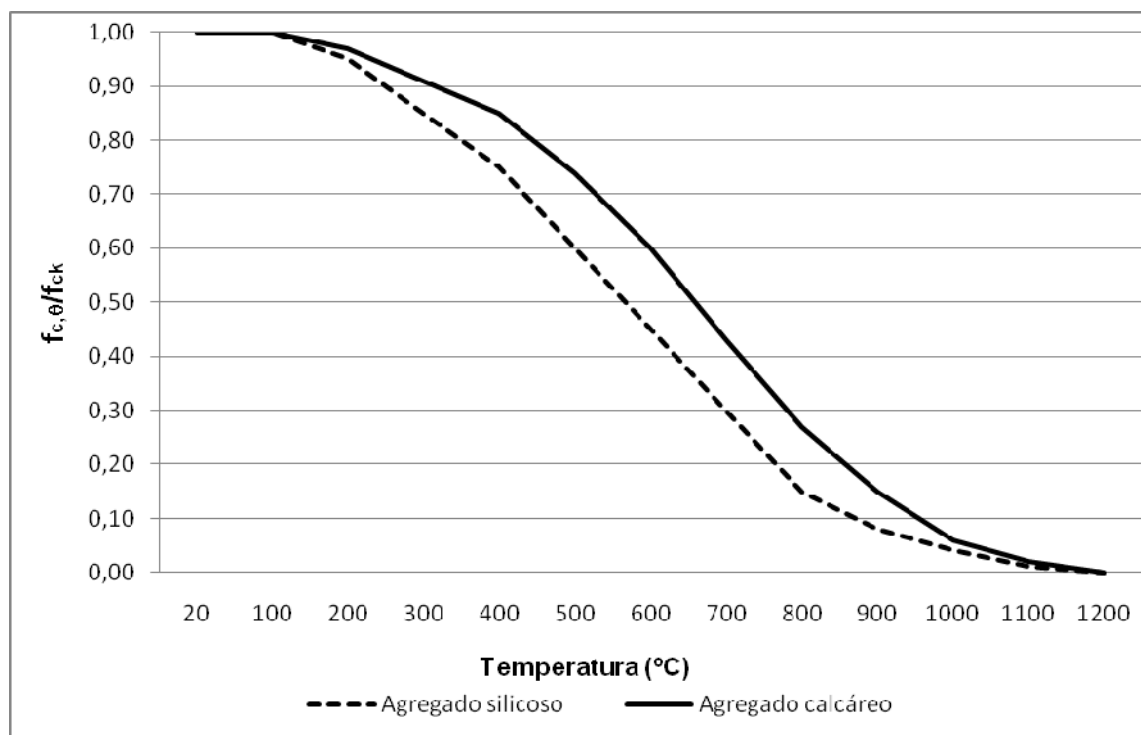


Figura 14 – Gráfico da redução da resistência do concreto à compressão em função da temperatura.

Fonte: Eurocode 2.

O comportamento da perda de resistência do concreto à compressão, em relação ao incremento de temperatura mostrado na Figura 14, se refere a concretos convencionais, uma vez que ensaios conduzidos por Castillo e Durrani (1990) apud Neville (1997) com concretos de alta resistência (89 MPa) indicaram uma maior perda na resistência para os mesmos, se comparado a concretos normais. Em concretos de alto desempenho (CAD), o lascamento explosivo é o maior fator de redução na resistência, pois, conforme já mencionado, a baixíssima permeabilidade da estrutura deste impede a expansão da água livre nos poros, criando pressões internas que favorecem o lascamento explosivo.

Britez (2011) relata que, nos principais códigos internacionais, não está definido explicitamente o comportamento das propriedades térmicas do concreto com agregados basálticos, comuns no Brasil. São escassos estudos que utilizem esse tipo de agregado, ressaltando a importância de realizar pesquisas nesta área.

Existem na literatura nacional trabalhos que fazem o uso desse tipo de agregado. Casonato (2007) ao moldar paredes de concreto em seu trabalho, faz utilização de agregados basálticos. Ainda, Lima (2005) em sua tese acerca do comportamento do concreto sob altas temperaturas usa agregados graúdos basálticos e graníticos, dentre as considerações feitas, observou que em corpos de prova moldados com agregados basálticos, a ocorrência de “spalling” foi maior em comparação àqueles compostos de agregados graníticos.

Uma estimativa da temperatura atingida pelo concreto durante sua exposição ao fogo, e conseqüente redução na resistência, é verificar a coloração adquirida, pois a coloração varia de tons rosáceos a temperaturas mais baixas (300° - 600°C), passando por tons de cinza claro a temperaturas intermediárias (600° - 900°C) e chegando a tons esbranquiçados e cremes em altas temperaturas (900° - 1000°C), conforme destacam Morales et al. (2011) e Georgali e Tsakiridis (2005).

A coloração no concreto após o aquecimento tem relação direta com o tipo de agregado utilizado, já que as pequenas quantidades de ferro contido nesses minerais são os principais responsáveis pela alteração na cor, conforme lembra Casonato (2007). Bessey (1950, apud WENDT, 2006) relata que a existência de constituintes ferrosos em agregados silicosos colabora para alteração da cor amarela comum desses minerais para tons róseos, em torno de 250 a 300°C, devido à oxidação do ferro a 300° C.

Wendt (2007) comenta que a alteração da cor no concreto é um bom indicativo acerca da mudança nas suas propriedades, entretanto ainda não há muitos estudos sobre o assunto. Em seu trabalho, entre outras análises, faz um estudo da alteração de coloração no concreto exposto a altas temperaturas (até 900°C). Utiliza agregado graúdo granítico e basáltico e areia natural quartzosa. No seu trabalho, constatou-se que não houve diferença na mudança de cor das amostras em relação ao tipo de agregado graúdo. Houve clareamento nos tons de cinza dos corpos de prova para temperaturas até 400°C. A temperatura de 600°C, foi observado um amarelo incipiente (conforme descrição da pesquisadora) e a 900°C a coloração era efetivamente amarelo. A literatura menciona tons róseos e avermelhados a temperaturas de 300° a 600°C, entretanto neste trabalho não foi feita esta constatação.

2.13.2 Aço

A condutividade térmica do aço é dependente da temperatura, havendo um decréscimo desta conforme há um aumento da temperatura de acordo com a Equação 24 e mantendo-se praticamente constante a partir de 800°C com um valor de $\lambda_a = 27,3\text{W/m}^\circ\text{C}$ conforme define a NBR 14323:1999.

Para temperaturas entre $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \cdot \theta_a \quad (24)$$

Onde:

λ_a é a condutividade térmica do aço ($\text{W/m}^\circ\text{C}$);

θ_a é a temperatura do aço ($^\circ\text{C}$).

Em cálculos simplificados, Seito et al. (2008) diz que é possível adotar um valor médio de $\lambda_a = 40\text{W/m}^\circ\text{C}$, já a NBR 14323:1999 define esse valor médio como $\lambda_a = 45\text{W/m}^\circ\text{C}$. Na Figura 15 está apresentado um gráfico com valores da conduti-

vidade térmica utilizando a equação da NBR 14323:1999 e os valores médios sugeridos por norma e por Seito et al. (2008).

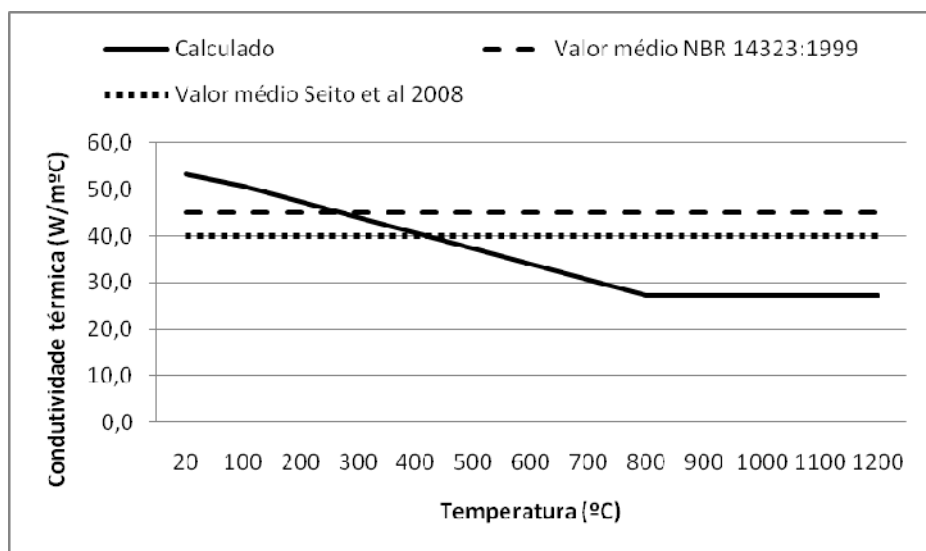


Figura 15 – Condutividade térmica para o aço em função da temperatura.

O calor específico estimativo dos aços usados em estrutura é de $600\text{J/kg}^\circ\text{C}$, onde se mantém nessa faixa para quase todas temperaturas, porém possui um pico de variação entre aproximadamente 700°C e 800°C , conforme mostra a Figura 16.

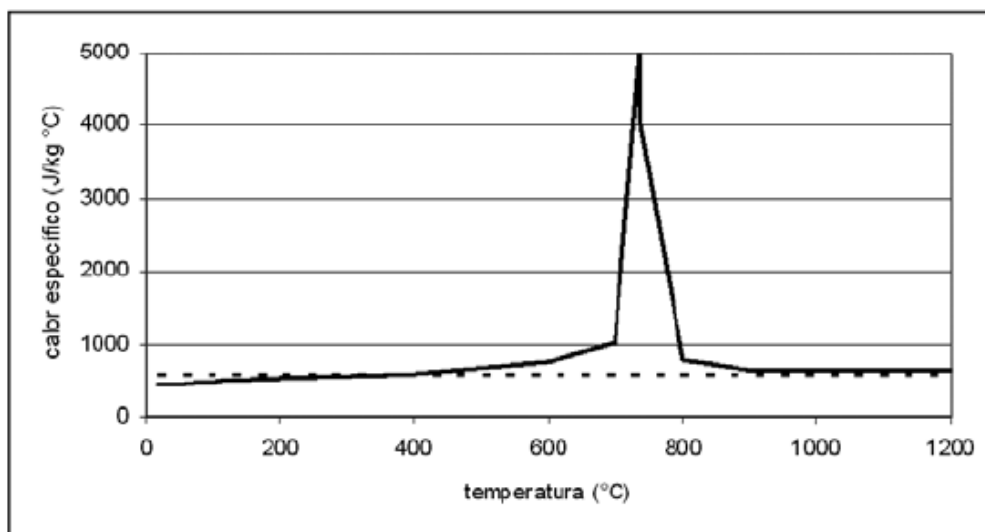


Figura 16 – Calor específico do aço.
Fonte: Seito et al. (2008).

No caso do coeficiente de dilatação térmica dos aços, este possui grande variação em função da temperatura, com pico em torno de 750°C, onde tem redução até em torno de 860°C e depois volta a crescer conforme mostra as equações 25, 26 e 27, com “l” sendo o comprimento da barra a 20°C, “ Δl ” o alongamento da barra e “ θ_a ” sendo a temperatura do aço. Seito et. al (2008) sugere um valor médio de $\alpha = 1,4 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ quando se deseja realizar um cálculo estimativo.

a) para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a - 2,416 \times 10^{-4} \quad (25)$$

b) para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (26)$$

c) para $860^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (27)$$

O aço tem uma estrutura cristalina, a posição dos átomos mantém um arranjo tridimensional. Entretanto, é verificado que sob temperaturas elevadas, existe uma modificação nesse arranjo cristalino. Conforme destaca Bonitese (2007), em aços de baixo carbono, a modificação estrutural ocorre somente quando as temperaturas ultrapassam 650°C.

Os aços têm sua resistência ao escoamento reduzida de 30% a 40% quando atingem temperaturas da ordem de 600 a 650°C, conforme esclarece Bonitese (2007). Para temperaturas acima de 450°C, a deformação dos aços aumenta de forma significativa. O Eurocode 2 apresenta uma relação da perda de resistência dos aços trabalhados a frio e a quente, em função do aumento da temperatura, mostrando que a resistência residual é bem sensível ao incremento de temperatura, com resistência praticamente nula quando este se aproxima da temperatura de 1200°C (Figura 17).

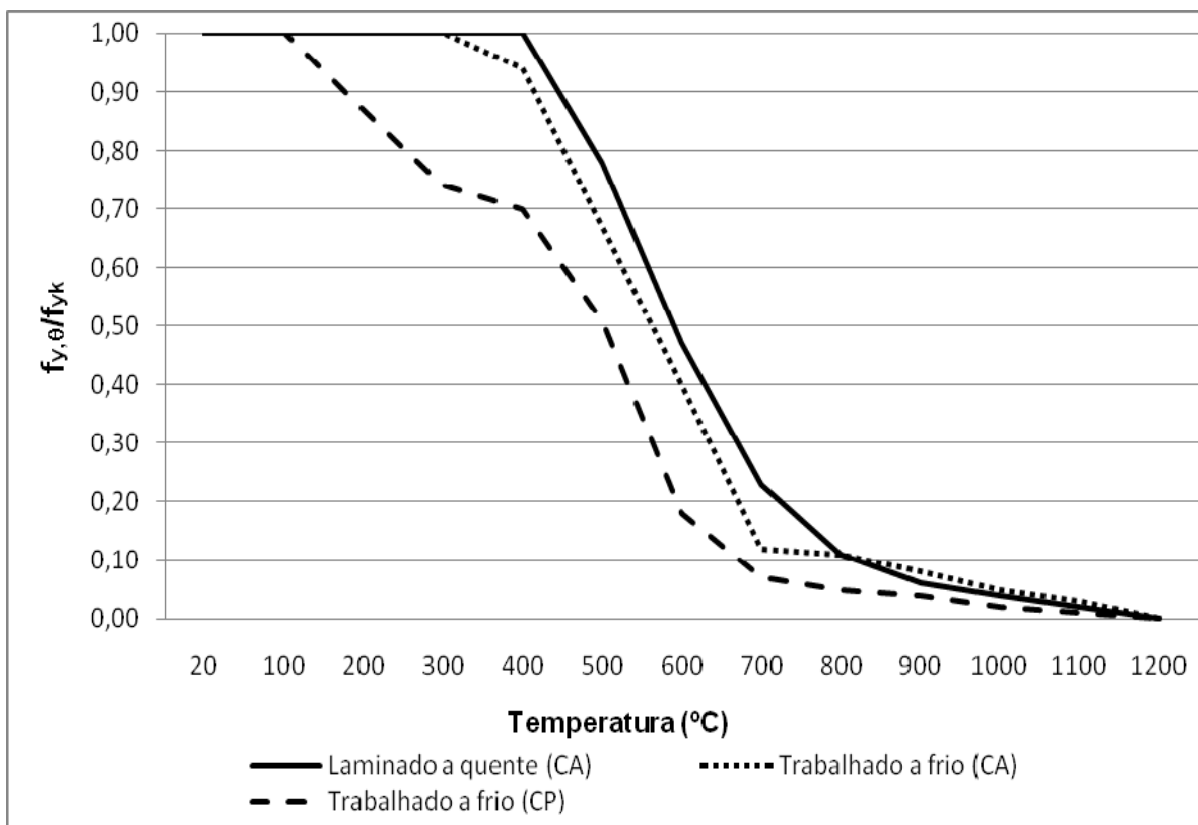


Figura 17 – Redução da resistência do aço em função da temperatura.
Fonte: Eurocode 2.

2.13.3 Tijolos

Os tijolos cerâmicos possuem sua condutividade térmica dependente da densidade da alvenaria (Figura 18). Blocos com densidades maiores apresentam valores mais elevados para a condutividade térmica. Esse fato é influenciado pela compactidade da microestrutura do material, uma vez que, quanto maior a densidade, menor é a quantidade de vazios do material. Essa característica melhora a condutibilidade térmica do material. Além disso, para uma mesma densidade, se observa que ocorre um pequeno incremento na capacidade de condutividade térmica das alvenarias para temperaturas mais elevadas.

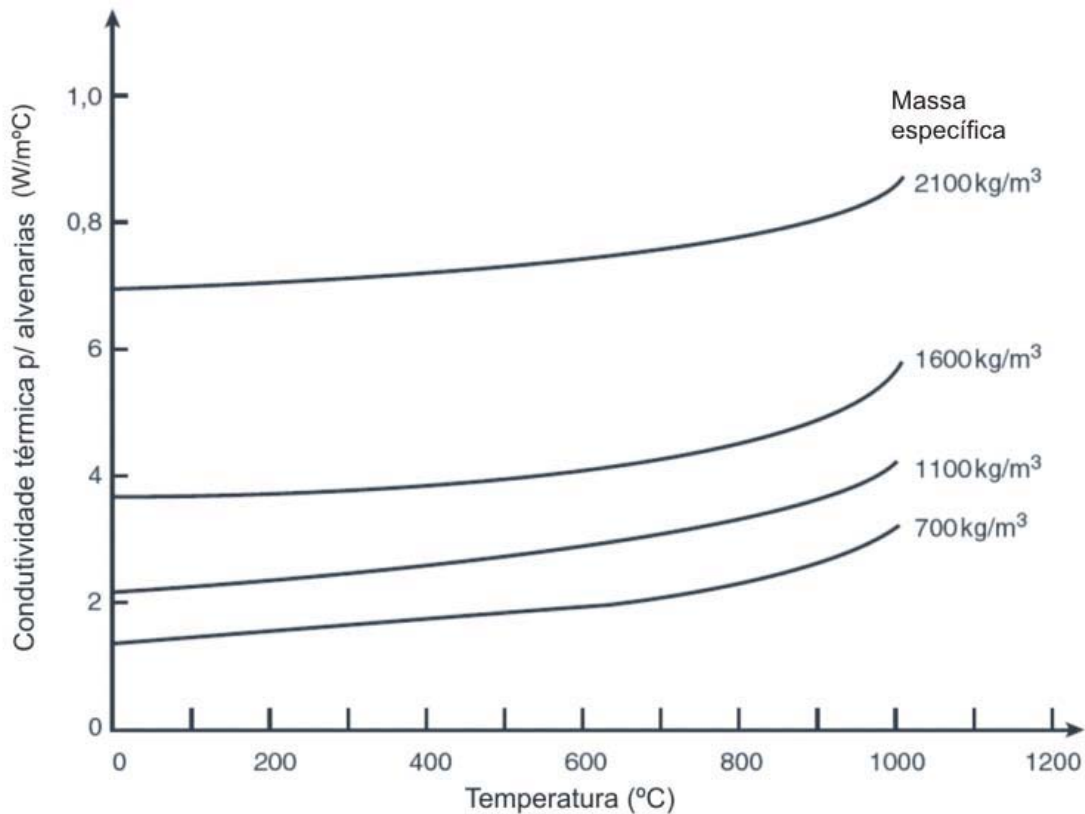


Figura 18 – Variação da condutividade térmica (W/m°C) para alvenarias com diferentes massas específicas.

Fonte: Malhotra (1982 apud PURKISS, 2007,(adaptado)).

A condutividade térmica para alvenarias úmidas é aumentada pela presença de água. A Equação 28, definida por Welch (2000 apud PURKISS, 2007), indica o efeito da umidade na condutividade térmica efetiva (λ').

$$\lambda' = \lambda_0 (1 + M)^{0,25} \quad (28)$$

Onde:

λ_0 é a condutividade térmica para alvenaria seca (W/m°C);

M é o teor de umidade (%).

O calor específico da alvenaria é independente da densidade do bloco, conforme Malhotra (1982, apud PURKISS, 2007). A Figura 19 ilustra a variação do calor específico para alvenarias em relação ao aumento da temperatura. Assim como a condutividade térmica, essa propriedade também apresenta um ligeiro crescimento quando se analisa o comportamento em temperaturas mais elevadas.

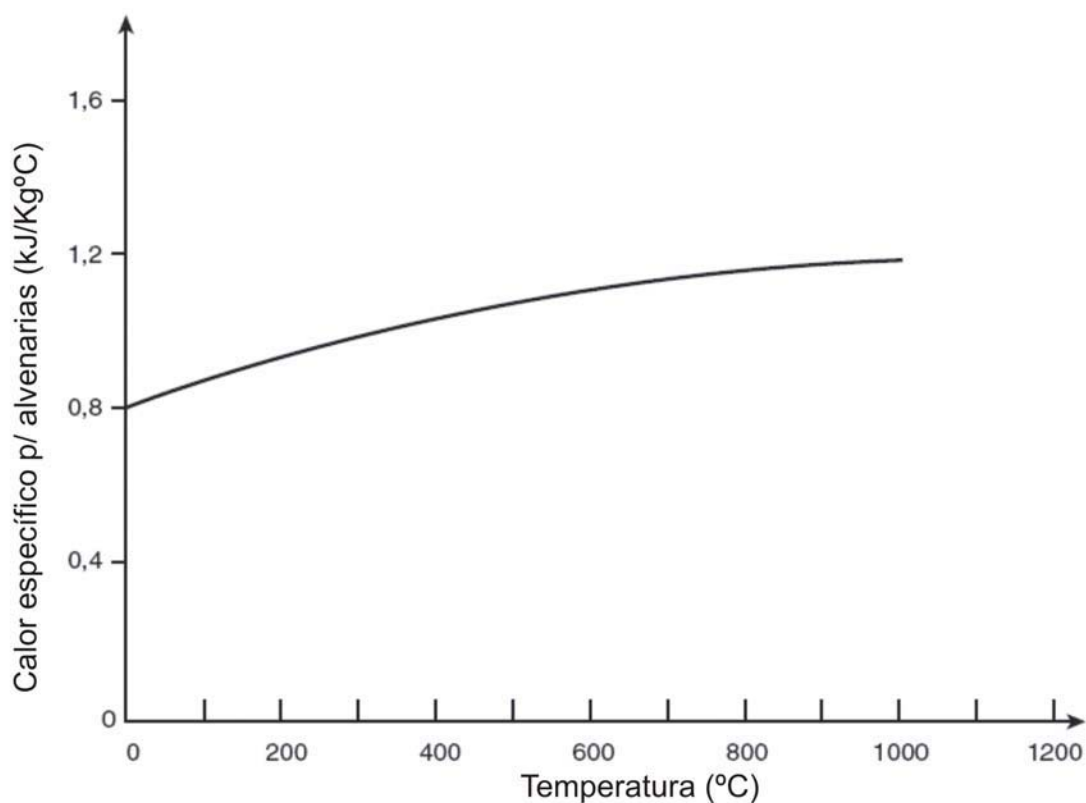


Figura 19 – Variação do calor específico para alvenarias.
Fonte: Malhotra (1982 apud PURKISS, 2007, (adaptado)).

O Eurocode 1 Part 1-5 sugere valores médios para o coeficiente de expansão linear de alvenarias entre 6×10^{-6} e $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e, para o concreto estrutural convencional, um valor médio de $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

2.14 Propriedades térmicas das paredes

A eficiência térmica de um material de construção é normalmente avaliada pela sua resistência ao fluxo de calor, denominada resistência térmica. A resistência térmica depende da densidade do material. Baseado neste parâmetro, a alvenaria tem um isolamento pobre. Por outro lado, ela possui espaços vazios que inibem a transferência de calor. As características térmicas de alguns tipos de blocos estão listadas na Tabela 02.

Tabela 02 – Condutância térmica de blocos cerâmicos e de concreto

Material (tijolo vazado)	Massa específica (Kg/m³)	Condutância (C) (Kcal/h.m².°C)
<i>não preenchido</i>		
10 cm (62,9% sólido)	1297	6,64
15 cm (67,3% sólido)	1377	5,22
20 cm (61,2% sólido)	1249	4,59
25 cm (60,9% sólido)	1249	4,05
<i>preenchido com vermiculita</i>		
10 cm (62,9% sólido)	1329	4,44
15 cm (67,3% sólido)	1409	3,22
20 cm (61,2% sólido)	1281	2,54
25 cm (60,9% sólido)	1281	2,05

Fonte: Beall (1997, (adaptado)).

Materiais nos quais o fluxo de transferência de calor é idêntico em todas as direções são denominados termicamente homogêneos. A condutância ou transmissão térmica (U) e a resistência térmica (R) para materiais homogêneos para qualquer espessura podem ser calculadas pelas equações 29 e 30.

$$U_x = \frac{k}{x} \quad (29)$$

$$R_x = \frac{x}{k} \quad (30)$$

Onde:

U_x é a condutância térmica (Kcal/(m².h.°C));

R_x é a resistência térmica (m².h.°C/Kcal);

k é a condutibilidade térmica (Kcal/(m.h.°C));

x é a espessura do material (m).

Quando uma parede opaca é analisada, é preciso incluir tanto os espaços de ar dentro e fora das superfícies, o qual afeta a parcela de transmissão por condução e convecção do calor. A inclusão desses espaços de ar é feita adotando a parede

composta por “camadas”. Ao analisar a transmissão de calor por essas “camadas”, o caminho do fluxo de calor precisa ser determinado.

Para paredes em “camadas” com fluxo de calor em série ao longo dessas, a resistência térmica total (R) do conjunto é obtida somando as resistências térmicas de cada uma dessas camadas. Conhecendo a resistência térmica de cada camada, sabendo ainda que o coeficiente de transmissão térmica (transmitância térmica) é o inverso da resistência térmica, o coeficiente de transmissão térmica médio (U_M) pode ser obtido através das equações 31 e 32.

$$U_M = \frac{[A_1(U_1) + A_2(U_2) + \dots + A_n(U_n)]}{A_t} \quad (31)$$

$$U_M = \frac{\left[\frac{1}{\left(\frac{R_1}{A_1}\right)} + \frac{1}{\left(\frac{R_2}{A_2}\right)} + \dots + \frac{1}{\left(\frac{R_n}{A_n}\right)} \right]}{A_t} \quad (32)$$

Onde:

A_1, A_2, \dots, A_n é a área das camadas do fluxo de calor;

U_1, U_2, \dots, U_n é o coeficiente de transmissão de cada uma das camadas;

R_1, R_2, \dots, R_n é a resistência térmica de cada camada;

A_t é a área total.

2.14.1 Inércia térmica

A transmissão térmica através de materiais sólidos não é instantânea, havendo um atraso no tempo a partir do momento que a parede passa a receber calor até ela iniciar o aumento de temperatura, este processo é chamado de inércia térmica. A inércia térmica é caracterizada pela capacidade de um material em armazenar e dissipar calor.

Beall (1997) cita que a velocidade com que uma parede aquece ou resfria é descrita como inércia térmica. Paredes com alta densidade e grandes massas causam absorção mais lenta, e por consequência, retenção mais longa de calor.

Os fatores que influem na inércia térmica de uma parede são a espessura da parede, densidade, calor específico e condutibilidade do material, sendo que de acordo com Beall (1997), este fenômeno contribui para a segurança ao fogo em alvenarias, retardando a transferência de calor.

2.14.2 Arqueamento da alvenaria devido ao gradiente térmico

Numa parede, submetida a um gradiente de temperatura através de sua espessura, as diversas camadas ao longo da espessura se deformam de maneira desigual, tendendo a formar um arqueamento para o lado de maior temperatura.

Quando a parede pode ser considerada como um elemento unidimensional, isto é, não existe a influência de paredes laterais para conter o arqueamento, a deflexão lateral da parede pode ser definida de forma analítica, utilizando a Equação 33 (parede definida como um balanço) ou a Equação 34 (parede definida como uma viga simplesmente apoiada).

$$\delta_{\text{bow,c}} = \frac{\alpha_m \cdot h_{\text{wall}}^2 \cdot \Delta\theta}{2d_{\text{wall}}} \quad (33)$$

$$\delta_{\text{bow,c}} = \frac{\alpha_m \cdot h_{\text{wall}}^2 \cdot \Delta\theta}{8d_{\text{wall}}} \quad (34)$$

Onde:

$\delta_{\text{bow,c}}$ é a deflexão para o balanço;

$\delta_{\text{bow,b}}$ é a deflexão central para a viga;

α_m é o coeficiente de expansão térmica;

h_{wall} é a altura da parede;

d_{wall} é a espessura da parede;

$\Delta\theta$ é o gradiente térmico.

Mas, a deflexão calculada por essas equações dificilmente vai ser alcançada na prática, pois as paredes em uma edificação estão restringidas ao longo de seus

lados, pelo fato de suportar a estrutura e de estar ligadas aos demais elementos da edificação. O que reduz a deflexão lateral.

É possível simular numericamente a deflexão lateral devido ao aquecimento com certa aproximação, considerando as regiões de contato da parede como apoios semi-rígidos, implantando molas fictícias em cada restrição de deslocamento. Entretanto, a adoção de coeficientes de molas confiáveis necessita de estudos e simulação de protótipos.

Ensaio realizado por Nahhas et al. (2007) em uma parede de alvenaria com blocos de concreto com altura de 2,82 metros e espessura de 19,7 centímetros, sob carregamento de serviço sujeito a um incremento de temperatura que seguia a Curva Padrão, apresentou uma deflexão lateral no centro desta parede em torno de 43 mm quando houve um gradiente térmico na ordem de 770°C. realizando o cálculo para essa parede, utilizando a Equação 34 e considerando $\alpha = 1,6 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$, se obtém um deslocamento de 62 mm, confirmando a hipótese de essas equações serem conservadoras.

Uma parede com carregamento no topo apresentará alguma deflexão, embora possa ser reduzida nos estágios iniciais pelo fato de haver carregamentos aplicados. O carregamento vertical pode causar problemas somente após um longo período de exposição, quando a parede tende a tornar-se lateralmente instável com o carregamento vertical, produzindo altas tensões devido ao surgimento de momentos induzidos pela deformação lateral.

Nadjai et al. (2003) estudou através de simulação numérica de uma parede de alvenaria, a influência da excentricidade de aplicação da carga, a esbeltez da parede e o tipo de vinculação. Em relação ao tipo de vinculação foram propostos três tipos de condições de contorno, conforme Figura 20.

Em relação à esbeltez da parede, quanto maior a sua razão, menor foi a temperatura de falha obtida nas paredes, a exceção ficou para a parede tipo C que não seguiu essa tendência. Ao considerar a aplicação de carregamento excêntrico na face oposta ao lado aquecido, nas paredes A e B aumentou a deflexão e reduziu a temperatura de falha, enquanto na parede C não houve modificação significativa neste parâmetro.

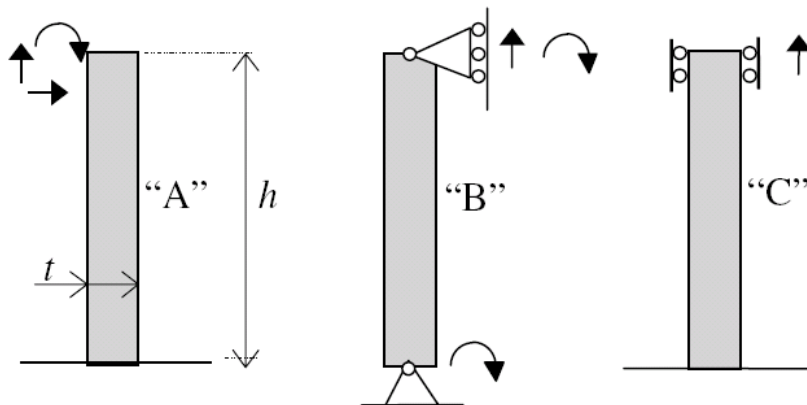


Figura 20 – Condições de contorno para vinculação das paredes.
Fonte: Nadjai et al. (2003).

2.15 Teste de alvenaria ao fogo

A alvenaria é composta normalmente de blocos cerâmicos ou de concreto assentados sobre uma junta de argamassa a qual deve existir para absorver e distribuir os esforços de compressão, cisalhamento e pequenas tensões de tração a qual esta pode estar sujeita. Para blocos cerâmicos, a queima deste material ocorrida durante a fase de fabricação gera uma conexão forte entre os poros a qual evita poro-pressões durante um cenário de incêndio, favorecendo a estabilidade estrutural dos blocos, conforme Nguyen et al. (2009).

Bailey (2004) afirma que experiências feitas com paredes de alvenarias submetidas a incêndios reais têm desempenho muito bom e a falha, se ocorre, é normalmente devido ao deslocamento lateral excessivo, resultando em colapso da estrutura.

Os materiais que compõem uma edificação podem ser combustíveis ou resistentes ao fogo. Beall (1997) designa a alvenaria como um material incombustível. O mesmo autor cita ainda que a capacidade de resistência ao fogo da alvenaria é baseada nas normas ASTM, NFPA ou “National Institute of Standards and Technology” (NIST) de ensaio a resistência ao fogo.

Esses ensaios definem que a amostra da parede de alvenaria seja submetida a um aquecimento controlado pela curva tempo x temperatura padrão durante um

período máximo de oito horas e a uma temperatura de 2300°F (1260°C). As classificações de resistências de alvenarias variam normalmente a incrementos de 30 a 60 minutos, designadas a partir do tempo de resistência ao fogo alcançado no ensaio.

Vários ensaios de desempenho frente ao fogo de alvenarias já foram feitos, com resultados apresentados por órgãos internacionais como National Bureau of Standards (NBS) e National Fire Protection Association (NFPA) através de relatórios e publicações. Essas publicações apresentam tabelas as quais listam a espessura mínima de um material ou associação de materiais para atingir a resistência de uma a quatro horas de fogo.

A avaliação da resistência ao fogo de elementos cerâmicos é função da massa e espessura do material e depende da porcentagem de área vazada nos blocos. Tijolos com menos de 25% de áreas vazadas são considerados “sólidos” e mais de 25% considerados “vazados”. “Solid brick wall (...) offers less resistance to fire and heat transmission” (BEALL, 1997) (“parede de tijolo maciço (...) oferece menos resistência ao fogo e transmissão de calor”) (tradução livre). Isso se deve ao fato de haver menos ar aprisionado dentro dos blocos, portanto a condutividade térmica fica mais eficiente.

A avaliação de resistência ao fogo pode ser calculada tendo por base a espessura equivalente sólida (E_T) do bloco. Beall (1997) relata que ensaios feitos pelo NBS mostraram que o aumento de 50% no volume de material sólido por unidade de área de parede, resultou em incremento de 100% no período de resistência ao fogo.

A espessura equivalente sólida é encontrada a partir do volume total de uma unidade da parede e subtraindo o volume de vazios ou espaços de células e dividindo esse valor pela área da face exposta da unidade (Equação 35).

$$E_T = \frac{V}{l.h} \quad (35)$$

Onde:

E_T é a espessura equivalente;

V é o volume líquido (volume total menos vazios);

l é o comprimento da unidade;

h é a altura da unidade.

Parte dos resultados de ensaios feitos pelo NIST para tijolos cerâmicos e blocos cerâmicos estruturais se encontram resumidos no quadro 04 e 05, respectivamente. Nos ensaios realizados foi levado em consideração o carregamento para os blocos estruturais. O tempo de resistência ao fogo das paredes de alvenaria exposto nestes quadros leva em consideração ainda a existência ou não de materiais combustíveis sobre a parede, o que aumenta a temperatura na face da parede exposta ao fogo.

Largura da parede e características	Elementos emoldurados na parede	
	Combustível (min)	Nenhum ou não combustível (min)
<i>Tijolos cerâmicos vazados</i>		
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 40% sólido	45	75
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 43% sólido	45	90
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 46% sólido	60	105
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 49% sólido	75	120
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 40% sólido	45	105
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 43% sólido	45	120
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 48% sólido	60	150
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 53% sólido	75	180
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 40% sólido	45	105
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 40% sólido	120	150
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 45% sólido	150	180
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 49% sólido	180	210
parede de 25 cm; 2 blocos; 3 ou 4 células ocas na espessura; 40% sólido	120	210
parede de 25 cm; 2 blocos; 3 ou 4 células ocas na espessura; 45% sólido	150	240
parede de 25 cm; 2 blocos; 3 ou 4 células ocas na espessura; 53% sólido	180	240

Quadro 04– Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos cerâmicos ocas. Fonte: National Bureau of Standards apud Beall (1997).

Largura da parede e características	Elementos emoldurados na parede	
	Combustível (min)	Nenhum ou não combustível (min)
<i>Bloco estrutural vazado de argila</i>		
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 40% sólido	45	75
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 46% sólido	60	105
Unidade de 20 cm; 2 células ocas na espessura; 49% sólido	75	120
Unidade de 20 cm; 3 ou 4 células ocas na espessura; 53% sólido	75	180
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 40% sólido	120	150
Unidade de 25 cm; 2 blocos, 3 células ocas na espessura; 40% sólido	120	210
Unidade de 25 cm; 2 blocos, 3 ou 4 células ocas na espessura; 45% sólido	150	240
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 45% sólido	150	180
Unidade de 25 cm; 3 células ocas na espessura; 49% sólido	180	210

Quadro 05 – Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos estruturais cerâmicos vazados.

Fonte: National Bureau of Standards apud Beall (1997).

Para o caso de paredes estruturais de alvenarias de argila com menos de 25% de área vazada, a National Bureau of Standards define o tempo de resistência ao fogo de acordo com o Quadro 06.

Largura da parede e características	Elementos emoldurados na parede	
	Combustível (min)	Nenhum ou não combustível (min)
<i>Largura da parede e características</i>		
Bloco de 10 cm		75
Bloco 15 cm		153
Bloco 20 cm	120	240
Bloco 25 cm	240	

Quadro 06 – Resistência ao fogo de alvenarias de argila para blocos estruturais cerâmicos maciços.

Fonte: National Bureau of Standards apud Beall (1997).

O Quadro 07 lista o período de resistência ao fogo em minutos para blocos cerâmicos vazados, baseado no “Standard Building Code”, o qual utiliza como critério a espessura equivalente sólida (E_T).

Tipo de material	Período de resistência ao fogo (min)			
	60	120	180	240
Bloco de argila, não preenchido	5,84 (2,3)*	8,64 (3,4)*	10,92 (4,3)*	12,7 (5,0)*
Bloco de argila, grauteado ou preenchido com perlita, vermiculita ou agregado de argila expandida	7,62 (3,0)*	11,18 (4,4)*	13,97 (5,5)*	16,76 (6,6)*
* O valor entre parênteses se refere à espessura em polegadas.				

Quadro 07 – Espessura equivalente mínima (cm) para resistência ao fogo de alvenarias cerâmicas.

Fonte: ASTM C652 apud Beall (1997, (adaptado))

2.15.1 Resistência ao fogo de alvenarias de concreto

A resistência de alvenarias de concreto é função do tipo de agregado e da espessura do bloco. O desempenho de resistência de uma a quatro horas é governado por requisitos de códigos para espessura real e equivalente, computada na porcentagem de área vazia. De maneira análoga aos blocos cerâmicos, ao aumentar a espessura ou preenchendo os furos dos blocos, é aumentado o tempo de resistência ao fogo.

Assim como as alvenarias cerâmicas, blocos com menos de 25% de área vazia são considerados sólidos e mais de 25%, são ociosos.

Os agregados nos blocos de concreto têm um papel significativo na resistência ao fogo. Agregados leves como argila expandida ou xisto oferecem maiores resistência à transferência de calor devido ao ar confinado nesse tipo de agregado. Blocos fabricados com esses materiais necessitam menor espessura para alcançar o mesmo desempenho ao fogo do que agregados mais pesados. O

“Standard Building Code” lista para cada tipo de agregado a espessura equivalente mínima necessária do bloco para satisfazer os tempos de resistência ao fogo (Quadro 08 e 09).

Tipo de agregado	Período de resistência ao fogo (min.)							
	30	45	60	75	90	105	120	135
Pedra pomes ou escória expandida	3,81	4,83	5,33	6,35	6,86	7,62	8,13	8,64
Xisto expandido, argila ou ardósia	4,57	5,59	6,60	7,37	8,38	8,64	9,14	9,65
Calcário, cinzas ou escória não expandida	4,83	5,84	6,86	7,87	8,64	9,40	10,16	10,92
Cascalhos calcáreos	5,08	6,10	7,11	8,13	9,14	9,91	10,67	11,43
Cascalhos silicosos	5,33	6,60	7,62	8,89	9,91	10,67	11,43	12,19
As espessuras dos blocos estão expressas em centímetros								

Quadro 08 - Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 30 a 135 minutos.

Fonte: Standard Building Code, (1991 apud BEALL, 1997, (adaptado)).

Tipo de agregado	Período de resistência ao fogo (min.)							
	150	165	180	195	210	225	240	
Pedra pomes ou escória expandida	9,14	9,65	10,16	10,67	11,18	11,43	11,94	
Xisto expandido, argila ou ardósia	10,16	10,67	11,18	11,68	12,19	12,45	12,95	
Calcário, cinzas ou escória não expandida	11,43	12,19	12,70	13,21	13,97	14,48	14,99	
Cascalhos calcáreos	12,19	12,70	13,46	13,97	14,73	15,24	15,75	
Cascalhos silicosos	12,95	13,72	14,48	15,24	15,75	16,51	17,02	
As espessuras dos blocos estão expressas em centímetros								

Quadro 09 - Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 150 a 240 minutos.

Fonte: Standard Building Code, (1991 apud BEALL, 1997, (adaptado)).

A taxa de resistência ao fogo de unidade ou associação de alvenarias pode ser calculada utilizando a Equação 36.

$$R = \left(R_1^{0,59} + R_2^{0,59} + \dots + R_n^{0,59} + as \right)^{1,7} \quad (36)$$

Onde:

R é a resistência ao fogo do conjunto (horas);

R_1, R_2, \dots, R_n é o tempo de resistência ao fogo de cada unidade (horas);

as é o coeficiente para espaços de ar, para espaços entre 1/2" e 3 1/2" o coeficiente adotado por NBS é 0,3.

Essa equação pode ser usada para o cálculo tanto em paredes de alvenarias duplas com espaço entre paredes, alvenarias com blocos grauteados ou combinação de alvenaria de concreto e cerâmica, por exemplo.

A espessura do reboco aumenta a resistência do conjunto ao fogo. A consideração do reboco de cimento Portland na equação acima é feita adotando sua espessura real e verificando a resistência alcançada por essa espessura utilizando o quadro 08 e 09.

2.15.2 Desempenho da alvenaria carregada frente ao fogo

Ensaio realizados com pilares de concreto em situação de incêndio por Franssen apud Costa e Silva [200-] demonstraram que a resistência estrutural destes era afetada, entre outros fatores, pelo nível de carregamento, pois o aumento da carga reduzia a resistência. Portanto, é esperado que paredes de alvenarias carregadas submetidas ao ensaio de resistência ao fogo possuam um período inferior de resistência se comparada a paredes descarregadas.

Uma série de ensaios com paredes de 230 mm e 270 mm de espessura com vários níveis de carregamento foram conduzidos na Austrália (GANANAKRISHNAN, LAWRENCE e LAWATHER, 1988 apud PURKISS, 2007). Os resultados são dados na Tabela 03, sendo que os valores percentuais são em relação à carga de serviço e o

dado em asterisco indica a falha no lado interno e externo, respectivamente. Onde é observado que o carregamento na camada adjacente ao fogo aparenta ser mais crítico do que carregamentos em paredes não aquecidas ou na camada do lado oposto ao fogo. A aplicação de carregamentos no lado aquecido reduz a deflexão lateral ocasionada pelo fogo. O emprego de carregamento na face não aquecida parece estabilizar a parede e também tem o efeito de redução da deflexão.

Tabela 03 – Resultados experimentais de resistência ao fogo em paredes

Dimensão do bloco (mm)	Carregamento (%)		Deflexão máxima (mm)	Tempo até a ruptura (min)
	Interno	Externo		
230/ 90	125	0	74	68
230/ 90	75	0	87	47
230/90	25	0	87	39
230/ 90	160	0	58	22
230/ 90	125	125	60	183/ 240*
230/ 90	0	160	18	240
270/ 110	0	240	-	300
270/ 110	80	0	75	50
270/ 110	100	0	70	34

Fonte: Gnanakrishnan, Lawrence and Lowther, (1988, apud PURKISS, 2007).

Ensaio realizado pelo Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais da UFRGS com uma parede de blocos cerâmicos estruturais de pequena dimensão sob carga de serviço, encomendados pela empresa Pauluzzi Produtos Cerâmicos LTDA, mostraram que paredes confeccionadas com esse tipo de bloco alcançaram resistência ao fogo superior a quatro horas.

A metodologia do ensaio consistiu em expor o painel a uma temperatura de aquecimento total de 900°C, utilizando um forno de aquecimento programável. O painel foi mantido sob uma carga axial de 6,25 tf/m. O painel avaliado possuía 74 cm de largura, 80 cm de altura e 14 cm de espessura, dimensões suficientes para acoplar este junto à boca do forno. Os blocos estruturais possuíam dimensões de 14 x 19 x 29 cm (largura x altura x comprimento) e foram assentados com argamassa estrutural de 4 MPa.

Essa mesma empresa encomendou os ensaios de resistência ao fogo para o mesmo tipo de bloco para FURNAS e neste ensaio a parede resistiu a 285 minutos de fogo. Esse ensaio foi realizado com a parede de dimensões mínimas preconizadas pela NBR 5628:2001 e utilizando um forno que seguia a Curva Padrão de aquecimento. A parede recebeu um revestimento argamassado na face não aquecida e uma carga de serviço de 4 tf/m.

Em trabalho realizado por Klein; Campagnolo; Silva Filho e Lima (2004) no qual foram ensaiados a resistência frente a altas temperaturas, paredes de PVC preenchidas com concreto possuindo várias espessuras, tijolos cerâmicos maciços e vazados rebocados em ambas as faces com argamassa de espessura 15 mm. Foi verificado que a resistência de todos esses materiais foi superior a duas horas.

Todas as paredes ensaiadas possuíam dimensão inferior àquela preconizada pela NBR 5628:2001. O tamanho das paredes confeccionadas foi suficiente para o acoplamento dessas em frente à boca do forno que possuía dimensões de 500 x 500 mm. A Tabela 04 expõe as dimensões dos corpos de prova de cada tipo de parede ensaiada.

Tabela 04 – Dimensões das paredes ensaiadas frente às altas temperaturas

Tipo de parede	Largura (mm)	Altura (mm)
PVC – 75 mm	700	650
PVC – 100 mm	720	650
Tijolo maciço – 130 mm	770	770
Tijolo maciço – 230 mm	800	760
Tijolo vazado – 180 mm	880	645
Tijolo vazado – 180 mm	880	645

Fonte: Klein; Campagnolo; Silva Filho e Lima (2004).

Nas paredes estudadas pelos pesquisadores não foi aplicado nenhum carregamento axial de serviço. No estudo feito, as paredes foram submetidas a uma temperatura máxima de 800°C. O Quadro 10 mostra o tempo de resistência ao fogo em horas para cada uma das paredes ensaiadas. No caso da parede de PVC 75 mm foram ensaiadas duas paredes (CP1 e CP2).

Paredes	Tempo de resistência ao fogo (horas)
PVC 75 mm (CP1)	2h16min
PVC 75 mm (CP2)	2h05min
PVC 100 mm	3h40min
Maciço 130 mm	5h22min
Maciço 230 mm	> 5h30min
Vazado 180 mm	4h24min

Quadro 10 – Tempo de resistência ao fogo das paredes.

Fonte: Klein; Campagnolo; Silva Filho e Lima (2004).

2.16 Estudos de argamassas em altas temperaturas

A argamassa é o produto resultante da mistura de um composto inerte (normalmente areia) e um ou mais materiais com propriedades aglomerantes (cimento ou cal); pode conter ainda aditivos ou não. O cimento é o principal responsável pela sua resistência, devido principalmente a reações pozolânicas. A cal, como aglomerante aéreo, reage com o gás carbônico, formando compostos que promovem seu endurecimento, entretanto, em comparação ao cimento, sua resistência é muito reduzida. A argamassa participa com pouco mais de 7% do volume total da alvenaria, porém a influência de seu desempenho está bem acima dessa proporção de acordo com Hendry (2001).

Argamassas utilizadas para alvenaria estrutural devem possuir resistência mecânica adequada, porém outras peculiaridades são essenciais como trabalhabilidade, plasticidade, deformabilidade (quando endurecida) e capacidade de retenção de água. O uso da cal está intimamente ligada ao ganho no desempenho desses atributos não ligados à resistência mecânica. Sabbatini (1986) afirma que a argamassa de assentamento tem importante influência em paredes resistentes, porém esse parâmetro tem sido negligenciado e pouco compreendido no Brasil.

Conforme já mencionado ao longo deste trabalho, existem poucos estudos sobre o desempenho da alvenaria estrutural submetida a aquecimentos equivalentes a incêndios, portanto, é natural que seja difícil obter dados específicos sobre o

comportamento de argamassas de alvenaria estrutural sob altas temperaturas. Türker, Erdoğan e Erdoğan (2001, apud PURKISS, 2007) relatam dados de ensaios de resistência residual de argamassas com calcário ou quartzito. Nesses dados, a diminuição de resistência foi próxima de 20% a 500°C, 65% a 700°C e 80% a 850°C, para agregados leves (pedra-pome), a redução de resistência foi menor.

Encontra-se na literatura diversos trabalhos que tratam do comportamento sob altas temperaturas de argamassas para concreto. Desta forma, estão descritos a seguir resumidamente alguns estudos sobre o assunto.

Morales, Campos e Faganello (2011) moldaram corpos de prova, utilizando argamassa de cimento CP-V e areia silicosa no traço 1:3. Após 7 dias realizaram o aquecimento dessas amostras a diversos patamares de temperatura que variavam de 300° a 750°C com taxa de aquecimento de 20 °C/min. À temperatura de 300°C, as amostras foram resfriadas bruscamente em imersão na água e lentamente no ambiente. As resfriadas rapidamente tiveram redução na sua resistência à compressão mais acentuada com diminuição de 30,5%, já as com resfriamento lento, esse valor ficou em 5%.

Nos demais patamares de temperaturas, as amostras foram submetidas somente ao resfriamento lento. A Tabela 05 ilustra o resultado da resistência média à compressão dessas amostras. Neste trabalho, a temperatura de 750°C foi suficiente para promover a desagregação do material, não sendo realizado ensaio de resistência, além disso, foi relatado alteração de coloração para tons róseos nesta temperatura.

Tabela 05 – Resistência média à compressão com resfriamento lento

Temperatura (°C)	fcj7 (MPa)	Perda (%)	E (GPa)	Perda (%)
REF.	18,70	0	34,40	0
300	13,50	28	18,60	46
350	13,00	30	17,10	50
400	9,50	49	14,50	58
450	6,80	64	9,40	73

Fonte: Morales, Campos e Faganello (2011).

Karahan (2010) estudou a influência do tipo de resfriamento na redução da resistência de argamassas. As amostras foram divididas em lotes e passando por um período de cura de 28 dias, foram aquecidas a temperaturas de 400, 600, 800 e 1000°C. Foi utilizado um cimento Portland convencional de acordo com a norma EN 197-1 e areia silicosa com diâmetro máximo de agregado de 2,0 mm. Foram três tipos de regimes de resfriamento das amostras, resfriadas lentamente dentro do forno, deixadas ao ar livre e ainda imersas em água fria.

Em relação ao resfriamento lento no forno ou ao ar livre, a resistência residual foi semelhante, já o resfriamento rápido com imersão em água mostrou maior perda de resistência à compressão. Na temperatura de 400°C, a redução de resistência foi de 8% para as deixadas ao ar livre, 6% para as resfriadas no forno e 43% para as imersas em água. A 600°C, a diminuição de resistência foi de 48% para as resfriadas ao ar, 45% no forno e 70% para as imersas em água. Em 800°C, a redução ficou em 72% para o ar, 70% para o forno e 91% para a água. Amostras aquecidas a 1000°C e resfriadas lentamente tiveram redução de resistência próxima de 94% e resfriadas em água não apresentaram mais resistência.

Os corpos de prova deixados sete dias em condições ambientais, após o ensaio, a resistência média das amostras resfriadas lentamente foi menor para o mesmo nível de aquecimento, já as imersas em água apresentaram um ganho de resistência.

Yüzer et al (2004) realizaram o estudo da alteração de cor e resistência de argamassas convencionais de cimento e areia e com adição de sílica ativa a 10%. O estudo foi realizado aquecendo a temperaturas de 100, 200, 300, 600, 900 e 1200°C, ainda a forma de resfriamento foi ao ar livre e em imersão na água.

A resistência à flexão em todos os grupos passou a diminuir a partir de 100°C, observando que a perda foi de 40% a 300°C para os grupos resfriados em água, já a 600°C essa redução foi de 70%. Ainda nesta mesma temperatura, as amostras resfriadas ao ar livre sem adição de sílica ativa reduziram 40% e com adição de sílica ativa, essa perda ficou em 50%.

A perda de resistência à compressão até a temperatura de 300°C foi pouco expressiva em todos grupos. A perda de resistência acima de 600°C para amostras que utilizaram sílica ativa foi mais acentuada em relação às demais. A 900°C, a redução de resistência à compressão das amostras sem adição de sílica ativa e

resfriadas ao ar foi de 55% e com adição de sílica ativa, esse valor foi de 65%. Já para o resfriamento rápido em água, a perda de resistência foi de 75% para os dois grupos. Assim como em outras pesquisas, as amostras resfriadas com imersão em água foram as que obtiveram menor resistência.

Cülfik e Özturan (2002) em seus estudos realizaram a comparação da alteração das propriedades mecânicas de argamassas (traço 1:3) com adição de 5% de grafite em pó em substituição ao cimento. O nível de aquecimento das amostras foi de 300, 600 e 900°C. Os ensaios foram realizados a uma taxa de aquecimento de 2 °C/min. e 8°C/min., além disso, o tempo de exposição a temperaturas elevadas foi de 1 hora e 10 horas. Observaram que a temperatura de 600°C foi suficiente para causar grande perda nas propriedades mecânicas das argamassas e que a 900°C o material praticamente não possuía mais resistência. A Tabela 06 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios.

Tabela 06 – Propriedades mecânicas residuais das argamassas aquecidas

T (°C)	Taxa Aquecim. (°C/min)	Tempo exposição (h)	Resist. média à compressão (MPa)		Resist. média à flexão (MPa)		Módulo elasticidade (GPA)	
			<i>sem grafite</i>	<i>com grafite</i>	<i>sem grafite</i>	<i>com grafite</i>	<i>sem grafite</i>	<i>com grafite</i>
20°	0	0	62,9	44,3	11,46	8,45	33,73	17,89
300°	2	1	48,8	37,7	7,26	6,45	19,18	13,05
300°	2	10	44,7	39,3	7,29	5,45	19,10	10,12
300°	8	1	55,3	44,3	9,73	6,95	22,54	17,36
300°	8	10	50,7	40,4	7,76	5,55	21,67	14,40
600°	2	1	23,8	20,0	1,85	1,78	3,54	3,53
600°	2	10	21,7	17,8	1,62	1,49	3,42	3,20
600°	8	1	30,8	19,6	2,55	2,20	6,03	3,41
600°	8	10	24,4	16,9	1,51	1,51	4,24	3,39
900°	2	1	8,0	7,9	0,81	0,93	-	-
900°	2	10	6,5	7,1	0,69	0,76	-	-
900°	8	1	9,0	8,1	0,81	1,18	-	-
900°	8	10	7,0	8,0	0,69	0,69	-	-

Fonte: Cülfik e Özturan (2002, (adaptado)).

A 300°C a perda de resistência à compressão variou de 12 a 29% para as argamassas sem adição de grafite, já as com adição de grafite, esse valor variou de 0 a 15%. A 600°C, a resistência das argamassas sem adição de grafite reduziu de 51 a 65%, já as com adição de grafite, de 55% a 62%. Na temperatura de 900°C, a resistência residual das amostras era em torno de 10% e foi observado alteração da coloração para rósea.

A perda de resistência à flexão foi mais acentuada devido à microfraturas do material causadas pelo aquecimento, com redução de 36% a 300°C e obtendo valores de até 87% a 600°C e 90% a 900°C. Para os dois tipos de argamassas os valores ficaram próximos, conforme os autores, os resultados seguiram a tendência de trabalhos semelhantes.

Usando argamassas com adição mineral de escória granulada de alto forno em substituição ao cimento (variando de 0% a 80%) e utilizando pedra-pome como agregado miúdo, Aydin (2008) observou que o aumento percentual de adição mineral na pasta reduziu a resistência das argamassas na temperatura ambiente, porém quando aquecidas, a perda de resistência era menor. A temperatura de aquecimento foi de 300, 600 e 900°C, assim como outros trabalhos, o resfriamento foi ao ar livre e com choque em água fria.

Nas argamassas aquecidas a 300°C e resfriadas lentamente, houve ganho de resistência à compressão a 300°C em relação às argamassas de controle, com máximo ganho para argamassa com adição mineral de 40%. A 600°C, a incorporação de adição mineral causou praticamente nenhuma perda de resistência na compressão nas amostras resfriadas lentamente. O autor relata que o maior benefício observado foi a 900°C, pois a perda percentual de resistência das argamassas com adição mineral foi bem inferior em relação àquelas moldadas somente com cimento.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia desta pesquisa foi baseada na avaliação do comportamento de pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica sob carregamento frente a altas temperaturas. Foi avaliada, ainda, a deterioração da argamassa e prismas cerâmicos após a exposição às altas temperaturas. A argamassa adota nos ensaios foi uma argamassa industrializada com resistência nominal de 4 MPa. Os blocos utilizados foram blocos estruturais cerâmicos obtidos de fornecedor local.

Os principais equipamentos usados para realização dos trabalhos foram dois fornos compostos de resistência elétrica, sendo um adaptado para ensaio das paredes, pórtico metálico para acoplamento das paredes e equipamento para aquisição e leitura da temperatura nas paredes (“datalogger” e termopares). Esses equipamentos serão descritos ao longo deste capítulo.

O fluxograma esquemático da matriz experimental apresentando as etapas do estudo, materiais envolvidos, ensaios realizados e variáveis analisadas está apresentado na Figura 21.

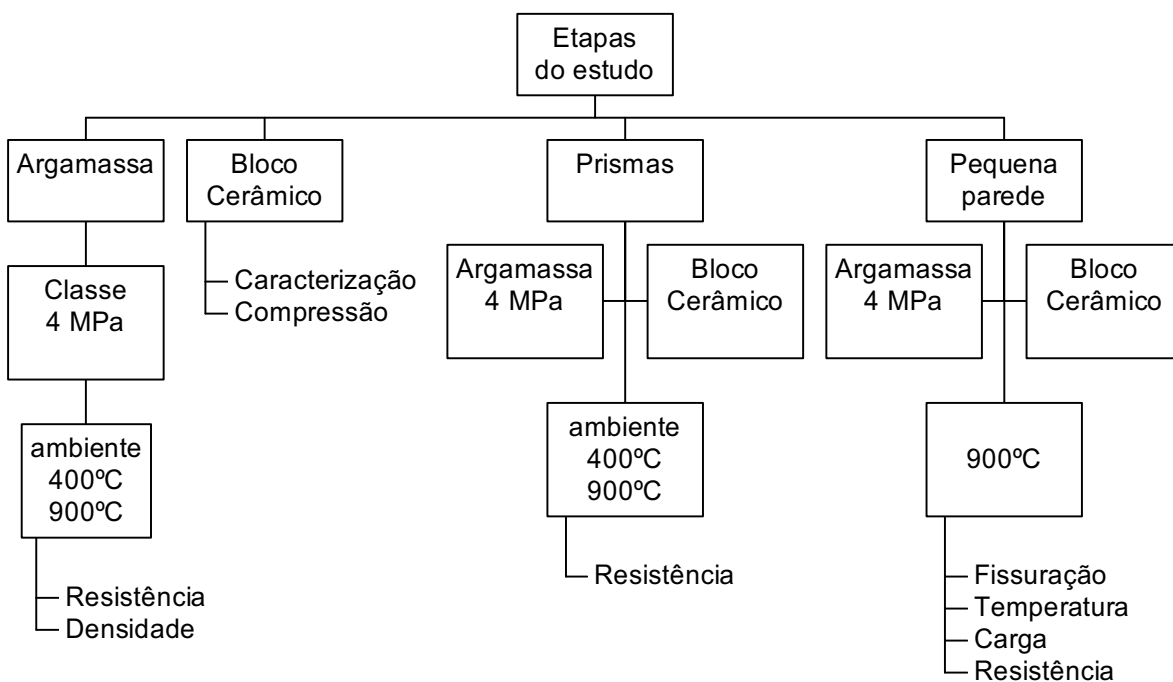


Figura 21 – Fluxograma esquemático da matriz experimental.

3.1 Argamassa

Para reduzir o número de variáveis a serem analisadas, e também permitir que outros pesquisadores possam realizar ensaios e estudos com os mesmos materiais, foi utilizada argamassa de assentamento estrutural industrializada, pois possuem um controle tecnológico mais acurado, permitindo uma maior garantia de uniformidade na resistência e dosagem dos materiais.

A argamassa estrutural utilizada para confecção das paredes e prismas cerâmicos foi da fabricante Dagoberto Barcelos, de resistência nominal 4 MPa.

Para averiguar o comportamento isolado da argamassa estrutural frente a temperaturas elevadas, foram moldados três lotes de corpos de prova prismáticos de dimensões 4 x 4 x 16 centímetros (cada lote contendo três corpos de prova), para serem ensaiados após sua exposição às condições de altas temperaturas.

Um lote foi utilizado para verificar a resistência à temperatura ambiente, os outros dois lotes foram usados para estudar a redução da resistência e diminuição de densidade nas temperaturas de 400°C e 900°C. A escolha da temperatura de 400°C foi baseada no fato das principais pesquisas sobre argamassas para concreto, mostrarem que este patamar de temperatura não causa grande degradação no material, quando resfriado lentamente, já a temperatura de 900°C foi escolhida por ser próxima à obtida durante os ensaios das paredes.

Durante a fase de revisão bibliográfica, não foram identificados trabalhos que tratassem especificamente sobre o desempenho de argamassas de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas. Mesmo não tendo relação direta com a matriz experimental deste trabalho, foi realizado um estudo preliminar sobre o comportamento de argamassas de alvenaria estrutural frente ao aquecimento, pois foi julgado um tema relevante. Os dados desse estudo foram inseridos no Apêndice 1 deste trabalho.

Os corpos de prova dessas argamassas também eram prismáticos de dimensões 4 x 4 x 16 centímetros. Após a moldagem, passaram por um período de cura de 28 dias para garantir a completa hidratação dos seus constituintes cimentícios e foram submetidos às altas temperaturas através da inserção dessas amostras no interior do forno adaptado antes da colocação da terceira parede a ser ensaiada, sendo, portanto, expostos a temperaturas da ordem de 900°C.

Os lotes moldados possuíam resistências nominais que variavam de 4 a 12 MPa. As argamassas de resistências de 4, 6 e 8 MPa eram da fabricante Dagoberto Barcelos e as de resistências 10 e 12 MPa, da fabricante Fida. Para cada resistência, foram moldados dois lotes de corpos de prova, sendo um para o estudo do comportamento sob altas temperaturas e outro para ensaio à temperatura ambiente.

3.2 Blocos

Boa parte das edificações em alvenaria estrutural na região de Santa Maria usa blocos estruturais cerâmicos. Os blocos do maior fabricante local (Cerâmica Pallotti), são comumente ensaiados no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM. Ao longo dos anos, se observou que os mesmos mantêm uma uniformidade de resultados, por esta razão, se optou em adotar esse material para efetuar as análises.

Para moldagem de todos os prismas e pequenas paredes (descritos a seguir), foram utilizados blocos estruturais cerâmicos oriundos do mesmo lote, com dimensões como apresentado na Figura 22, tendo uma área líquida média de 188,37 cm², com relação entre área líquida e área bruta de 0,46. Os ensaios para os blocos foram feitos de acordo com as prescrições da NBR 15270:2005.

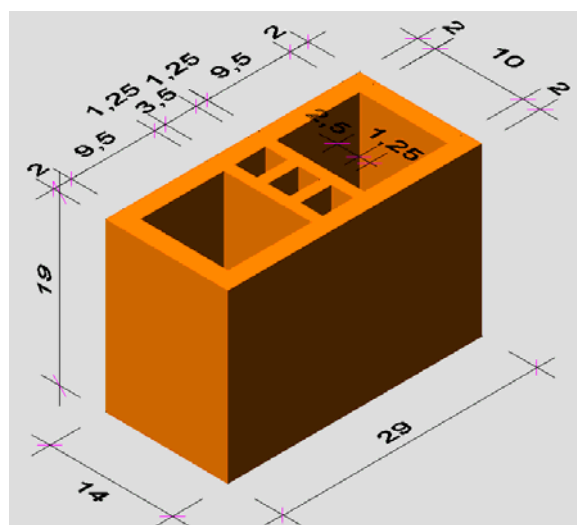


Figura 22 – Dimensões dos blocos estruturais utilizados.

3.3 Prismas cerâmicos

Ao longo do andamento dos trabalhos, foram moldados prismas cerâmicos compostos por dois blocos, e utilizando argamassa de 4 MPa, com dimensão final de 29 x 40 cm (largura x altura) para estudo do comportamento dos prismas após exposição a temperaturas elevadas.

Para estimativa da resistência inicial das paredes foi moldado um lote de seis prismas de dois blocos (Figura 23) utilizando o mesmo tipo de argamassa usada para moldagem das paredes expostas às altas temperaturas. Após 28 dias de cura, foi efetuada a ruptura desses prismas.



Figura 23– Prismas moldados para ensaio à compressão.

Foi feita a análise da resistência residual dos prismas cerâmicos após a exposição a uma temperatura de 400°C e 900°C, por um período de 30 minutos, e resfriamento no forno por 24 horas, após foram realizados os ensaios de ruptura à compressão. Esses prismas foram ensaiados no forno junto com os corpos de prova

de argamassa. Além disso, os prismas que foram expostos à temperatura de 900°C serviram também para comparar seu nível de resistência em relação à pequena parede exposta às altas temperaturas.

Para esse estudo foi moldado três conjuntos de corpos de prova, contendo três prismas em cada conjunto. Um conjunto foi mantido a temperatura ambiente, outro foi submetido ao aquecimento de 400°C e o último foi aquecido a 900°C.

Assim como na argamassa, a temperatura de 900°C foi escolhida por ser uma temperatura próxima à obtida durante o ensaio das paredes, mas também, pelo fato desse ser um valor normal de ser atingido em incêndios. A escolha da temperatura de 400°C foi baseada nos mesmos motivos já relatados no caso das argamassas.

3.4 Alvenarias

Os ensaios inicialmente foram conduzidos a partir da confecção de três pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, com largura de 90 centímetros e altura de 100 centímetros, as quais não receberam reboco, o que configura uma situação mais desfavorável. Após a construção dessas paredes, estas passaram por um período de cura de pelo menos 28 dias, para cura da argamassa e liberação de parte da umidade em excesso, durante esse período, as mesmas foram abrigadas das intempéries climáticas. A Figura 24 apresenta as três paredes que foram ensaiadas inicialmente.

Posteriormente, foi moldada uma quarta parede (Parede 4), já em frente ao pórtico de carga para ser ensaiada à ruptura após exposição às altas temperaturas, no próprio local. Foi feita ainda uma última parede, que permaneceu a temperatura ambiente (Parede 5), para ser ensaiada à ruptura, a fim de estimar a redução da resistência da parede que foi exposta às altas temperaturas em relação a esta. Esta parede foi moldada apenas com quatro fiadas, pois a prensa hidráulica do laboratório não possuía curso suficiente para romper uma parede com cinco fiadas de altura. A Figura 25 mostra as duas paredes moldadas para a realização do ensaio à compressão.



Figura 24– Paredes moldadas para realização dos ensaios principais.



Figura 25 – Paredes moldadas para realização do ensaio à compressão.

Todas as paredes foram moldadas por um único pedreiro profissional, sobre placas metálicas, que possuíam ganchos nas laterais para facilitar seu içamento para posterior acoplamento em frente à boca do forno e prensa, além de evitar danos às paredes durante o transporte.

3.5 Forno e pórtico frontal

Os fornos utilizados para a realização dos ensaios são fornos trifásicos dotados de resistências elétricas de aço Kanthal A, com potência nominal de 18 kW e tensão de entrada de 380V. Internamente são revestidos por material cerâmico e refratário, garantindo seu isolamento. Possuem uma capacidade de operar a uma temperatura de até 1340°C, conforme especificação do fabricante. Para realização dos ensaios nas paredes, foi feita uma adaptação em um dos fornos, tendo sido retirada a porta, ficando com uma abertura frontal de 60 x 72 cm e feita uma compensação nas resistências elétricas internamente para que continuasse a ter a mesma resistência total. Após a realização do ensaio da primeira parede, houve a queima desta resistência elétrica compensatória, após isso, essa resistência foi retirada e o forno passou a ter um pequeno incremento na velocidade de aquecimento. A Figura 26 apresenta uma vista geral do forno adaptado.



Figura 26 – Vista geral do forno.

A fim de possibilitar o melhor encaixe e apoio da parede em frente ao forno e a posterior aplicação de carregamento, foi montado um pórtico metálico com chapas de aço soldadas que foi colocado em frente ao forno durante os ensaios. As dimensões e a geometria frontal do pórtico estão mostradas na Figura 27.

A aplicação de carga, na parede, foi feita através de um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN, mobilizado com o auxílio de uma bomba manual com limite de pressão de 10.000psi (Figura 28). O macaco hidráulico foi acoplado na parte superior do pórtico, preso por um trilho metálico e a carga foi aplicada sobre uma barra metálica que distribuiu de maneira uniforme o carregamento para o topo da alvenaria. A leitura do carregamento foi feita através do mostrador analógico acoplado à bomba hidráulica.

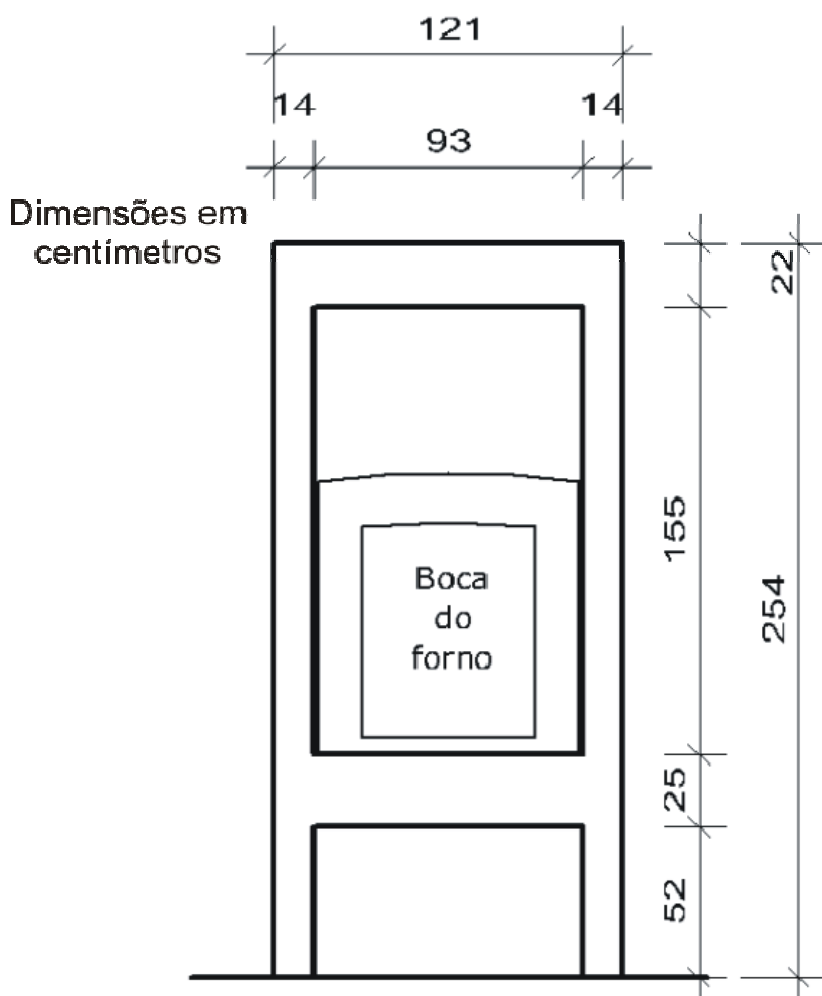


Figura 27 – Dimensões e geometria frontal do pórtico.

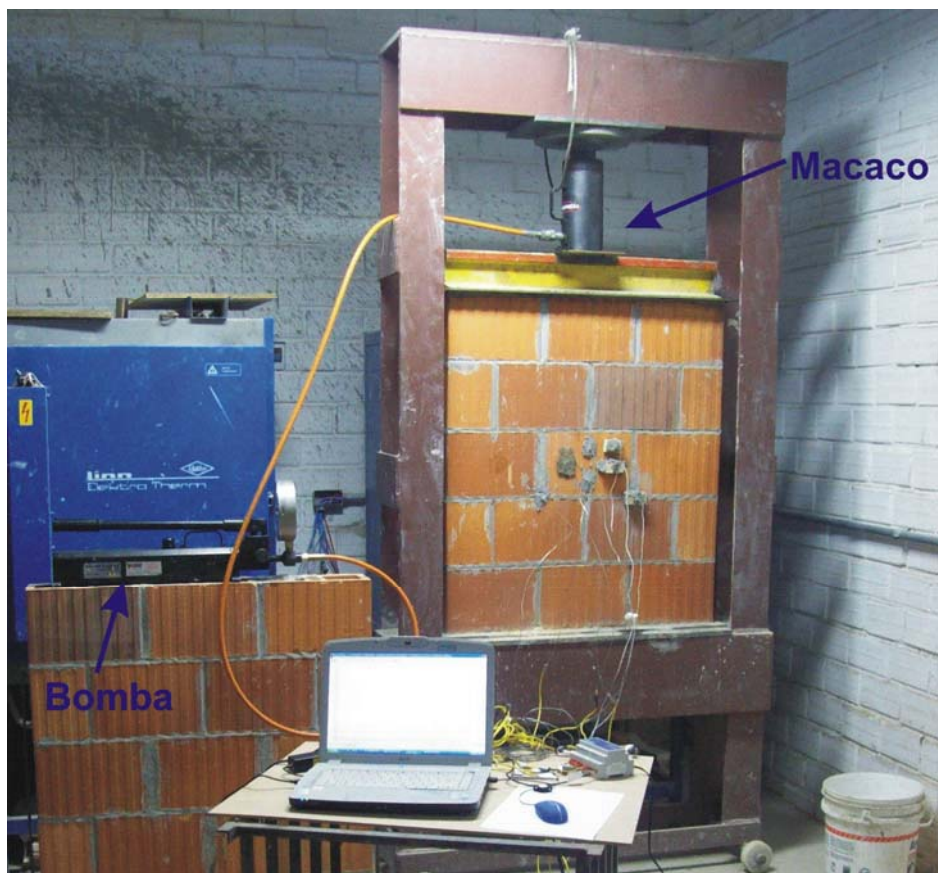


Figura 28 – Macaco e bomba hidráulica usados no ensaio.

3.6 Termopares e datalogger

A medição da temperatura ao longo da espessura da parede foi feita através de termopares do tipo K, os quais possuem um intervalo de medição entre -90°C e 1380°C . A precisão de leitura destes é de 0,2% da faixa máxima, não necessitando de calibração, pois estes já vêm calibrados de fábrica. No ensaio foram usados ao todo seis termopares, dispostos na região central da parede, de forma a medir, além da temperatura da face não aquecida do bloco e argamassa, a temperatura no interior do bloco e no interior da argamassa. A Figura 29 ilustra a localização de cada termopar na face frontal da parede e ao longo da espessura da mesma.

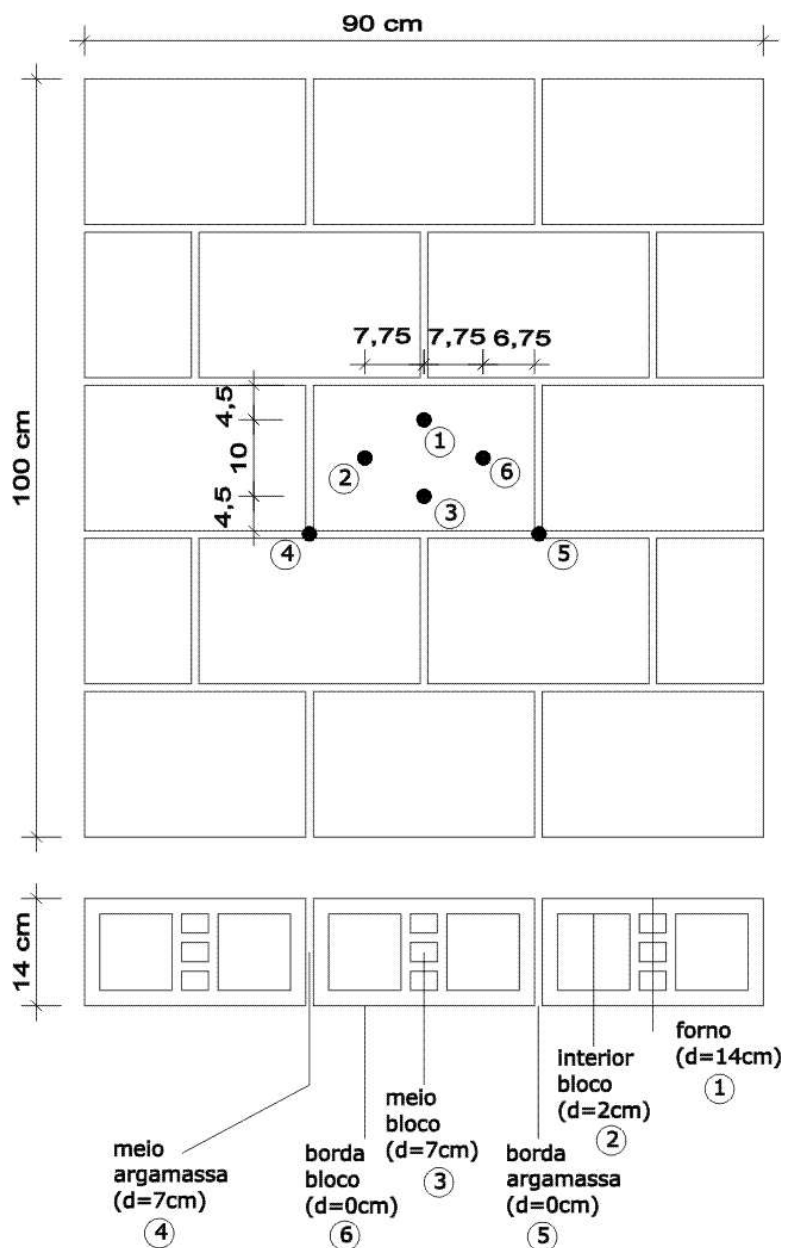


Figura 29 – Localização dos termopares na parede.

Para medição da temperatura da face não aquecida do bloco e da argamassa foram utilizados termopares com ponta em disco de cobre conforme recomenda a NBR 5628:2001. A Figura 30 apresenta os dois tipos de termopares utilizados no ensaio e o detalhe das extremidades de medição desses.

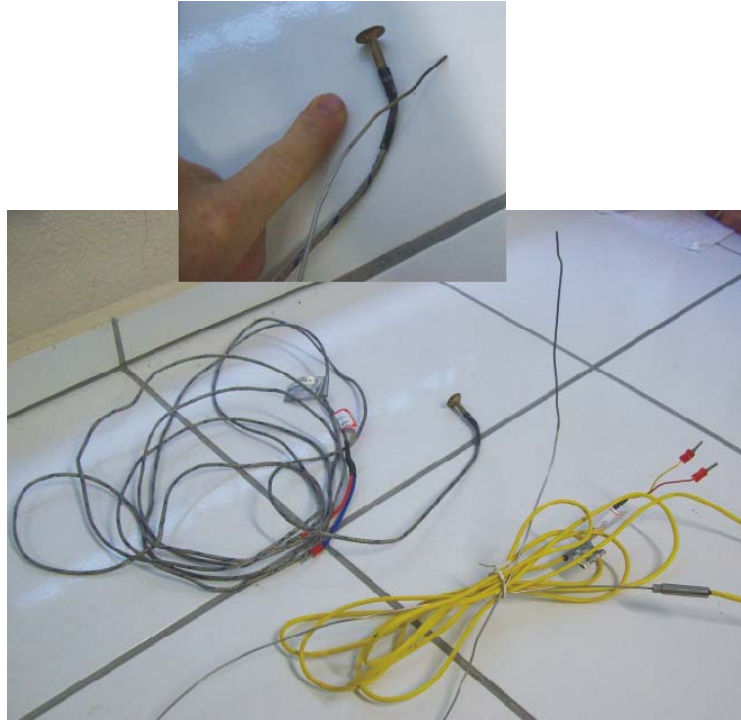


Figura 30 – Termopares utilizados no ensaio.

O registro de leitura dos termopares foi feito através de um “datalogger” (Figura 31) monitorado por computador. Este aparelho permite a aquisição e registros de vários tipos de variáveis analógicas. O equipamento possui oito canais de entrada, sendo gerenciado por software próprio (denominado FieldChart®). Os dados são adquiridos e registrados em tempo real, permitindo um acompanhamento melhor da evolução da temperatura. Este mesmo software permite ainda a criação de gráficos e tabelas, além de exportação dos dados em formato planilha Excel para posterior análise dos dados.



Figura 31 – “Datalogger” utilizado no ensaio.

Fonte: www.novus.com.br.

3.7 Definição do nível de carregamento

A alvenaria estrutural com blocos cerâmicos tem sido muito utilizada em habitações de interesse social com até quatro pavimentos. Desta maneira, foi criado um prédio fictício (de caráter acadêmico) composto apenas de quatro lajes e com quatro pavimentos para efetuar o cálculo da carga estimada que atua sobre a última fiada de blocos no térreo e, assim, definir a carga que seria aplicada nas paredes ensaiadas.

Como não existe o interesse em se dimensionar os blocos, todas as cargas foram admitidas com seu valor nominal e se definiu ainda que todas as paredes iriam utilizar blocos de espessura 14 centímetros.

Todas as lajes do prédio possuem dimensão de 3,0 x 4,0 metros, o pé-direito estrutural adotado foi o pé-direito de valor usual de 2,60 metros. O esquema estrutural do prédio está mostrado na Figura 32.

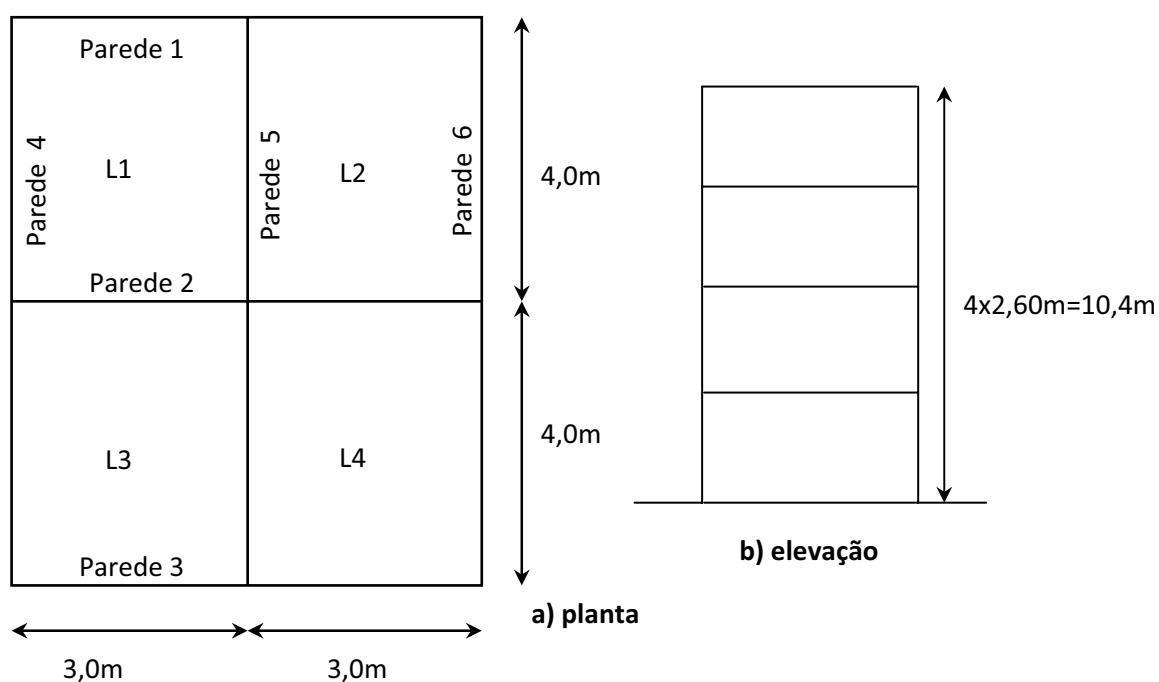


Figura 32 – Esquema estrutural do prédio fictício.

Considerando que todas as lajes possuem o mesmo nível de carregamento, é possível observar que a parede mais solicitada é a parede 5. Desta maneira, foram calculados apenas os carregamentos para esta parede. Os parâmetros para definição dos carregamentos estão mostrados a seguir.

Para as alvenarias, é comum que estas possuam pelo menos um centímetro de reboco em cada face, portanto a espessura total calculada foi de 16 centímetros. Sabendo que o peso específico usual da alvenaria é de 13 kN/m^3 e o pé-direito é de 2,60 metros, a carga linear por pavimento devido a alvenaria é, portanto, de 5,41 kN/m.

Se definiu que as lajes seriam de concreto armado, com espessura de 10 centímetros, com piso cerâmico de $1,0 \text{ kN/m}^2$ e sobrecarga de $2,0 \text{ kN/m}^2$ nos pavimentos tipo e sobrecarga de $1,5 \text{ kN/m}^2$ na cobertura. Desta maneira, a carga nas lajes dos pavimentos tipo é de $5,5 \text{ kN/m}^2$ e na laje de cobertura é de $4,0 \text{ kN/m}^2$.

A partir do cálculo das áreas de influência pelo método das charneiras plásticas se definiu que as lajes L1 e L2 contribuem cada uma com uma área de $5,52 \text{ m}^2$. A partir dessas áreas, se obtém que as lajes do pavimento tipo contribuem com uma carga de $15,18 \text{ kN/m}$ e as lajes da cobertura com $11,04 \text{ kN/m}$.

Efetuada a soma de todos os carregamentos sobre a base da parede 5 no térreo se define uma carga de $78,22 \text{ kN/m}$.

3.8 Descrição das etapas do ensaio das pequenas paredes

Os procedimentos a seguir descrevem como foi concebida cada etapa para a realização do ensaio. As etapas foram balizadas pelas diretrizes descritas pela NBR 5628:2001, a qual orienta como deve ser desenvolvido o ensaio de elementos frente a altas temperaturas para determinação do TRRF.

1º – Moldagem e cura das paredes e argamassas, por um período mínimo de 28 dias.

2º – Colocação das paredes junto ao pórtico, colmatação da interface parede-forno com argamassa resistente ao calor e posterior proteção com lã de rocha para minimizar perdas de calor nesta área.

- 3º – Capeamento da face superior das paredes para posterior aplicação de carga através de macaco hidráulico.
- 4º – Locação dos pontos de leitura da temperatura na parte central da parede e execução de furos a diferentes profundidades e posterior fixação dos termopares colmatados através de argamassa.
- 5º – Ligação dos termopares ao “datalogger” e deste a um “notebook”, para leitura dos dados.
- 6º – Colocação das peças acessórias (trilho e chapas metálicas) para aplicação da carga de 70 kN.
- 7º – Acionamento do forno e início da leitura dos dados.
- 8º – Monitoramento do crescimento da temperatura ao longo do ensaio da parede.
- 9º – Verificação do incremento de carga devido ao gradiente térmico.
- 10º – Observação e registro do aparecimento de fissuras longitudinais ou transversais durante o ensaio, bem como da eventual perda de estanqueidade (caso haja fuga de gases aquecidos) através do teste do chumaço de algodão, que consiste em manter um pedaço de algodão a uma distância de 25mm da fissura, por um período de 10 segundos. Caso haja inflamação do algodão, a parede perdeu sua estanqueidade.

A norma prevê que, se a temperatura média da face não aquecida superar 140°C acima da temperatura ambiente ou 180°C em um ponto específico, o ensaio deve ser finalizado, por perda de isolamento térmico da parede. Salienta-se que todas as paredes foram ensaiadas durante 6 horas com a finalidade de melhor monitorar o aumento de carga devido ao gradiente térmico, assim como a degradação dos materiais devido às altas temperaturas.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Nos próximos itens, são descritos os resultados obtidos e apresentada a análise dos parâmetros estudados.

4.1 Verificação da estanqueidade e fissuração das paredes

A NBR 5628:2001 determina que não devem surgir fissuras na parede que permitam a passagem de gases aquecidos e fumaça. Essa verificação deve ser feita através de uma análise visual e ao detectar tais fissuras, a estanqueidade deve ser aferida através do teste do chumaço de algodão. Caso o chumaço de algodão entre em combustão, o ensaio deve ser finalizado, pois a parede deixou de atender aos requisitos de norma relativos à estanqueidade.

Para verificar melhor os efeitos das altas temperaturas nas paredes, durante o ensaio foram marcados com giz de cera todas as fissuras visíveis na face não aquecida das paredes (Figura 33). Após 24 horas da finalização do ensaio, as paredes foram retiradas da frente do forno e foram marcadas as fissuras na face que foi submetida ao aquecimento (Figura 34). Para melhor visualização da incidência de fissuras, em algumas imagens, foi realçada digitalmente a marcação. Em todas as fissuras observadas não se detectou desprendimento de gases aquecidos, razão pela qual não foi feito o teste do chumaço de algodão.

Tanto a face aquecida quanto a face não aquecida apresentaram fissuras verticais nos blocos e na interface bloco-argamassa. Essas fissuras ocorreram devido à expansão térmica diferencial entre o bloco e a argamassa e também devido ao gradiente térmico ao longo da parede que, a princípio, ocasionam tensões de tração nos blocos, uma vez que não existia contenção lateral na parede.

Parede 02**Parede 03**

Figura 33 – Fissuras na face não aquecida das paredes.

Parede 01**Parede 02****Parede 03**

Figura 34 – Fissuras na face aquecida das paredes.

Na face não aquecida, conforme esperado, a incidência de fissuras foi bem menor. Além disso, se verificou que as fissuras se desenvolveram mais nos blocos. Já na face aquecida, as fissuras se desenvolveram tanto nos blocos quanto na junta de argamassa. Verificou-se, ainda, a perda de resistência da argamassa de

assentamento na face exposta, constatação feita através da escarificação sobre a junta de argamassa onde houve o esfarelamento desta.

Ainda, se verificou com maior intensidade nas paredes 01 e 02, fissuras transversais próximas à base das paredes, porém não comprometendo a estabilidade do conjunto (Figura 35). Acredita-se que esse fato se deva à restrição da base, causando esforços de corte nesta região.

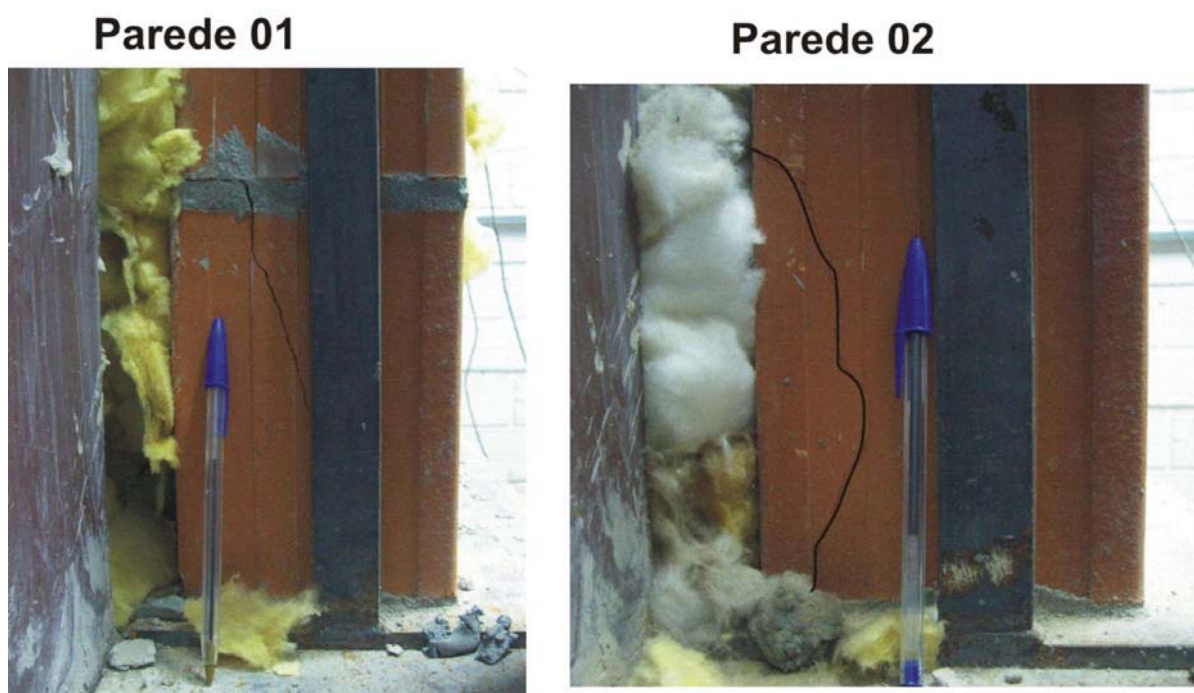


Figura 35 – Detalhe de fissuras transversais nas laterais das paredes 01 e 02.

4.2 Temperatura ao longo das paredes

Conforme já mencionado, em todas as paredes os ensaios foram conduzidos por um período de 6 horas, para melhor observar o comportamento das paredes. Salienta-se que o forno utilizado não foi capaz de simular a Curva Padrão de aquecimento, apresentando uma taxa de aquecimento inferior a esta. A Figura 36 apresenta a comparação da taxa média de aquecimento do forno em relação à taxa de aquecimento da Curva Padrão.

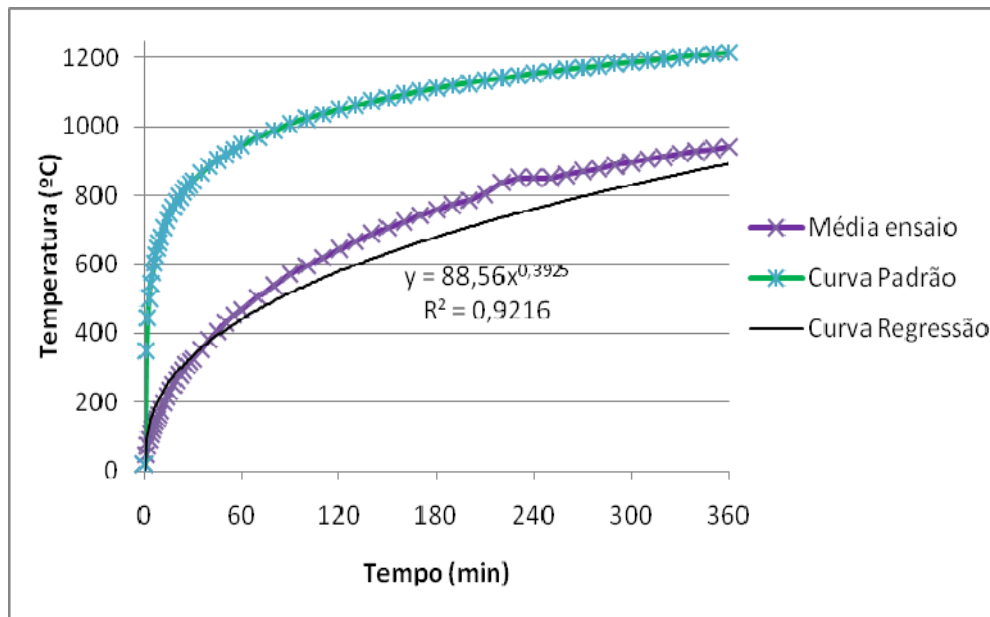


Figura 36 – Comparação da taxa média de aquecimento do forno em relação à Curva Padrão.

A Curva Padrão apresenta um grande ganho de temperatura em um curto espaço de tempo. Para se obter essa taxa de aquecimento é necessária uma fonte que irradie uma grande quantidade de calor. Portanto, fornos baseados em resistência elétrica, em princípio, não são capazes de fornecer essa energia térmica, sendo necessário fazer uso de fornos com dispositivos que utilizem chamas para seu aquecimento.

Pelo fato do forno ter apresentado uma taxa de aquecimento mais lenta, os resultados obtidos por ele não estão a favor da segurança. Pois como o tempo para atingir uma determinada temperatura é superior ao da Curva Padrão, isso abre espaço para que haja a transmissão térmica ao longo da parede, o que diminui o fator de choque térmico devido ao rápido aquecimento da Curva Padrão.

Nas três paredes instrumentadas, foram inseridos seis termopares que fizeram a leitura da temperatura da face interna da parede, ao longo da sua espessura e na face não aquecida.

A Figura 37 apresenta a curva de aquecimento em cada um dos termopares durante o ensaio das três paredes. A legenda das curvas está representada como

“Tx/Py”, com a letra “T” representando o termopar, a letra “P” significando a parede, “x” é número do termopar e “y” é o número da parede que foi ensaiada.

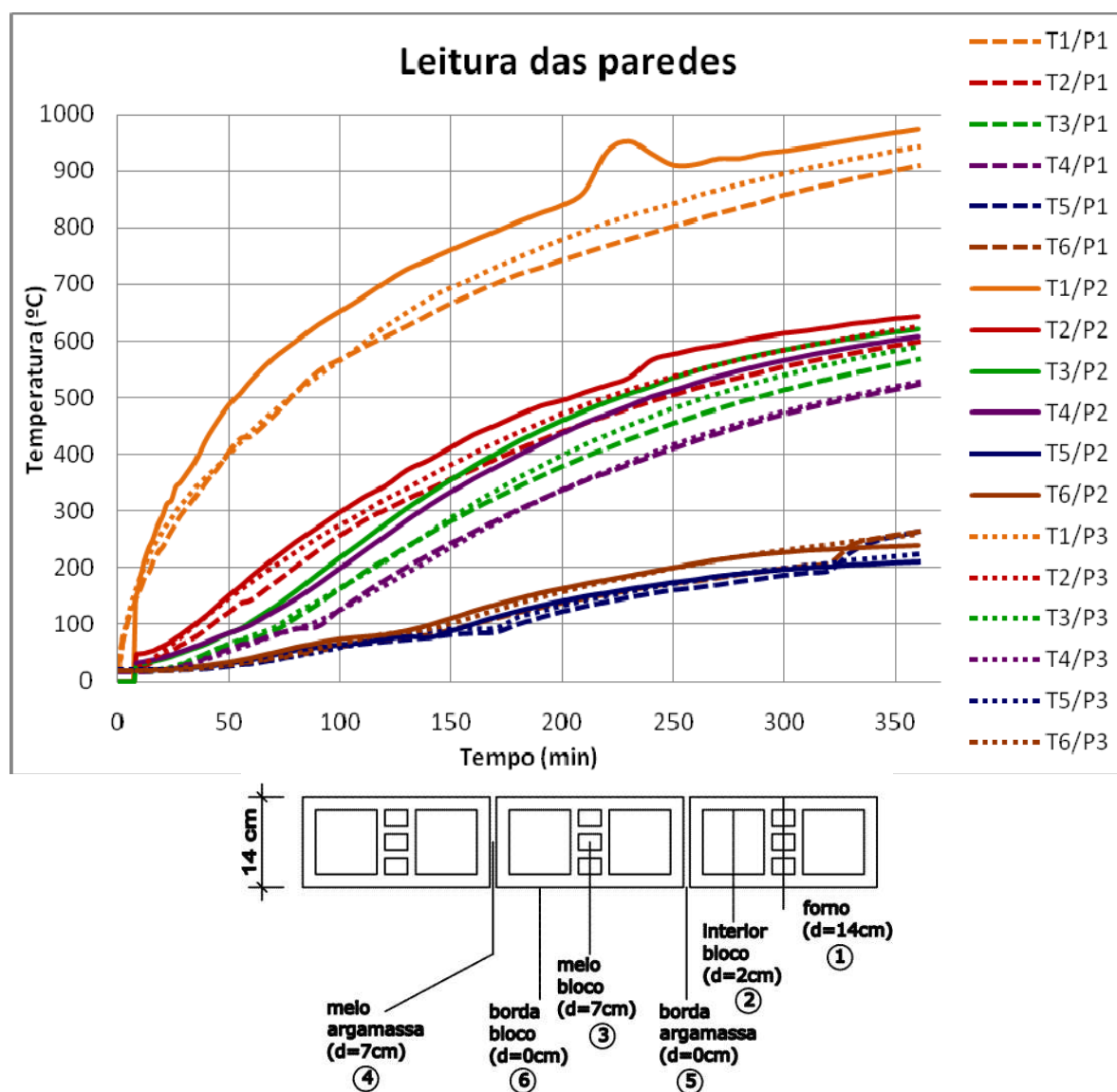


Figura 37 – Leitura da temperatura nos termopares das três paredes.

Observando a curva de aquecimento do termopar “T1” que efetuava a leitura da temperatura do interior do forno em cada uma das paredes, é possível constatar que a curva de aquecimento ficou relativamente afastada nas três paredes. Neste termopar, o tempo para superar a temperatura de 900°C na Parede 01 foi de 350

minutos, na Parede 02 esse tempo foi de 220 minutos e na Parede 03, essa temperatura só foi superada após 310 minutos.

Foi observado que na Parede 2 houve um pico de leitura entre os tempos 200 e 240 minutos, devido a problemas de leitura do próprio termopar que, após esse período, voltou à normalidade. No transcorrer de todos os ensaios o valor da temperatura era aferido também visualmente através do mostrador digital do forno e este acusava sempre valores próximos ao registrado pelo termopar, sendo que no instante desse pico de leitura o mostrador do forno não acompanhou essa variação.

Para melhor analisar a evolução da temperatura e a diferença de leituras em cada termopar, as curvas apresentadas na Figura 37 foram subdivididas em duas figuras distintas. A Figura 38 destaca a leitura dos termopares pares e a Figura 39 prioriza a leitura dos termopares ímpares.

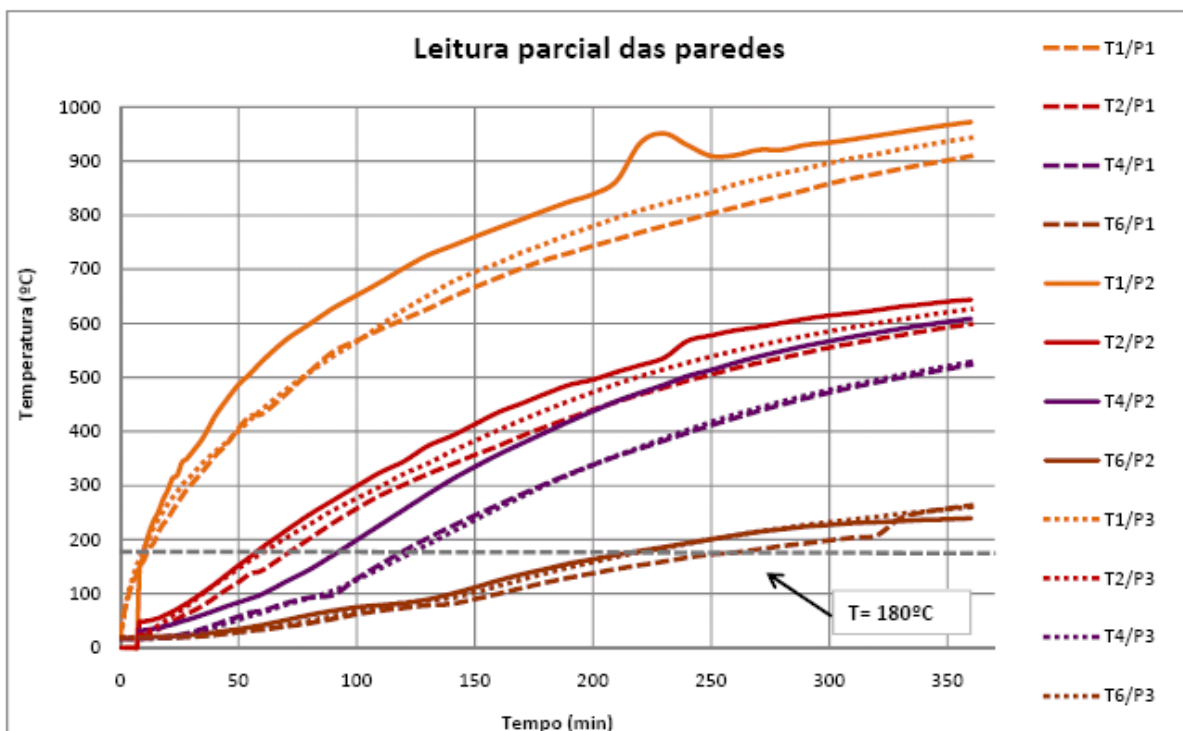


Figura 38 – Leitura da temperatura nos termopares pares.

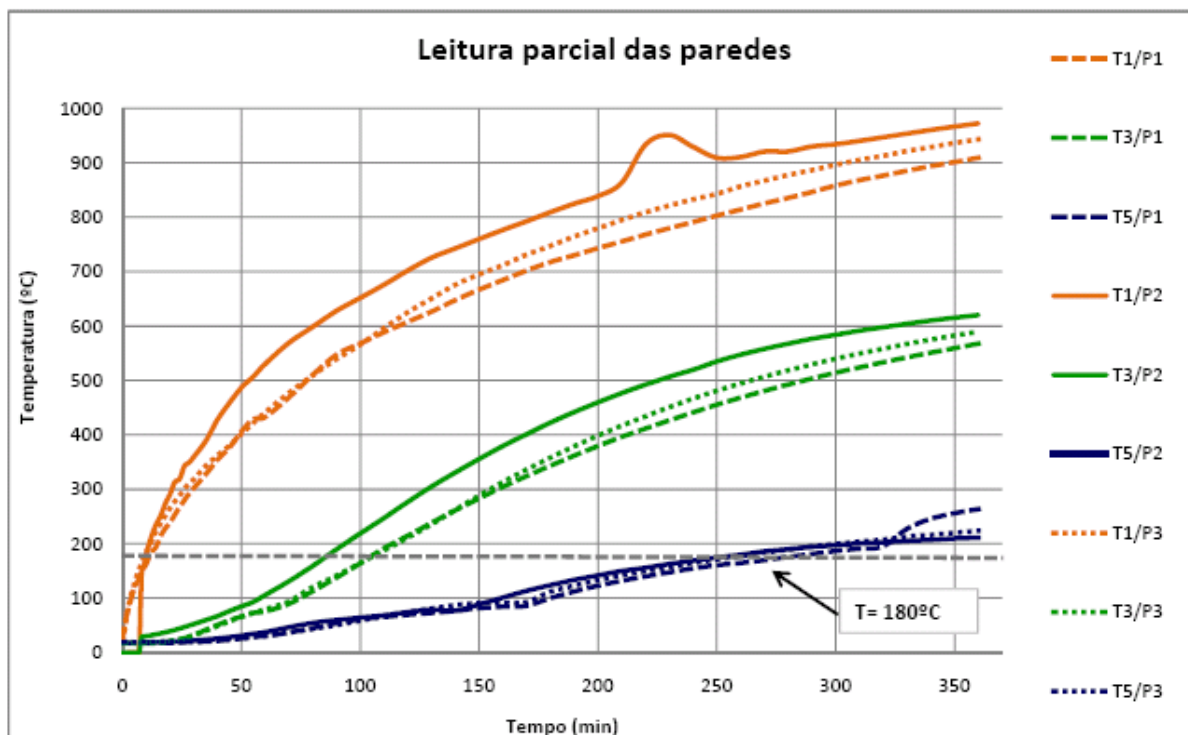


Figura 39 – Leitura da temperatura nos termopares ímpares.

Observando os dados das figuras, fica evidente a atuação da inércia térmica da parede em conjunto com a resistência térmica, pois foram necessários aproximadamente 30 minutos (quando a temperatura do forno já estava acima de 300°C) para observar variação de temperatura em todos os termopares.

No Termopar 2 (que está protegido somente por 2 cm de parede), era esperado que as leituras formassem uma curva cujo formato acompanhasse a curva de aquecimento do forno. Na primeira hora de ensaio, esse comportamento não se verificou, sendo observado acompanhamento da curva do forno somente após esse período.

Os principais motivos pelo fato da resposta térmica sobre o Termopar 2 não ter acompanhado o gradiente inicial de temperatura, está principalmente na atuação da difusão da umidade interna do material e da elevada capacidade térmica. As paredes possuíam umidade em seu interior, quando aquecidas, parte da energia térmica era consumida para promover a evaporação e transporte desta umidade. A alvenaria cerâmica tem uma elevada capacidade térmica e a energia térmica incidente na primeira porção da parede era também dissipada para as porções mais

profundas e laterais da parede, contribuindo para o baixo ganho térmico desta porção da parede. Salienta-se ainda que a mesma ideia é válida para explicar o comportamento das curvas dos termopares 3 e 4 (T3 e T4).

Os termopares fixados na face externa da parede (T5 e T6) mostraram um ganho térmico muito próximo do linear, não acompanhando o formato da curva de aquecimento do forno. Isso se deve, entre outros fatos, à capacidade térmica da alvenaria (conforme já mencionado), além disso, a energia térmica aprisionada dentro da parede acaba sendo dissipada também para o ambiente, pela face não aquecida e pelas laterais dela, contribuindo para o ganho lento de temperatura.

A argamassa obteve um melhor isolamento térmico frente a altas temperaturas, se comparada ao bloco estrutural utilizado, pois nos termopares posicionados na mesma profundidade do bloco (T3 e T6) e da argamassa (T4 e T5), aqueles que mediram a temperatura da argamassa mostraram valores um pouco menores quando comparados às leituras dos termopares dos blocos na mesma profundidade.

Diversos trabalhos definem a temperatura de 180°C como sendo uma temperatura crítica, em relação ao isolamento térmico. Considerando essa temperatura, foi resumido no Quadro 11 o intervalo de tempo medido em cada termopar para se atingir essa temperatura.

Termopar	T2		T3		T4		T5		T6	
Intervalo de tempo	61 min.	73 min.	87 min.	107 min.	93 min.	125 min.	260 min.	288 min.	223 min.	268 min.
Local (parede)	P3	P1	P2	P3	P2	P3	P2	P1	P2	P1

Quadro 11 – Intervalo de tempo para atingir 180°C em cada termopar.

A grande maioria dos trabalhos sobre resistência ao fogo enfatiza a aferição da temperatura do elemento de vedação na face não aquecida. Porém é importante salientar que as paredes possuem, muitas vezes, no seu interior, redes hidráulicas e elétricas, e que os materiais que compõem esses sistemas têm uma resistência ao calor bem inferior à parede.

A grande maioria das tubulações elétricas e hidráulicas possuem componentes plásticos, que tem PVC na sua composição. É sabido que o PVC possui seu ponto de fusão próximo de 180°C, sendo assim, esses materiais vão se decompor dentro da parede, antes da face não exposta ao fogo atingir sua temperatura limite.

Nas paredes em estudo, foi considerado que passará uma rede hidráulica dentro dos septos maiores (9,5 x 10 cm) e uma tubulação com fiação elétrica dentro do septo central (2,5 x 3,5 cm). Os tempos para atingir uma temperatura 180°C superior à temperatura ambiente para o septo maior e central estão apresentados na Tabela 07.

Tabela 07 – Tempo necessário para ultrapassar 180°C acima da temperatura ambiente no interior da parede.

Parede	Temperatura ambiente	Septo maior	Septo central
Parede 01	20,5°C	76 min	110 min
Parede 02	21,5°C	65 min	94 min
Parede 03	22°C	69 min	116 min
<i>Média</i>	<i>21,3°C</i>	<i>70 min</i>	<i>107 min</i>

Pelos dados apresentados, observa-se que mesmo em incêndios de pequena duração, pode haver comprometimento dos materiais das redes que passam pelo interior das paredes, uma vez que o tempo médio para atingir uma temperatura limite no interior do septo central foi de 107 minutos e no septo maior foi de 70 minutos. Desta forma, é aconselhado que, após um incêndio, seja feita sempre uma vistoria para confirmar a integridade das fiações e tubulações contidas dentro das paredes.

Quando se submete um elemento de vedação a altas temperaturas, um dado importante que se pode obter é o tempo necessário para a face oposta do elemento atingir uma temperatura limite. A NBR 5628:2001 define que o momento o qual a média das leituras dos termopares fixados na face externa da parede for 140°C acima da temperatura ambiente inicial, ou em um ponto específico superar em 180°C a temperatura ambiente, a parede deixa de atender aos requisitos de norma por falta de isolamento térmico.

A mesma norma prevê que o número mínimo de termopares usados para se efetuar a média deve ser de cinco. No ensaio realizado foi fixado apenas um termopar na face externa do bloco e da argamassa (conforme já mostrado) pelo fato que se desejava também efetuar a leitura em outros pontos da parede. O Quadro 12 apresenta o tempo para atingir a temperatura limite de norma da face não aquecida das paredes em estudo.

Parede	Tempo para atingir (min)				
	Temp. ambiente (T_0)	Argamassa		Bloco	
		$T_0 + 140^\circ\text{C}$	$T_0 + 180^\circ\text{C}$	$T_0 + 140^\circ\text{C}$	$T_0 + 180^\circ\text{C}$
Parede 01	20,5°C	246 min.	322 min.	227 min.	302 min.
Parede 02	21,5°C	228 min.	315 min.	197 min.	251 min.
Parede 03	22°C	237 min.	305 min.	203 min.	252 min.

Quadro 12 – Tempo para atingir a temperatura limite de norma na face não aquecida.

Conforme já evidenciado na Figura 37, se observa que o tempo necessário para atingir a temperatura limite na argamassa foi superior ao necessário no caso do bloco.

Caso seja considerada a temperatura de 180 °C superior à temperatura ambiente como parâmetro de comparação, o tempo médio para a argamassa atingir esse valor foi de 314 minutos e para o bloco foi de 268 minutos. Considerando a favor da segurança, e definindo a temperatura de 140° acima da temperatura ambiente como limite, o tempo médio para a argamassa atingir essa temperatura foi de 237 minutos e para o bloco 209 minutos.

Como a curva de aquecimento do forno não obedece à Curva Padrão, os dados do Quadro 12 não podem substituir os valores estipulados pelas legislações de proteção contra incêndio. Além disso, por essa curva ter um aquecimento mais brando que a curva de norma, pode-se considerar ainda que os dados obtidos por ela estão está a favor da segurança.

4.3 Aumento de carga nas paredes

Um incêndio, além de promover degradação dos materiais, devido às altas temperaturas desenvolvidas, ocasionando a redução na resistência dos componentes estruturais da edificação, pode também elevar o carregamento ao qual esses elementos estão submetidos, caso não haja possibilidade de haver movimentação devido à expansão térmica.

Para a realização dos ensaios das paredes foi aplicada uma carga de 70 kN, o que equivale ao carregamento estimado de 78 kN/m. No transcorrer do ensaio foi verificado que houve um aumento na carga do macaco hidráulico, ocasionado pelo gradiente térmico da parede. Esse aumento de carga foi anotado ao longo de período de tempos aproximadamente regulares, verificando a leitura do mostrador da bomba hidráulica do macaco. De posse desses dados foi elaborado um comparativo da carga x tempo (Figura 40) em forma de gráfico para as três paredes.

A Figura 40 apresenta um estudo preliminar do incremento de carga nas três paredes, uma vez que não se esperava inicialmente monitorar essa variável, sendo observado durante os trabalhos a relevância desse parâmetro.

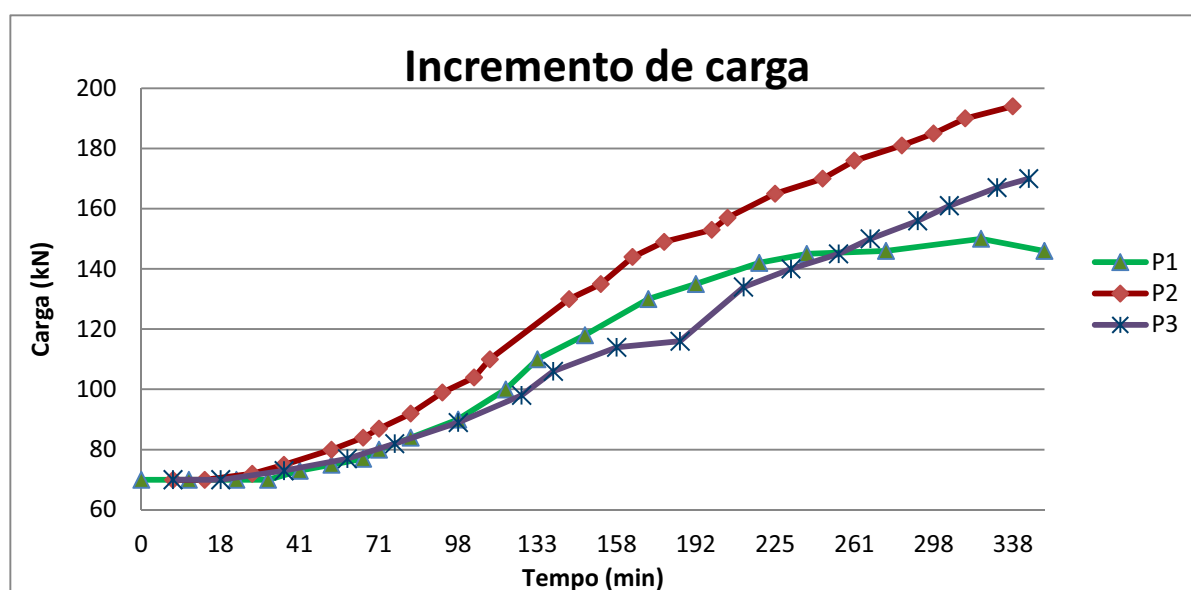


Figura 40 – Incremento de carga devido ao aumento de temperatura da parede.

Em todas as paredes se constatou que houve um atraso, a partir do início do ensaio, para iniciar o incremento de carga de aproximadamente 20 minutos. Esse atraso se deveu ao fato de nesse período a temperatura do meio da parede e da face não aquecida manteve-se praticamente inalterada ainda, portanto não havendo tensões térmicas significativas na parede.

A partir do instante que iniciou o aumento de carga nas paredes em estudo, o ganho de carga das paredes 2 e 3 (P2 e P3) tiveram formato bem próximo do linear, enquanto a parede 1 (P1) afastou-se desse comportamento.

Sabe-se que o aumento de temperatura ocasiona uma expansão. Quando essa movimentação é impedida, ocorre o desenvolvimento de tensões. A parede 1, a princípio, mostrou-se mais fissurável, sendo assim, as microfissuras foram um dos fatores que permitiram a dilatação térmica, evidenciado pelo crescimento de carga não linear e também por ser a que apresentou a menor carga final das três paredes.

Era sabido que todas as paredes iriam microfissurar no instante que houvesse o aumento da temperatura, portanto o aumento de carga devido o incremento de temperatura não iria respeitar a Equação 37 oriunda da Resistência dos Materiais a qual define a tensão normal devido a uma variação térmica considerando comportamento linear dos materiais.

$$\sigma = \alpha.E.\Delta T \quad (37)$$

Onde:

σ é tensão normal (MPa);

α é o coeficiente de dilatação térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

E é o módulo de elasticidade longitudinal (GPa);

ΔT é a variação térmica ($^{\circ}\text{C}$).

Porém, mesmo assim foi calculado o aumento de carga devido ao gradiente térmico usando a Equação 37 como forma de verificar, de maneira estimativa, o quanto os resultados observados na prática se afastariam dos valores teóricos.

Para a comparação, foi realizado um estudo preliminar, adotando o critério do tempo equivalente de 30 minutos para escolha da carga e verificação da leitura da temperatura em cada termopar. Utilizando esse critério, a temperatura aos 30 minutos na Curva Padrão é da ordem de 840°C . A curva de aquecimento do forno na parede 1 superou essa temperatura no instante 284 minutos, na parede 2, essa

temperatura ocorreu após 200 minutos, já na parede 3, houve superação desse valor após 247 minutos.

Sabendo o instante de ocorrência da temperatura de 840°C em cada parede, foi realizada a leitura da temperatura nos demais termopares. De posse dessas leituras, foi calculada a temperatura média da parede, excluindo a leitura do termopar 1, pois se considerou que este fazia a leitura do forno. O coeficiente de dilatação térmica (α) adotado para parede foi de $6 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (recomendado entre 6×10^{-6} e $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), valor esse sugerido pelo Eurocode-1. O módulo de elasticidade longitudinal utilizado para os cálculos foi obtido dos estudos feitos por Santos (2008) que obteve o módulo de elasticidade para pequenas paredes de 3,56 GPa para a área bruta, resultados esses obtidos a partir do mesmo tipo de bloco cerâmico e argamassa de mesma resistência (4MPa). A Tabela 08 apresenta a temperatura medida em cada termopar para o tempo equivalente de 30 minutos.

Conhecendo o instante de obtenção da temperatura de 840°C, foi feita a leitura da carga aproximada em cada parede através de interpolação linear. A Tabela 09 mostra o resumo dos valores e resultados obtidos no cálculo do aumento da tensão normal, utilizando os parâmetros já descritos.

Tabela 08 – Temperatura ao longo da parede para o tempo equivalente de 30 minutos.

	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	T5 (°C)	T6 (°C)	Média (°C)
P1	840,0	540,5	497,1	454,2	177,0	189,3	371,6
P2	840,0	495,8	459,7	437,6	141,6	163,5	339,6
P3	840,0	536,4	477,5	413,9	169,2	198,7	359,1

Tabela 09 – Cálculo do aumento da tensão normal devido à variação térmica

Parede	Valores medidos			Aumento tensão calculado			
	Carga inicial	Carga medida	Aumento tensão	E	α	ΔT (°C)	Aumento tensão
P1	70 kN	147 kN	0,61 MPa	3,56 GPa	6×10^{-6}	371,6	7,94 MPa
P2	70 kN	155 kN	0,67 MPa	3,56 GPa	6×10^{-6}	339,6	7,25 MPa
P3	70 kN	145 kN	0,59 MPa	3,56 GPa	6×10^{-6}	359,1	7,67 MPa

Analisando os dados obtidos, se constata que a formulação teórica para o cálculo da tensão normal devido à variação térmica resulta em valores muito acima dos medidos na prática, mesmo considerando o coeficiente de dilatação térmica o menor possível e desconsiderando a temperatura da face aquecida da parede no cálculo da temperatura média. Esses dados evidenciam que o comportamento não linear na alvenaria tem grande influência, devendo ser levado em consideração quando se efetuam estudos acerca do comportamento mecânico.

Lembrando que a carga inicial aplicada nas paredes foi de 70 kN, após o término dos ensaios e posterior resfriamento delas, a carga residual na parede 2 foi de 40 kN e na parede 3 ficou em 50 kN. Já a parede 1, não foi aferida a carga residual. Portanto, esse comportamento é um indicativo de ter ocorrido microfissurações durante o aquecimento das paredes, sendo um dos motivos do comportamento não linear para o ganho de tensões térmicas e posterior alívio de carga após o resfriamento das mesmas.

A não linearidade das paredes se manifestou principalmente através da não linearidade física, evidenciada pelo ganho de tensões térmicas bem inferior ao expresso pela Equação 37 e pelo alívio de carga ocorrido posteriormente ao resfriamento devido a fissuração causada pelo gradiente térmico.

Pelo fato de haver fissuração das paredes e redução de resistência da argamassa nas juntas devido ao aquecimento, o módulo de elasticidade acaba tendo uma redução ocasionada pelo comportamento não linear do material. Portanto, usando os mesmos dados da Tabela 09, o módulo de elasticidade foi recalculado de forma estimada para atender ao aumento de tensão nas três paredes, obtendo um valor médio de 0,29 GPa, valor este equivalente a 8% dos 3,56 GPa referente ao módulo de elasticidade obtido dos estudos de Santos (2008).

Outra análise que pode ser feita do incremento de carga devido ao aumento de temperatura da parede, é a possibilidade de ocorrendo um incêndio em um compartimento isolado localizado nos pavimentos mais inferiores de uma edificação, com as paredes estando, portanto confinadas, é esperado que o comportamento mecânico da alvenaria seja semelhante ao observado nos ensaios, em relação ao aumento de carga. Desta forma, caso haja um incêndio, pode haver a inversão de esforços nos elementos estruturais localizados no topo da parede e um aumento de carga além do esperado nos elementos estruturais da base da parede., solicitando esses elementos de forma não contemplada no projeto estrutural.

Apenas como forma de comparação análoga, assume-se que a edificação fictícia apresentada no item 3.7 seja executada em concreto armado composta de vigas e pilares e que todas as cargas já levantadas continuam inalteradas. Assim a viga onde se apoia a parede 5 receberá a carga equivalente a um pavimento, portanto 20,59 kN/m. Ainda, em todos os cruzamentos de vigas, considera-se a existência de um pilar.

Neste estudo é feito uma análise preliminar e simplificada onde se considera, entre outros fatores, um caso extremamente desfavorável em que os elementos estruturais que circundam a parede (vigas e pilares) não sofrem dilatação devido ao aquecimento e que o aquecimento do ambiente será o mesmo do observado nos ensaios das pequenas paredes, portanto a parede está totalmente confinada.

Para efetuar esse estudo, procurou-se adotar um modelo estrutural simples, porém confiável para traçar o diagrama de momento fletor. Pelo fato de se estar preocupado apenas com as ações verticais, o modelo estrutural adotado foi o pórtico reduzido. Conforme estudo realizado por Rigão (2008), este modelo apresenta resultados satisfatórios quando não se tem interesse em considerar os esforços horizontais na edificação.

A modelagem estrutural foi feita no programa Ftool. A não linearidade física (NLF) foi considerada de maneira aproximada, reduzindo a rigidez dos pilares para 80% e das vigas para 40%. Os pilares foram considerados tendo seção quadrada de 20x20 cm. A largura da viga foi considerada como 15 cm e sua altura foi definida como 10% do vão livre, portanto 40 cm. A Figura 41 exibe o esquema estrutural simplificado para análise dos momentos fletores da viga.

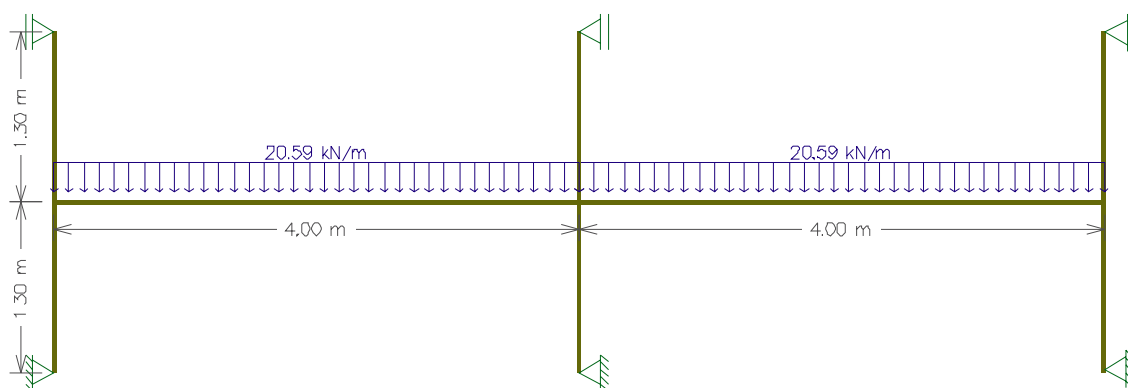


Figura 41 – Esquema estrutural simplificado proposto para analisar os esforços da viga da parede 5.

A carga original estimada que atua sobre a viga que suporta a parede 5 é de 20,59 kN/m antes da ação das altas temperaturas sobre a parede. Como o aumento de carga devido ao aumento da temperatura variou de 75 a 85 kN, foi traçado o diagrama de momento fletor (DMF) considerando a situação de maior carregamento, a fim de verificar a possível inversão de esforços na viga acima da parede e aumento de carga sobre a viga da base da parede.

Como esse aumento de carga foi para uma parede que tinha 90 centímetros de comprimento, levando em consideração esse carregamento por metro, a carga de 85 kN representa uma carga linear de 94,44 kN/m. Para a viga acima da parede, o carregamento resultante equivale a 73,85 kN/m agindo “de baixo para cima” e na viga da base da parede, a carga resultante é de 170,03 kN/m.

A Figura 42 mostra o DMF simplificado para a parede sem a ação da temperatura, enquanto a Figura 43 mostra o DMF para a carga de 73,85 kN/m.

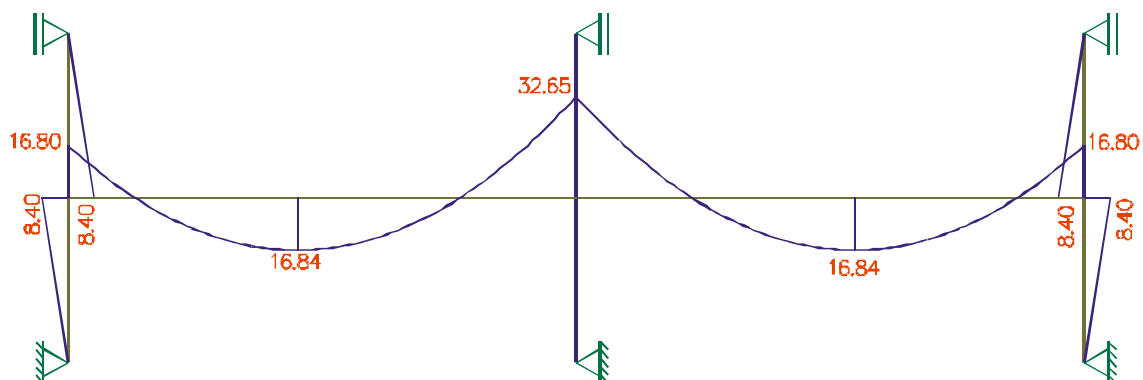


Figura 42 – DMF para carga de 20,59 kN/m (simplificado).

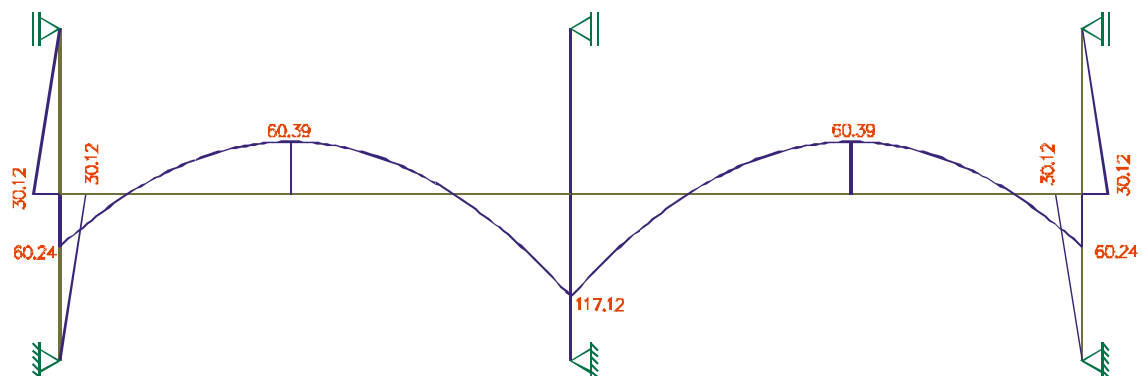


Figura 43 – DMF para carga de 73,85 kN/m (simplificado).

No caso da viga abaixo da parede, a carga linear, conforme já mencionado, é de 117,03 kN/m. A Figura 44 ilustra o DMF simplificado para esse carregamento.

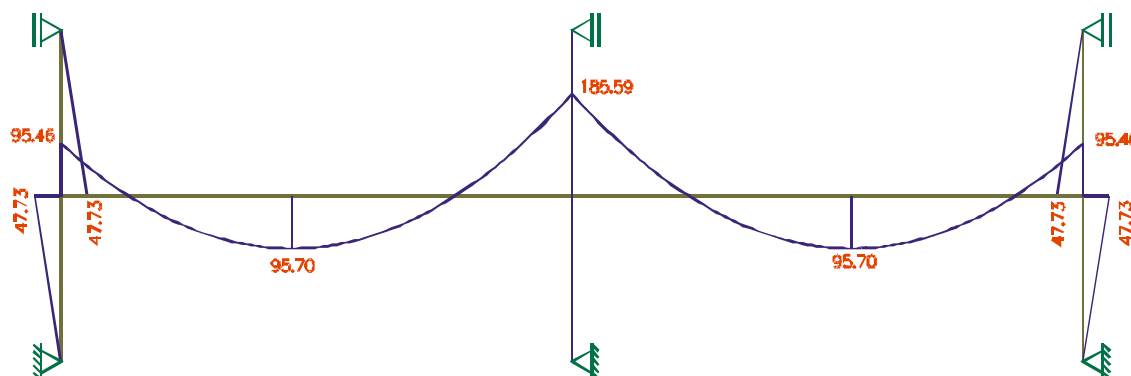


Figura 44 – DMF para carga de 117,03 kN/m (simplificado).

Ao observar os DMF das figuras acima, na ocasião de um incêndio isolado, existe a possibilidade real de inversão de esforços nos elementos estruturais acima da parede e um aumento significativo de carga nos elementos abaixo da mesma. Sendo assim, neste caso, a magnitude e o aumento desses esforços, conforme se observa, foi considerável.

Nesta comparação foi efetuada uma análise superficial (para efetuar uma análise preliminar) onde foi assumido que as paredes estariam totalmente restringidas e desconsiderando fatores ligados ao comportamento mecânico e resistência residual dos materiais, bem como condições de contorno do ambiente.

Para implementar uma simulação mais próxima ao comportamento real da estrutura é necessário observar os fatores enumerados a seguir.

- a) Ao ser aquecido, os materiais tem redução na sua resistência, alterando o módulo de elasticidade dos mesmos.
- b) Os blocos e argamassas apresentam fissuração, devido à ação conjunta do carregamento e aquecimento, além de restrições de extremidade.
- c) Pode haver flambagem das paredes e que devido a cargas axiais aplicadas no topo causam efeitos de 2º ordem.
- d) O estudo foi feito considerando um comportamento elástico-linear, porém uma simulação mais realista necessita levar em consideração o comportamento

não linear da estrutura, considerando a não linearidade física (NLF) e não linearidade geométrica (NLG).

- e) Os elementos estruturais que circundam a parede (vigas e pilares) também são aquecidos e têm dilatação, reduzindo a tensão térmica da alvenaria.
- f) O contato entre as paredes e os elementos portantes é parcial, isto é, os elementos não estão totalmente restringidos, permitindo pequenas movimentações térmicas o que reduz as tensões térmicas sobre a estrutura durante um incêndio.
- g) A existência de aberturas (portas e janelas) no compartimento altera a forma de dissipação do calor e a temperatura dos gases pode ser menor que o observado no ensaio.
- h) Em incêndios reais, a temperatura máxima atingida pode ser superior à utilizada nos ensaios, porém o intervalo de tempo dessa temperatura muitas vezes é pequeno, sendo talvez insuficiente para causar grande aquecimento nas paredes e demais elementos.
- i) Em edificações reais, todos os elementos portantes são conectados, portanto, existe a redistribuição dos esforços para os elementos adjacentes ao fogo.

Mesmo que as simulações feitas não representem adequadamente o comportamento real, fica evidente que na ocorrência de um incêndio isolado dentro de uma edificação, os elementos adjacentes a esse sinistro podem ser submetidos a um nível de esforços não contemplados em projeto. Foi verificado nas simulações que houve a inversão do diagrama de momentos fletores nos elementos do topo da parede, apresentando valores bem elevados. Além disso, o diagrama de momento fletor para os elementos da base da parede apresentou valores significativos em relação à estrutura sem aquecimento.

Observando a magnitude dos dados obtidos pelas simulações numéricas, se constata que deveria haver o colapso da estrutura, uma vez que os valores obtidos indicam estar além da capacidade resistente das seções. Entretanto, isso não ocorre, pois esse evento normalmente é de curta duração e após o resfriamento da estrutura os esforços voltam ao nível de projeto, além disso, durante o evento do incêndio há a redistribuição dos esforços para os demais elementos estruturais da edificação e para as alvenarias perimetrais. Entretanto, uma explicação melhor da dinâmica deste comportamento é complexa e necessita de estudos mais

aprofundados, pois depende de fatores externos conforme os já citados ao longo deste item e também de fatores internos do material.

4.4 Comportamento da argamassa

As argamassas aquecidas a 400°C foram deixadas dois dias em condições ambientais antes de serem ensaiadas à ruptura, para verificar se haveria alguma degradação visível. Observou-se que essas amostras não apresentaram nenhuma modificação visível no seu aspecto após esse período. No instante da ruptura dessas argamassas, foi feito também a ruptura do lote de argamassa que se manteve à temperatura ambiente, para análise da redução da resistência.

O lote que ficou à temperatura ambiente obteve uma resistência média à tração de 1,05 MPa e de 4,10 MPa para compressão, com desvio padrão de 0,10 MPa na tração e 0,33 MPa na compressão. Já as argamassas submetidas à temperatura de 400°C conseguiram uma resistência média à tração de 0,41 MPa e 2,32 MPa à compressão com desvio padrão de 0,04 MPa na tração e 0,23 MPa na compressão. Neste caso, a resistência residual na tração ficou em 39% e 56,6% na compressão. Já as argamassas expostas à temperatura de 900°C não obtiveram resistência significativa quando rompidas. Quando deixadas em condições ambientais tiveram elevada deterioração, indicando que essa temperatura é suficiente para promover a degradação completa das argamassas.

A princípio, a resistência residual das argamassas estruturais são mais sensíveis às altas temperaturas em comparação às argamassas compostas somente de cimento e areia. No estudo de Karahan (2011), as argamassas compostas de cimento e areia, aquecidas a 400°C e mantidas em temperatura ambiente por 24 horas antes da ruptura, a resistência residual à compressão foi de 92%, já a 800°C a resistência ficou em 28% e a 1000°C a resistência residual ficou próximo de 6%. Conforme já citado anteriormente, quando as amostras foram deixadas por 7 dias na temperatura ambiente, a resistência residual à compressão dessas teve redução em relação às ensaiadas 24 horas após a retirada do forno. Isso confirma que o contato com a umidade ambiental promove reações nos constituintes das argamassas que reduzem sua resistência. Comportamento observado nos ensaios, uma vez que as

argamassas submetidas a 900°C, após 48 horas, ficaram tão frágeis que impediam seu manuseio sem que houvesse esfacelamento do material.

Os ensaios de Yüzer et al. (2004), descritos na revisão bibliográfica, com argamassas de cimento Portland e areia e argamassas com adição de 10% de sílica ativa, mostraram que a 600°C a redução de resistência das argamassas resfriadas a temperatura ambiente foi de 40% para as de cimento e areia e 50% para as com adição de sílica ativa. Isso é um indicativo que o refinamento dos poros altera a estabilidade frente às altas temperaturas, além disso, a adição de sílica aumenta a perda de resistência às altas temperaturas, conforme lembra Neville (1997).

No caso da argamassa estrutural ensaiada, por ser industrializada, não se possui o conhecimento correto de seu traço. É esperado que haja uma baixa concentração de cimento e adições minerais silicosas, além de elevada quantidade de cal. Esse cenário, a princípio, contribui para uma rede de poros menos compacta, contribuindo para melhorar seu desempenho frente a altas temperaturas em comparação ao concreto. Entretanto, o observado em ensaio foi o oposto, pois a temperatura de 400°C foi suficiente para reduzir em quase 40% a resistência da argamassa estrutural ensaiada. Porém, para possuir uma explicação mais concreta acerca deste cenário, é necessário conhecer a microestrutura da pasta.

Para o estudo da perda de massa, as argamassas antes de serem submetidas à temperatura de ensaio, foram secas em estufa e após pesadas para ter seu peso seco. No dia posterior da exposição às altas temperaturas foram pesadas imediatamente após a abertura do forno para garantir a inexistência de umidade na massa. O Quadro 13 ilustra o peso das amostras antes e após o ensaio, bem como a redução na sua massa.

Temperatura	Ident. CP	Peso seco (g)	Peso após ensaio (g)	% redução de massa	Média
400°C	AF1	487,19	479,41	1,60%	1,65%
	AF2	484,59	475,67	1,84%	
	AF3	487,66	480,26	1,52%	
900°C	BF1	494,88	467,97	5,44%	5,67%
	BF2	493,8	466,15	5,60%	
	BF3	495,91	466,34	5,96%	

Quadro 13 – Massa das amostras antes e após o ensaio.

Analisando os dados do Quadro 13, é possível observar que o aumento de temperatura não causou grande perda de massa nas argamassas analisadas, pois quando se considera que não existe mais resistência (900°C) a perda média de massa foi de 5,67%. Esse dado confirma a consideração do Eurocode 6 que afirma que a massa unitária da alvenaria pode ser considerada independente da temperatura, pois a contribuição do peso da argamassa em relação ao peso total da alvenaria é aproximadamente 12%.

Fazendo uma analogia com o concreto, se constata que a perda de massa deste é mais sensível ao aumento da temperatura, pois fazendo uma análise prévia, usando os dados da Figura 14, e desconsiderando perdas por lascamentos explosivos, se constata que a 400°C o concreto perde em torno de 5% e a 900° perto de 9%. Isso se deve, entre outros fatores, à dosagem de aglomerante (cimento e adições minerais) ser distinta no concreto em relação às argamassas estruturais que possuem grande quantidade de cal. Apenas este fato já é suficiente para afirmar que a composição da pasta desses dois materiais será bem distinta, pois enquanto no concreto a presença de hidróxido de cálcio é pequena devido à característica das reações e ainda acaba sendo reduzida ainda mais, promovida pelas reações secundárias das adições minerais, na pasta da argamassa estrutural o teor de hidróxido de cálcio é grande, devido à presença da cal. Outro fator que influencia a perda de massa é o tipo de agregado utilizado, pois silicosos são mais estáveis a altas temperaturas, em relação aos calcários.

4.5 Resistência residual dos prismas e pequena parede

Os blocos usados para realização de todos os ensaios mecânicos foram ensaiados de acordo com a NBR 15270:2005, possuindo resistência média à compressão de 11,5 MPa com desvio padrão de 1,14 MPa e coeficiente de variação 9,94%. Os seis prismas cerâmicos moldados para estudo da resistência das pequenas paredes, obtiveram resistência média de ruptura à compressão aos 28 dias de 5,60 MPa, desvio padrão de 0,34 MPa e coeficiente de variação 6,02%.

O Quadro 14 e a Figura 45 apresentam o resultado da resistência residual à compressão dos prismas cerâmicos que foram aquecidos a temperaturas de 400°C e 900°C.

Temperatura	Identificação do CP	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência Média
"ambiente"	PR-1 N	5,99	5,30 MPa
	PR-2 N	4,46	
	PR-3 N	5,44	
400°C	PR-1 400	3,92	3,87 MPa
	PR-2 400	4,73	
	PR-3 400	2,96	
900°C	PR-1 900	2,83	2,58 MPa
	PR-2 900	1,58	
	PR-3 900	3,33	

Quadro 14 – Resistência à compressão dos prismas submetidos a altas temperaturas.

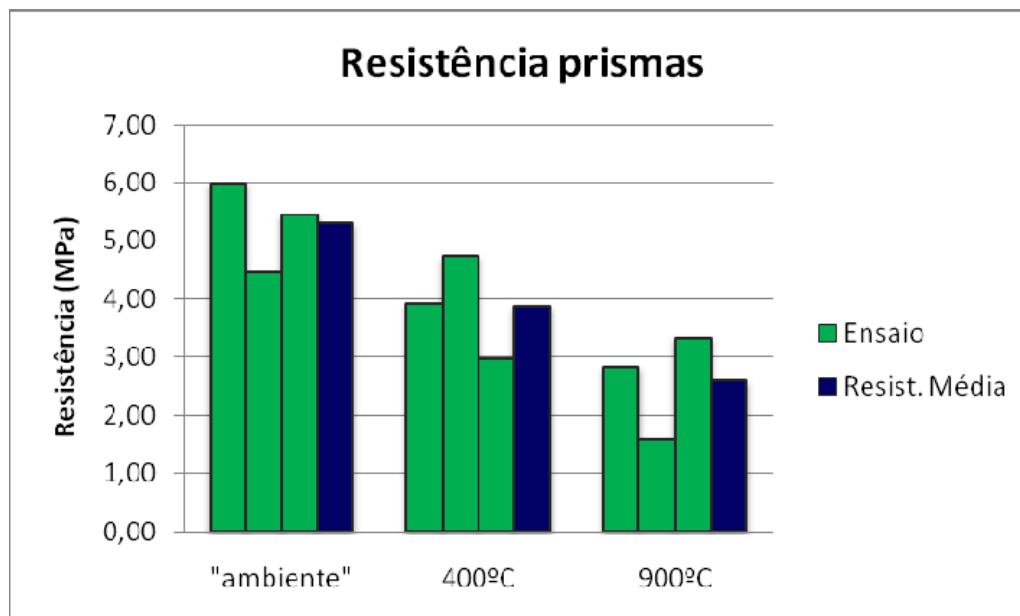


Figura 45 – Gráfico da resistência à compressão dos prismas submetidos às altas temperaturas.

A ruptura de todos os prismas ocorreu na mesma data para ter um melhor controle das variáveis de ensaio. Da mesma forma que foi conduzido o ensaio de ruptura das argamassas, os prismas submetidos à temperatura de 400°C, foram rompidos dois dias após a data de retirada do forno. Os prismas expostos à temperatura de 900°C foram rompidos no dia posterior ao ensaio, ainda aquecidos, pois já se verificava grande degradação nas juntas de argamassa.

Analisando os dados da resistência dos prismas após a exposição às altas temperaturas, se constatou que a redução no nível de resistência desses foi menor que nas argamassas para um mesmo nível de temperatura, devido, entre outros fatores, ao confinamento da argamassa da junta dos prismas. Enquanto a resistência média residual à compressão a 400°C da argamassa ficou em 56,6%, nos prismas esse valor ficou em 73% e ainda a 900°C, quando os corpos de prova de argamassa perderam totalmente sua resistência, os prismas ainda conseguiram ter uma resistência média à compressão de 48,7% da resistência inicial.

A cerâmica, por ser fabricada a partir do cozimento de argila, não tem qualquer alteração na sua microestrutura após ser exposta às temperaturas dos ensaios (inferior 950°C), menores que aquelas de queima dos produtos cerâmicos (entre 900° e 950°C), já a argamassa tem modificação na sua química devido ao aumento da temperatura, que promove reações que reduzem sua resistência.

O motivo pelo qual após a exposição a 900°C, onde já foi comprovado que a argamassa perdeu toda sua resistência, os prismas ainda obtiveram alguma resistência à compressão, esse comportamento se deve ao fato da argamassa das juntas terem uma menor exposição às temperaturas elevadas, além disso, ficarem sob um estado triaxial de compressão durante o carregamento, o que lhes confere ainda alguma resistência.

Enquanto que os prismas submetidos à temperatura de 400°C tiveram sua forma de ruptura semelhante aos prismas que permaneceram à temperatura ambiente, todos os prismas submetidos à temperatura de 900°C tiveram sua ruptura por esmagamento da junta de argamassa, sendo que os blocos permaneceram íntegros após a ruptura.

Mohamad (2007) lembra que a forma de ruptura dos prismas ocorre tanto pela indução de tração no bloco quanto ao esmagamento da junta, entretanto é possível afirmar que, para alvenarias cerâmicas, após a exposição a temperaturas

elevadas a tendência é de a ruptura ocorrer por esmagamento da junta, conforme se observou em ensaio.

Para a realização da ruptura da pequena parede, esta foi submetida às mesmas condições de ensaio das demais, passando por um período de cura de 28 dias em condições abrigadas, aplicado uma carga de serviço de 70 kN e passando por seis horas de ensaio frente às altas temperaturas. É salientado que a temperatura interna do forno no momento da finalização do ensaio era superior a 900°C, assim como nas demais paredes.

Decorridos 24 horas após a finalização do ensaio, foi aplicada carga no macaco hidráulico até haver a ruptura da parede. A carga máxima aplicada no macaco foi de 315 kN quando se observou o escoamento de carga para qualquer incremento posterior a esse valor, obtendo-se a tensão de ruptura da parede de 2,50 MPa para a área bruta.

Para pequena parede que permaneceu à temperatura ambiente (parede 5), a tensão de ruptura foi de 3,77 MPa. Sendo assim, a tensão obtida para a pequena parede exposta às altas temperaturas foi de 66,3% desse valor. Ainda, a resistência da parede submetida a altas temperaturas, foi muito próxima do valor da resistência média dos prismas submetidos ao mesmo gradiente térmico (2,58 MPa) com uma diferença de apenas 3%. Porém, para confirmar que há a tendência de ocorrer esse tipo de comportamento, é necessário ter um número maior de amostras de prismas e paredes.

A redução da resistência da parede submetida às altas temperaturas foi menor em relação aos prismas submetidos à temperatura equivalente. Esse fato se deve além do fato do nível de confinamento dos blocos da parede ser maior devido à existência da junta horizontal e vertical, ainda a degradação da argamassa ocorre somente em uma das faces da parede, diferente dos blocos onde ocorre em todas as faces.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Ao verificar a estanqueidade a gases quentes e nível de fissuração das paredes devido ao aumento da temperatura, foi constatado que:

- a) As paredes apresentaram boa estanqueidade, não sendo observada a passagem de gases aquecidos;
- b) houve baixo nível de fissuração, com predomínio de fissuras verticais e maior incidência dessas na face aquecida das paredes.

Estudando o aumento da temperatura ao longo da seção transversal das paredes e propondo comparações com o nível de resistência estimado pelas legislações, foi observado que:

- a) A curva de aquecimento do forno para as três paredes ficou um pouco afastada, considerando a temperatura limite de 900°C, o tempo para atingir esse patamar de temperatura variou de 220 a 350 minutos;
- b) as curvas de aquecimento dos termopares instalados no interior das paredes não acompanharam inicialmente o formato da curva de aquecimento do forno, devido, entre outros fatores, a inércia térmica do material e da difusão da umidade remanescente;
- c) a curva de aquecimento das paredes nos termopares localizados na face não aquecida mostraram crescimento próximo do linear, devido principalmente a capacidade térmica da alvenaria e da dissipação de calor para o ambiente;
- d) o tempo médio para ultrapassar 180°C acima da temperatura ambiente no interior da parede foi relativamente curto, sendo 70 minutos para o septo maior e 107 minutos para o septo central do bloco;
- e) na face oposta ao aquecimento, o período médio para superar 180°C superior a temperatura ambiente foi de 314 minutos para a argamassa e 268 minutos para o bloco;
- f) quando se considera a temperatura de 140°C, esse tempo médio foi de 237 minutos para a argamassa e 209 minutos para o bloco;

- g) para termopares posicionados à mesma profundidade da parede, a argamassa apresentou melhor desempenho térmico em comparação ao bloco;
- h) não foi possível comparar os resultados com as legislações de segurança contra incêndio, pois a curva de aquecimento do forno não respeitou a curva de norma.

Ao analisar o aumento de carga devido à dilatação promovida pelo aumento da temperatura, foi notado que:

- a) O formato do gráfico do ganho de carga foi próximo do linear para duas das três paredes estudadas;
- b) realizando o comparativo com a equação da Resistência dos Materiais, considerando um comportamento elástico-linear, notou-se que os valores teóricos foram bem superiores aos medidos em ensaio;
- c) no estudo prévio realizado em um caso bastante desfavorável, simulando uma estrutura em concreto armado com mesmas cargas, ao analisar o DMF, observou-se que pode existir a possibilidade de os elementos estruturais serem submetidos a esforços não contemplados em projeto.

Ao avaliar a redução de resistências da argamassa, prismas e pequena parede frente às altas temperaturas, conclui-se que:

- a) A argamassa estrutural apresentou perda de resistência mais intensa se comparada a argamassas para concreto obtidas na literatura;
- b) a resistência residual média da argamassa a 400°C ficou em 56,6% na compressão e 39% na tração à flexão;
- c) na temperatura de 900°C, a argamassa mostrou-se sem resistência alguma, estando totalmente deteriorada;
- d) a perda de massa da argamassa foi pequena, apresentando 1,65% a 400°C e 5,67% a 900°C;
- e) os prismas mostraram menor perda de resistência do que a argamassa, sendo que a resistência residual média foi de 73% a 400°C e 48,7% a 900°C;
- f) a pequena parede, ensaiada à temperatura ambiente, obteve uma tensão de ruptura à compressão de 3,77 MPa e na que foi exposta a altas temperaturas, esse valor ficou em 2,58 MPa.

5.2 Sugestões

Sugere-se a continuidade de pesquisas em função de alguns dados coletados e a abrangência deste estudo:

- Analisar mais detalhadamente o incremento de carga nas alvenarias devido ao aumento de temperatura e propor equações de correlação entre o aumento de carga e a temperatura.
- Estudar melhor o efeito da temperatura sobre as argamassas estruturais, como a redução da resistência, módulo de elasticidade, perda de massa, verificando o quanto esses parâmetros são influenciados pela natureza do agregado e resistência da argamassa.
- Avaliar mais detalhadamente os efeitos da temperatura sobre prismas e paredes, realizando ensaios a diversas temperaturas e com a utilização de argamassas de outras resistências.
- Propor uma correlação entre a resistência residual de pequenas paredes e prismas cerâmicos submetidos ao mesmo nível de aquecimento.
- Utilizar fornos com taxa de aquecimento mais próxima à curva de norma a fim de que possam ser realizadas análises mais aprofundadas acerca do comportamento e desempenho dos materiais sob altas temperaturas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de estrutura mista aço-concreto**. 2000, 277p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001, 12p.

_____. **NBR 6479**: Portas e vedadores – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 1992, 08p.

_____. **NBR 9077**: Saída de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2001, 36p.

_____. **NBR 10636**: Paredes divisórias sem função estrutural – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 1989, 07p.

_____. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão, 2005, 09p.

_____. **NBR 13860**: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997, 10p.

_____. **NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro, 1999, 46p.

_____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2000, 14p.

_____. **NBR 15270**: Componentes cerâmicos Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005, 11p.

_____. **NBR 15270**: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005, 11p.

_____. **NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2005, 27p.

AYDIN, S. **Development of high-temperature-resistance mortar by using slag and pumice.** Fire Safety Journal, Vol 43, N° 8, Nov 2008, p. 610-617.

BAILEY, C. **Structural fire design: Core or specialist subject?.** The Structural Engineer, May 2004, p. 32-38.

BEALL, C. **Masonry Design and Detailing:** for architects, engineers and contractors. 4º ed., McGraw-Hill, 1997, 613p.

BEARD, A. N. **Flashover and boundary properties.** Fire Safety Journal, Vol 45, N° 2, Feb. 2010, p. 116-121.

BONITESE, K. V. **Segurança contra incêndio em edifício habitacional de baixo custo estruturado em aço.** 2007, 253 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, 2007.

BRENTANO, T. – **Como elaborar um plano de proteção contra incêndio (PPCI).** Apostila - (Curso de Extensão Universitária), Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, PUC/RS , Porto Alegre, RS , 2004, 95 p.

BRITEZ, C. A. **Avaliação de Pilares de Concreto Armado Colorido de Alta Resistência, Submetidos a Elevadas Temperaturas.** São Paulo, 2011. 252p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

CASONATO, C. A. **Ação de elevadas temperaturas em modelos de paredes de concreto e de alvenaria sob cargas de serviço.** 2007, 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

CB-02 – Comitê Brasileiro de Construção Civil. Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Projeto de revisão da NBR 14323. (proposta de substituição da NBR 14323: 1999). Rio de Janeiro, 2003, 89p.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio**. NUTAU, 2004.

_____. **Dimensionamento de pilares em situação de incêndio, conforme a nova NBR 15200:2004 – uma análise crítica**. Escola Politécnica da Universidade São Paulo, USP, Departamento de Estruturas e Fundações, [200-], 14p.

CÜLFIK, M. S.; ÖZTURAN, T. **Effect of elevated temperatures on the residual mechanical properties of high-performance mortar**. Cement and Concrete Research, Vol 32, N° 5, May 2002, p. 809-816.

European Committee for Standardization. **Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-2: General Actions: Actions on structures exposed to fire**. Brussels, 2002, 57p. prEN1991-1-2:2002.

_____. **Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-5: General Actions: Thermal actions**. Brussels, 2003, 52p. Pr EN 1991-1-5:2003.

_____. **Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design**. Brussels, 2004, 97p. Pr EN 1992-1-2:2004.

_____. **Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design**. Brussels, 2003, 73p. Pr EN 1996-1-2:October 2003.

GALES, J. A. **Transient high-temperature prestress relaxation of unbonded prestressing tendons for use in concrete slabs**. Kingston, Sep. 2009. 177p. (Thesis) Department of Civil Engineering , Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 2009.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P. E. **Microstructure of fire-damaged concrete. A case study**. Cement and Concrete Composites, Vol 27, n° 02, Feb. 2005, p. 255-259.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos de Física 2 – Gravitação, ondas e termodinâmica**. Tradução Aldir Moyses Luiz (et al.). 3° ed., LTC – Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 1994, 288p.

HARMATHY, T. Z.; SULTAN, M. A.; MacLAURIN, J. W. **Comparison of severity of exposure in ASTM E 119 and ISO 834 fire resistance tests**. Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol 15, N° 6, Nov. 1987, p. 371-375.

HENDRY, E. A. W. **Masonry walls: materials and construction**. Construction and Building Materials, Vol 15, Nº 8, Dec 2001, p. 323-330.

INTERNATIONAL ORGANISATION FOR STANDARDISATION. **ISO 8421** – Fire Protection – Vocabulary – Part 1: General terms and Phenomena of fire. International Organisation for Standardisation. Geneva, 1987, 06p.

KAEFER, E. C.; SILVA, V. P. **Análise paramétrica de um incêndio conforme novo Eurocode 1**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, Departamento de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2003, 14p.

KIMURA, E. F. A. **Análise termoestrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. 2009, 225p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, 2009.

KLEIN, D. L.; CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P. da; LIMA, R. C. A. de. **Análise da transmissão de calor em paredes de PVC recheadas com concreto e em alvenaria de blocos cerâmicos maciços e vazados**. In: XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, 2004, Buenos Aires, 2004.

_____. **Resistência a altas temperaturas de um sistema construtivo composto por paredes de PVC recheadas de concreto**. 46º Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis, [2004].

KARAHAN, O. **Residual compressive strength of fire-damaged mortar after post-fire-air-curing**. Fire and Material, Vol 35, Issue 8, Dec. 2011, p. 561-567.

KUMAR, S.; RAO KAMESWARA, C. V. S. **Fire load in residencial buildings**. Buildings and Environment, Vol 30, Nº 2, Apr. 1995, p. 299-305.

LANDI, F. R. **Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado**. Boletim técnico 01/86, Escola Politécnica de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, USP, São Paulo, 1986. 22 p.

LANTADILLA, M. I. S. **Descripcion y analisis de incêndios importantes para proponer critérios de diseño**. Santiago de Chile, Enero 2007. 193p. Memoria para optar al título de ingeniero civil – Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile, 2007.

LIMA, R. C. A. de. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005, 241p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. 2000. 213 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2000.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, PINI, 1997, 573 p.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. Guimarães, 2007. 312p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGANELLO, A. M. P. **A ação do fogo sobre os componentes do concreto**. Ciência Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, Jan/Mar. 2011.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Salvador E. Giammusso (Tradução), São Paulo, PINI, 2º ed., 1997, 828 p.

NADJAI, A.; O´GARRA, M.; ALI, F. **Finite element modeling of compartment masonry walls in fire**. Journal of Computer & Structures, Vol 81, nº 18-19, Aug. 2003, p. 1923-1930.

NAHHAS, F. AI; SAADA, R. A.; BONNET, G.; DELMOTTE, P. **Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experimental and thermal modeling**. Applied Thermal Engineering, vol 27, Nº 1, Jan. 2007, p. 258- 267.

NGUYEN, T.-D.; MEFTAH, F.; CHAMMAS, R.; MEBARKI, A. **The behavior of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in case of hollow burnt-clay bricks**. Fire Safety Journal, Vol 44, Nº 4, May 2009, p. 629-641.

O´CONNOR, D. J.; MORRIS, B.; SILCOCK, G. W. H. **A methodology for the fire resistance testing of structural components at reduced scale**. Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol 25, Nº 3, 1997, p. 273-282.

PIOLLI, O. J. **Sistemas fixos de combate a incêndio**. 2003, 82 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003.

POLICIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, Corpo de Bombeiros. **Instrução Técnica nº 08/2004**: Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao fogo dos elementos de construção. Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, São Paulo, 2004.

_____. **Instrução Técnica nº 09/2004**: Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical. Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, São Paulo, 2004.

PORTO ALEGRE. **Lei Complementar nº 420/1998** – Código de Proteção contra Incêndio de Porto Alegre. CORAG – Assessoria de Publicações Técnicas – 4º Ed. Porto Alegre, RS, 2001.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering design of structures**. Butterworth - Heinemann. Great Britain, 2nd ed., 2007, 389 p.

RELATÓRIO TÉCNICO nº 05/2007. **Análise de Ação de Altas Temperaturas em Paineis em Alvenaria de Blocos Cerâmicos Vazados**. Pauluzzi Produtos Cerâmicos LTDA, Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, LEME/UFRGS, Porto Alegre, Abr. 2007.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. **Parede de Alvenaria de Blocos Cerâmicos com Função Estrutural** – Determinação da Resistência ao Fogo. Relatório DCT.C.15.0001.2006-R0, PAULUZZI Produtos Cerâmicos Ltda e IRMÃOS CIOCCARI & Cia Ltda, Departamento de apoio e controle tecnológico, Laboratório de Solos, Furnas Centrais Elétricas S.A., Goiânia, Jan. 2006.

RIGÃO, A. O. **Comparação entre modelos estruturais para edifícios**. 2008, 82 p. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, Santa Maria, 2008.

RIO GRANDE DO SUL. **Decreto nº 38.273**, de 09 de Março de 1998. Altera as Normas Técnicas de Prevenção de Incêndios, aprovadas pelo Decreto nº 37.380 de 29 de Abril de 1997.

SABBATINI, F. H. **Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente**. Boletim técnico 02/86, Escola Politécnica de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, USP, São Paulo, 1986. 26 p.

SAHMARAN, M.; KASAP, O.; DURU, K.; YAMAN, I. O. **Efects of mix composition and water-cement ratio on the sulfate resistance of blended cements**. Cement and Concrete Composites, Vol 29, 2007, p. 159-167.

SANTOS, M. J. F. dos. **Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassas**. 2008. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

SEITO, A. I. (coord.), et. al. **A segurança contra Incêndio no Brasil**. Projeto Editora, São Paulo, 2008, p. 497.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo, Zigurate Editora, 2004, 256 p.

_____. **Sobre o coeficiente γ_{s1} do método do tempo equivalente para a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo das estruturas**. Revista Minerva, vol 5, nº 3, 2008a, p. 315- 321.

SILVA, N. G. da; CAMPITELI, V. C. **Correlação entre módulo de elasticidade dinâmico e resistências mecânicas de argamassas de cimento, cal e areia** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 8, n. 4, out/dez 2008b, p. 21-35.

STECKEL, A. L. P. A. **Proposta de adequação da NBR 9077 para locais de reunião de público**. Universidade Federal de Santa Maria, Monografia de Especialização, UFSM, Santa Maria, 2004, 113 p.

TAVARES, R. M. **An analysis of the fire safety codes in Brazil: Is the performance-based approach the best practice?**. Fire Safety Journal, Vol 44, Nº 5, July 2009, p. 749-755.

TIPLER, P. A. **Física**. tradução: Horácio Macedo, Vol 1b, 2º edição. Rio de Janeiro: ed. Guanabara Dois, 1984, 587 p.

WALD, F. **Models of heat development in fire compartment**. Centre Integrated Design of Advanced Structures, 2005, 02 p.

WENDT, S. C. **Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperatura alcançadas e da degradação térmica.** 2006, 183p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

YÜZER, N.; AKÖZ, F.; ÖZTÜRK, L. D. **Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature.** Cement and Concrete Research, Vol 34, N° 10, Oct. 2004, p. 1803-1807.

APÊNDICE

Apêndice A – Estudo prévio do comportamento de argamassas estruturais frente ao aquecimento

Conforme já relatado no item 3.1 deste trabalho, não foi obtida nenhuma bibliografia sobre o desempenho de argamassas de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas. Portanto, foi realizado um estudo preliminar aquecendo as amostras a uma temperatura da ordem de 900°C.

Ao expor argamassas de diversas resistências às mesmas condições térmicas da terceira parede, um dos dados que se pretendia verificar era a redução da resistência. Porém, após o desenvolvimento desse ensaio, se constatou que não havia resistência residual em nenhuma amostra, havendo a completa degradação dessas posteriormente quando deixadas em condições ambientais.

No dia posterior ao ensaio, com a retirada da terceira parede, foi aberto o forno e as argamassas ensaiadas permaneciam inteiras ainda. As que possuíam maior resistência sem aquecimento (10 e 12 MPa) se apresentavam mais fissuradas em relação às menos resistentes, conforme mostrado na Figura 46. Entretanto, com cuidado era possível a manipulação das amostras. Transcorridos dois dias, todas as amostras tiveram completa deterioração, impossibilitando seu manuseio (Figura 47).

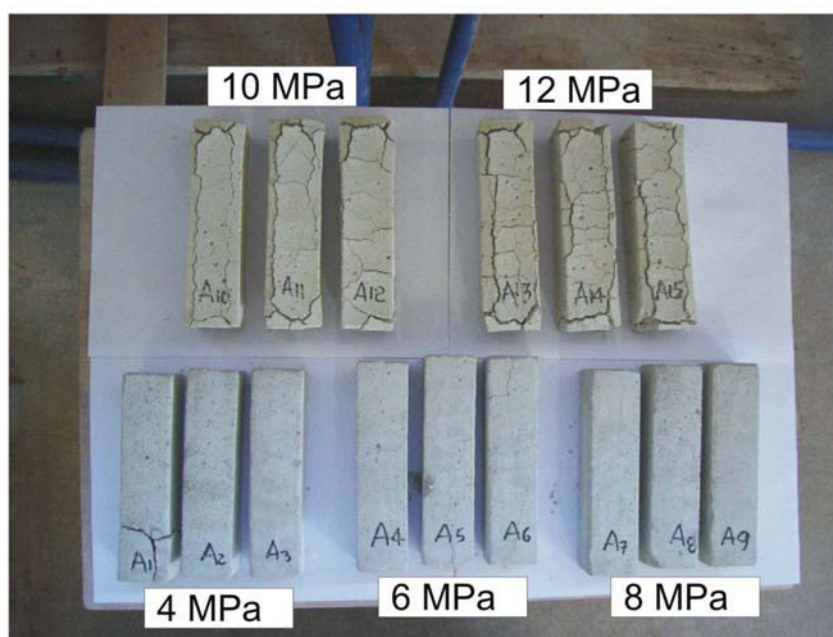


Figura 46 – Argamassas submetidas às altas temperaturas após retirada do forno.

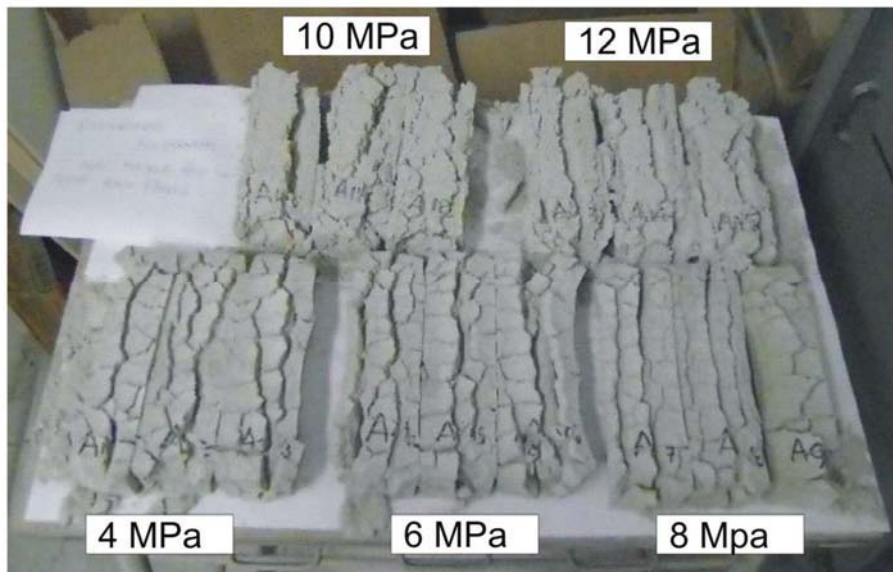


Figura 47 – Argamassas submetidas às altas temperaturas após dois dias.

Como as argamassas são industrializadas, não se conhece corretamente o traço utilizado em cada uma delas, portanto não se pode fazer uma análise mais aprofundada de todas as variáveis responsáveis por esse comportamento. As argamassas de maior resistência (10 e 12 MPa), possuem certamente um maior teor de cimento em relação às demais e também foi descoberto que o agregado utilizado era de origem calcárea (evidenciado pela análise química) nessas duas argamassas. O cimento, ao se hidratar, passa por diversas reações intermediárias, e que depois ao se estabilizar, entre outros componentes, forma o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e este componente, ao ser aquecido a altas temperaturas, perde água da sua molécula, causando retração. Já o calcário, a temperaturas próximas de 600°C, apresenta modificação da sua estrutura e alteração de volume. Por essas razões, acredita-se que as argamassas de resistências mais elevadas apresentaram fissuração maior em relação às demais.

Argamassas estruturais possuem grande concentração de hidróxido de cálcio e estas, ao serem aquecidas, passam por um processo de calcinação, originando óxido de cálcio. Esse componente ao reagir com a água volta a formar o hidróxido de cálcio, sendo uma reação expansiva. Possivelmente, as argamassas após a retirada do forno possuíam grande concentração de óxido de cálcio e nenhuma umidade. Ao serem deixados no ambiente, absorveram umidade, e o óxido de cálcio

transformou-se em hidróxido de cálcio. Acredita-se que esse motivo foi o responsável pela degradação completa das amostras.

As argamassas que permaneceram à temperatura ambiente foram rompidas em equipamento específico e obedecendo as prescrições da NBR 13279:2005. Os resultados das resistências médias estão apresentados no Quadro 15.

Argamassa	Resistência média		Desvio padrão		Coef. de variação	
	Tração (MPa)	Compressão (MPa)	Tração (MPa)	Compressão (MPa)	Tração	Compressão
DB AE4	1,26	6,05	0,07	0,78	5,69%	12,86%
DB AE6	1,38	6,81	0,07	0,90	4,92%	13,24%
DB AE8	1,68	8,63	0,25	1,00	14,92%	11,60%
FIDA AE10	2,55	13,23	0,42	1,37	16,57%	10,32%
FIDA AE12	2,74	14,69	0,04	0,92	1,48%	6,29%

Quadro 15 – Resistência média das argamassas estudadas.

Com a finalidade de estudar uma possível alteração nos componentes químicos das argamassas antes e após o aquecimento, foi realizado um ensaio de caracterização química em algumas argamassas.

Das argamassas submetidas ao aquecimento de 900°C, foram selecionados três lotes. Desses lotes, foram escolhidas as argamassas de 6 MPa, 8 MPa e 10 MPa, sendo que a composição química dessas amostras foi comparada com amostras de mesma resistência que permaneceram à temperatura ambiente. O critério de escolha foi pensado para abranger todos os níveis de resistência, uma vez que a argamassa de 6 MPa mostrou resistência de ruptura próxima a de 4 MPa, a de 10 MPa obteve resistência próxima a de 12 MPa e a de 8 MPa foi escolhida por ser uma resistência intermediária.

A análise química das amostras foi realizada por laboratório terceirizado, utilizando o método de fluorescência de raios-X (fusão com tetraborato de lítio) e a perda ao fogo, com aquecimento de 405 até 1000°C. A Tabela 10 apresenta a análise química das amostras antes e após a exposição às altas temperaturas.

Tabela 10 – Análise química das argamassas.

Amostra	SiO₂ (%)	Al₂O₃ (%)	Fe₂O₃ (%)	CaO (%)	MgO (%)	TiO₂ (%)	NaO₂ (%)	K₂O (%)	Perda fogo (%)
<i>ARG 6N</i>	76,1	1,35	0,93	10,6	2,52	0,08	0,19	0,50	6,42
<i>ARG 6F</i>	78,3	1,42	0,85	11,4	2,71	0,08	0,21	0,52	3,12
<i>ARG 8N</i>	74,0	1,46	0,85	11,8	2,76	0,07	0,20	0,55	6,64
<i>ARG 8F</i>	79,3	1,39	0,70	11,0	2,57	0,09	0,21	0,52	2,57
<i>ARG 10N</i>	13,3	1,69	1,21	33,7	16,8	0,11	0,20	0,29	33,38
<i>ARG 10F</i>	16,2	2,11	1,52	42,3	21,2	0,14	0,25	0,36	14,37

A primeira coluna da tabela apresenta a designação das argamassas ensaiadas. O número refere-se à resistência característica da argamassa, o índice “N” designa a amostra que ficou a temperatura ambiente e o índice “F” a amostra submetida ao aquecimento.

Nas argamassas de 6 e 8 MPa, a composição percentual dos elementos químicos analisados é bem semelhante para essas duas resistências, pois as argamassas são oriundas do mesmo fabricante. A perda ao fogo nas argamassas de 6 e 8 MPa foi pequena, com valores próximos a argamassas de cimentos compostos encontrados na literatura como de 5,12 % para um cimento composto com 31,8% de cinza volante (SAHAMARAN et al, 2007) ou de 4,97% para um cimento CII Z 32 (SILVA e CAMPITELI, 2008a). As amostras de 10 MPa, apresentaram valores de perda ao fogo bem elevados se comparados às argamassas de menor resistência. Esse comportamento está ligado ao tipo de agregado utilizado nas argamassas.

É possível inferir que o agregado utilizado na argamassa de 10 MPa é proveniente de uma rocha calcária dolomítica, pois o teor de CaO e MgO é mais elevado que as demais amostras. Esse tipo de rocha é rica em CaCO₃ que ao ser aquecido a altas temperaturas, libera CO₂, formando CaO, havendo perda de massa, comprovando os resultados mostrados na Tabela 10 para essa argamassa.

Sendo assim, se observa que o tipo de agregado usado tem influência na estabilidade química da argamassa ao ser submetida a temperaturas elevadas, pois agregados silicosos conferem menor alteração química em relação aos calcários, que se decompõem a temperaturas menores, causando maior degradação da pasta na argamassa.