



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,  
ARQUITETURA E URBANISMO**

**Comportamento de estruturas de concreto de edifícios  
industriais compartimentados submetidos à situação de incêndio**

**Leandro José Lopes Zabeu**

**Campinas**  
*2011*

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**Leandro José Lopes Zabeu**

**Comportamento de estruturas de concreto de edifícios  
industriais compartimentados submetidos à situação de incêndio**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

**Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida**

Campinas

2011

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

Z11c Zabeu, Leandro José Lopes  
Comportamento de estruturas de concreto de edifícios industriais compartimentados submetidos à situação de incêndio / Leandro José Lopes Zabeu. --Campinas, SP: [s.n.], 2011.

Orientador: Luiz Carlos de Almeida.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Fogo - Testes de resistência. 2. Concreto armado. 3. Modelagem matemática. I. Almeida, Luiz Carlos de. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Behaviour of concrete structures of compartmented industrial buildings subjected to fire conditions

Palavras-chave em Inglês: Fire - Resistance tests, Concrete, Mathematical modeling

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho, Isaias Vizotto

Data da defesa: 04-08-2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**Leandro José Lopes Zabeu**

**Comportamento de estruturas de concreto de edifícios  
industriais compartimentados submetidos à situação de  
incêndio**

Dissertação apresentada à Comissão de pós-graduação Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

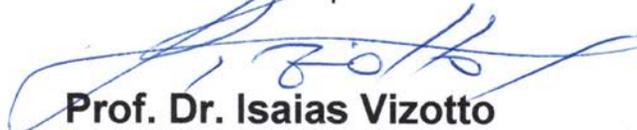
**Comissão Examinadora**



**Prof. Dr. Luiz Carlos De Almeida**  
Presidente e Orientador: FEC/UNICAMP



**Prof. Dr.ª. Ana Elisabete Paganelli G. A. Jacintho**  
PUC - Campinas



**Prof. Dr. Isaias Vizotto**  
FEC/UNICAMP

Campinas, 04 de Agosto de 2011

## **Dedicatória**

Ao pequeno Lucas José, meu filho

## **Agradecimentos**

Agradeço a Deus e seus mensageiros que em todos os momentos transmitiram serenidade, perseverança e amor, principalmente nos momentos de cansaço.

À Comissão de Pós-Graduação da FEC/UNICAMP, por manter o programa de Pós-Graduação pela modalidade de aluno especial, sem a qual realizar a dissertação teria sido impossível.

A Professora Ana Elisabete Jacintho, pela seriedade, dedicação e profissionalismo demonstrados nas aulas por auxiliar no amadurecimento do tema desta dissertação, sem a qual este trabalho não teria iniciado

Ao Professor Luiz Carlos de Almeida, por aceitar orientar a dissertação e em todo o apoio dispensado ao trabalho, permitindo que este evoluísse, tornando-se realidade.

Ao Engenheiro Paulo Prestes Castilho mentor para todas as horas e grande mestre cujos ensinamentos ajudaram a moldar um engenheiro.

A Engenheira Keity Regina Gomes Zabeu, amiga, sócia, esposa e acima de tudo uma companheira fantástica cuja ajuda enriqueceu e viabilizou este trabalho.

A minha mãe Inaiá Luzia, que proporcionou todas as oportunidades de estudo que culminaram nesta dissertação de Mestrado.

De toda a vida que eu vejo  
A vida que não se cansa  
É a vida que não se afasta  
Dos caminhos da esperança

## Resumo

Zabeu, Leandro José Lopes. **Comportamento de estruturas de concreto de edifícios industriais compartimentados submetidos à situação de incêndio.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. 155p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2011.

As edificações em geral estão sujeitas ao efeito do fogo, que impõe ações térmicas para as suas estruturas, modificando o seu comportamento, degradando os materiais constituintes, resultando na redução da capacidade portante. No caso das indústrias, é normal a existência de compartimentações que permitem a independência entre as diversas instalações e processos. Estas divisões são garantidas por elementos corta-fogo, sejam estes horizontais, representados pelas lajes, ou verticais, garantidos através de paredes. As características mínimas funcionais das edificações são determinadas pelas legislações estaduais, que orientam e determinam a necessidade de compartimentações, quanto às necessidades estruturais, e são complementadas pela NBR15.200:2004. Essas orientações visam apenas a remoção dos ocupantes das edificações, sem se preocupar com a resposta das estruturas e na maneira que reagem ao efeito da energia térmica. Em algumas instalações industriais compartimentadas, apesar de uma unidade ser paralisada devido a um incêndio, as unidades contíguas devem continuar sua operação normal. Entretanto as normas em vigor não contemplam esta utilização da estrutura durante e após o tempo de resistência ao fogo – TRRF. Neste trabalho foi realizado através da modelagem numérica de uma edificação industrial, executada em concreto armado, de uma subestação abrigada composta de três células contíguas onde são instalados equipamentos utilizados na distribuição de energia elétrica. Tais equipamentos são resfriados a óleo e sujeitos ao incêndio, e em caso de sinistro em alguma unidade as demais devem permanecer em serviço. Através da variação das diversas metodologias executivas em concreto armado (estrutura pré-moldada isostática, pré-moldado hiperestático e moldado in-loco), foi observado o comportamento global da estrutura. Esta variação da metodologia executiva reflete

diretamente na rigidez das ligações e da estrutura. A análise do comportamento estrutural foi realizada através da comparação entre os resultados de dimensionamento, desempenho, bem como a influência no custo unitário. Finalmente foi sugerida uma opção de concepção estrutural para uma edificação que apesar de sujeita a um sinistro, deve permanecer em condições de atender a sua utilização.

Palavras chaves: Resistência ao fogo, estrutura de concreto, modelagem numérica.

## **Abstract**

The buildings in general are subject to the effects of fire, which imposes thermal actions for their structures, by modifying their behavior, degrading the constituent materials, resulting in a lower load bearing capacity. In industries, it is normal the existence of compartmentalization that enable independence among different facilities and processes. These divisions are guaranteed by the stop fire elements, whether horizontal, represented by the slabs, or vertical, secured through firewalls. The minimum functional characteristics of the buildings are determined by state laws that guide and determine the need for partitioning, and structural needs are complemented by NBR15.200: 2004. These guidelines are intended only to remove the occupants of buildings, without worrying about the response of structures and the way they react to the effect of thermal energy. In some Compartmentalized industrial facilities, even if one unit is paralyzed due to a fire, contiguous units should continue its normal operation. However the current rules do not contemplate this use of the structure during and after the time of fire resistance - TRRF determined by the rules. This research was conducted through numerical modeling of an industrial building, executed in concrete, housed in a substation consisted of three contiguous cells where are installed the equipment used in electricity distribution. Such devices are oil-cooled and subjected to fire, in case of accident in some unit, the others must remain in service. By varying the different executive methodologies in reinforced concrete structure (pre-shaped isostatic, hyperstatic precast and cast in-place) was observed the overall behavior of the structure. This change in executive methodology directly reflects the stiffness of the structure and connections. The analysis of the structural behavior was conducted by the comparison of the results of scalability, performance, and the influence on unit cost. Finally an option was suggested for the structural design of a building which, although subject to a claim, must remain able to meet its use.

Keywords: Fire, concrete structure, numerical modeling.

## Lista de figuras

Figura 1 - Mecanismos de Retro-Alimentação da reação de combustão em um ambiente compartimentado (SHIELDS & SILCOCK <i>apud</i> CUOGUI, 2006).....	24
Figura 2 - Fenômeno da Combustão (MELHADO, 1990) .....	25
Figura 3 – Fluxo de calor por condução - Fonte: Seito et al (2008) <i>apud</i> Sant Anna (2009) .....	28
Figura 4 – Fluxo de calor por condução-Fonte: Seito et al (2008) <i>apud</i> Sant`Anna (2009).....	29
Figura 5 – Fluxo de calor por radiação - Fonte: Seito et al (2008) <i>apud</i> Sant`Anna (2009).....	30
Figura 6 - Curva temperatura-tempo típica de um incêndio real. (REGOBELLO, 2007) .....	32
Figura 7 - Temperatura X Tempo em função da ventilação e carga de incêndio (Adaptado de Cuoghi, 2006) .....	33
Figura 8 - Fases de Incêndio, FERNANDES (2006).....	35
Figura 9 – Trocas de Calor em Incêndios, FERNANDES (2006) .....	36
Figura 10 - Curva Padrão ISO-834 .....	42
Figura 11 - Curva de Hidrocarbonetos.....	44
Figura 12 - Curva ASTM E119 .....	45
Figura 13 - Sobreposição de curvas padrão.....	46
Figura 14 - Comportamento da água X temperatura .....	52
Figura 15 – Coeficiente de expansão térmica do agregado. SOUZA (2005) .....	55
Figura 16 – Gráfico a partir da Tabela 6 - $k_{c,\theta} = f_{ck,20^{\circ}C} / f_{ck,\theta}$ .....	59
Figura 17 – Gráfico a partir da Tabela 7 - $k_{cE,\theta} = E_{c,20^{\circ}C} / E_{c,\theta}$ .....	61
Figura 18 - (a) Efeito da temperatura na resistência à compressão (MPa) e (b) Efeito da temperatura no módulo de elasticidade (GPa), (VELASCO et al. (2003)).....	62

Figura 19 - Redução de resistência à compressão de concretos feitos com agregado calcário : (A) aquecido sem carregamento e ensaiado quente; (B) aquecido com carga de 0,4 fcj e ensaiado quente. (C) aquecido sem carga e ensaiado 7 dias depois conservado a 21o.C (NEVILLE (1997) apud WENDT (2006) .....	64
Figura 20 - Média de resistências a compressão por tipo de resfriamento - WENDT (2006) .....	66
Figura 21 - Coeficiente $k_{c,t}(\theta)$ , para diminuição da resistência à tração ( $f_{ck,t}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004) .....	85
Figura 22 - Coeficiente $k_{c,t}(\theta)$ , para diminuição da resistência à tração ( $f_{ck,t}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004) .....	86
Figura 23- Variação do fator de redução $\eta_{fi}$ com a relação de carga permanente ( $G_k$ ) / acidental ( $Q_{k,1}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004 .....	87
Figura 24 - Curvas Isotérmicas para viga 160 X 300 mm para TRRF-90 - Fonte: EUROCODE part1-2 (2004).....	98
Figura 25 – Isoterma 500° C para viga 160 X 300 mm - Fonte: EUROCODE part1-2 (2004) .....	98
Figura 26 - Domínio 3 de Deformação para peça em situação de incêndio para método dos 500° C.....	101
Figura 27 - Flexão Composta Reta para peça em situação de incêndio para método dos 500° C.....	102
Figura 28 - Diagrama tensão-deformação para ELU, conforme NBR6118.....	103
Figura 29 - Diagrama Tensão-Deformação idealizado para condição de incêndio. COSTA (2002) .....	103
Figura 30 - Seção reduzida dos elementos expostos ao fogo, desprezando espessura fictícia $a_z$ . EUROCODE part. 1-2 (2004). .....	106
Figura 31 - Redução da seção transversal $a_z$ , para vigas ou lajes usando concreto com agregado silicosos .....	107
Figura 32 - Redução da seção transversal $a_z$ , para pilares e pilar-parede usando concreto com agregado silicoso.....	107

Figura 33 - Redução da tensão de compressão do concreto utilizando concreto com agregado silicoso.....	108
Figura 34 - Subestação da AES Eletropaulo, onde foi registrado incêndio em 2010 .....	110
Figura 35 - Incêndio em Transformador Abrigado - 1 .....	110
Figura 36 - Incêndio em Transformador Abrigado - 2 .....	110
Figura 37 - Esquema básico de uma subestação abrigada .....	112
Figura 38 - Configuração das células dos transformadores .....	113
Figura 39 – Detalhe interno da célula do transformador .....	114
Figura 40 - Forma da cobertura - básica.....	115
Figura 41 - Forma da laje de exaustores.....	116
Figura 42 - Curvas de temperatura para laje - h-20 cm - Adaptado do EUROCODE (2004) .....	120
Figura 43 – Perfil esquemático da edificação processada .....	121
Figura 44 - Envoltória de momentos fletores ( $S_k = S_g + 0,8 * S_q + 0,857 * S_{temp}$ ) – Incêndio Célula Central .....	124
Figura 45 - Envoltória de momentos fletores ( $S_k = S_g + 0,8 * S_q + 0,857 * S_{temp}$ ) – Incêndio Célula Lateral.....	124

## Lista de tabelas

Tabela 1 - Curva Padrão ISO-834 (desenvolvimento da equação 2.2) .....	42
Tabela 2 - Curva de Hidrocarbonetos (desenvolvimento da equação 2.3) .....	43
Tabela 3 - Curva ASTM E119 (elaborado pelo autor) .....	45
Tabela 4 - Condutividade Térmica dos Agregados. Adaptado de SILVA (2005) .....	54
Tabela 5 – Reação dos agregados às temperatura .....	55
Tabela 6 – Valores de $K_c$ em função da temperatura para dois tipo de agregados. ....	58
Tabela 7 – Valores de $K_{c,E}$ em função da temperatura para dois tipo de agregados. ....	60
Tabela 8 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) – Instrução Técnica 08 – PMESP (2001) .....	73
Tabela 9- Resistência ao fogo para alvenarias - CBPMESP (2001). ....	74
Tabela 10 – Trecho do ANEXO A do código de prevenção de incêndio do CB-PMP. CB-PMP (2001) .....	75
Tabela 11 - Valores de $c_1$ em mm, para armadura passiva .....	80
Tabela 12 - Valores para os principais parâmetros de tensão, para concretos de peso normal para agregados silicosos e calcários, conforme EUROCODE 1-2 (2001) .....	85
Tabela 13 – Comparação de Métodos Tabulares para LAJES, referência COSTA E SILVA (2004) .....	93
Tabela 14 - Comparação de Métodos Tabulares para VIGAS ISOSTATICAS, referência COSTA E SILVA (2004) .....	93
Tabela 15 - Comparação de Métodos Tabulares para VIGAS HIPERESTÁTICAS, referência COSTA E SILVA (2004) .....	94
Tabela 16 - Comparação de Métodos Tabulares para PILARES, referência COSTA E SILVA (2004) .....	95
Tabela 17- Majoração do limite da isoterma 500°C para Concreto de Alta Resistência – CAR. COSTA E SILVA (2004) .....	99

Tabela 18 - Mínimas dimensões para seção transversal em função do TRRF e da carga térmica (para curva padrão e exposição padrão ao fogo) - EUROCODE PART 1-2 (2004) .....	100
Tabela 19 - Fatores de redução da resistência ( $\kappa_s, \theta$ ) e do módulo de elasticidade ( $\kappa_{Es}, \theta$ ) (EN 1991-1-2 (2002)) e fator de majoração da ductilidade ( $\kappa_{Es}, \theta$ ) de aços laminados à quente. ....	104
Tabela 20 – Coeficiente de Plastificação / Rigidez das ligações do modelo estrutural.....	122
Tabela 21 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Peso Próprio + Cargas Permanentes+ Acidental .....	126
Tabela 22 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Incêndio Célula Central .....	126
Tabela 23 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Incêndio Célula Lateral.....	127
Tabela 24 - Esforços solicitantes em Vigas - Momento Fletor .....	129
Tabela 25 - Esforços solicitantes em Vigas - Esforço Cortante.....	130
Tabela 26- Momento Fletor - Carregamento Temperatura –Incêndio Célula Lateral.....	131
Tabela 27- Força Cortante - Carregamento Temperatura - Incêndio Célula Lateral.....	131
Tabela 28- Momento Fletor - Carregamento Temperatura –Incêndio Célula Central ....	132
Tabela 29- Força Cortante - Carregamento Temperatura - Incêndio Célula Central ....	132
Tabela 30 - Envoltória de Esforços - Momento Fletor .....	134
Tabela 31 - Envoltória de Esforços - Força Cortante.....	134
Tabela 32 - Relação x/d para vigas - Envoltória de Carregamentos.....	136
Tabela 33 - Resumo de Aço - Comparativo .....	137
Tabela 34 - Custo comparativo das estruturas estudadas.....	138

## Sumário

1.	Introdução.....	17
1.1	Justificativa.....	19
1.2	Objetivo.....	20
1.3	Plano de trabalho.....	21
2.	O fogo e suas ações nas estruturas.....	23
2.1	O incêndio e seus riscos.....	23
2.2	O conceito da carga de incêndio.....	25
2.3	Tipos de Combustão.....	26
2.4	Transferência de calor.....	27
2.4.1	Transferência de calor por condução.....	27
2.4.2	Transferência de calor por convecção.....	28
2.4.3	Transferência de calor por radiação.....	29
2.5	Incêndio compartimentado.....	31
2.6	Transferência de calor em incêndios.....	35
2.7	Propagação do fogo.....	37
2.8	Duração do incêndio compartimentado.....	38
2.9	Curvas normalizadas de incêndio.....	39
3.	Comportamento do material concreto quando submetido à altas temperaturas.....	49
3.1	Efeito da alta temperatura no concreto.....	50
3.2	Temperatura dos elementos constituintes.....	51
3.2.1	Água.....	51
3.2.2	Argamassa.....	52
3.2.3	Agregados.....	53
3.2.4	Aço.....	56
3.3	Propriedades mecânicas.....	56
3.3.1	Histórico de carregamentos.....	63

3.3.2	Taxa de resfriamento.....	65
3.3.3	Lascamentos.....	66
4.	Normas nacionais e internacionais.....	71
4.1	Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo – CB-PMESP.....	71
4.2	Corpo de Bombeiros do Estado do Paraná.....	74
4.3	NBR15.200- Projeto de Estruturas de Concreto em situação de incêndio. ....	76
4.3.1	Método tabular.....	79
4.3.2	Método simplificado de cálculo.....	82
4.3.3	Métodos avançados de cálculo.....	82
4.4	Eurocode – Part 1-2 – <i>Structural fire design</i> .....	83
4.4.1	Perda de Resistência do concreto.....	84
4.4.2	Considerações e metodologias utilizadas.....	86
4.4.3	Método Tabular.....	90
4.4.4	Métodos Simplificados de Cálculo – Método dos 500° C.....	97
4.4.5	Métodos Simplificados de Cálculo – Método de Hertz.....	105
5	Estudo de Caso.....	109
5.1	Estrutura de Estudo.....	111
5.2	Modelo matemático computacional.....	118
5.3	Modelagem estrutural.....	120
5.4	Resultados.....	122
5.4.1	Lajes.....	123
5.4.2	Pilares.....	125
5.4.3	Vigas.....	128
5.5	Custo das estruturas propostas.....	138
6.	Conclusão.....	139
7.	Referências bibliográficas.....	143

## 1. Introdução

As normas e legislações para consideração do efeito do incêndio em edificações vêm sendo aperfeiçoadas ao longo dos anos, bem como as pesquisas do efeito do fogo sobre os elementos estruturais. Entretanto, pesquisa e legislação são desenvolvidas proporcionalmente à economia do país, isto é, em países ricos e desenvolvidos a preocupação com o efeito da ação do fogo nas edificações é maior, enquanto em países emergentes ou em desenvolvimento este tema tem importância relativa, uma vez que o número de problemas a serem solucionados é grande. Segundo CUOGUI (2006), o desenvolvimento do país pode ser medido pela produção de trabalhos científicos e técnicos. O Brasil, que possui inúmeras carências, por ser um país em desenvolvimento, aceita certos níveis de risco impraticáveis em outros países, tal como ser necessária a proteção contra incêndio em residências unifamiliares.

Segundo SEITO (2008), as cidades brasileiras têm seu risco de incêndio nos edifícios majorado devido a fatores que englobam a utilização de materiais combustíveis sem análise de seu comportamento, maior consumo de energia em edificações, projeto de edifícios altos sem projeto específico de segurança contra incêndios, aliada a falta de regulamentação específica.

No Brasil, a legislação referente à prevenção e combate a incêndio é de responsabilidade estadual, ou seja, do Corpo de Bombeiros de cada Estado da Federação. Todavia, esta legislação não caminha em paralelo com a normatização regulamentada pela ABNT, com exceção do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, uma vez que tais normas não possuem vinculações às legislações estaduais, quanto aos requisitos mínimos das edificações.

Segundo CUOGUI (2006), é correto afirmar que em todos os casos o foco principal do legislador é a proteção à vida, enquanto o das seguradoras é a proteção patrimonial. ROSCO (1975), NFPA (1983) *apud* MELHADO (1990), ressaltam em seus trabalhos a importância de se permitir a recuperação estrutural do edifício, visando à continuidade operacional após a ocorrência do sinistro.

Este desprezo às condições das edificações, após o término do incêndio, pode ser explicitada pela maneira como são caracterizadas na legislação, em especial o CBESP – Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, que distingue a construção sempre pelo tipo de ocupação e altura da estrutura, ou seja, as condições necessárias para total remoção dos ocupantes.

De acordo com CUOGUI (2006), as conseqüências de um incêndio não se limitam ao dano direto, uma vez que apesar da indenização do seguro, 30% das empresas encerram suas atividades dois ou três anos após o incêndio. Esta abordagem ganha relevância quando o incêndio ocorre em instalações industriais, que possuem características específicas de acordo com a área de atuação.

Nas instalações industriais os sistemas são concebidos para não haver paralisação, ou seja, são dimensionados com redundância para em caso de pane ou sinistro, em pontos específicos, os trabalhos não sejam interrompidos em sua totalidade. Como exemplo, podem ser citadas as indústrias cuja produção se baseia em auto-forno, não podendo ser simplesmente desligado ou interrompido, em caso de pane no sistema. Outro exemplo importante são as subestações elétricas, pertencentes às grandes indústrias (parte integrante do processo) ou às concessionárias elétricas, cuja principal função é abastecer centros urbanos.

As edificações compartimentadas, onde cada equipamento possui sua célula de trabalho, independente das demais, para que em caso de paralisação de uma unidade, seja por manutenção ou sinistro, as demais deverão continuar seu funcionamento independentemente da gravidade da paralisação.

Esta consideração é válida para qualquer tipo de edificação industrial onde a separação entre diversas unidades ou depósitos permite a redução da extensão de possíveis danos, tais como em depósitos de produtos farmacêuticos ou químicos onde este isolamento impõe que apenas parte dos materiais ou equipamentos seja comprometida por eventual sinistro.

Em sua grande maioria, as instalações industriais têm sua arquitetura funcional distribuída em compartimentos isolados por paredes corta-fogo, de maneira a permitir o

funcionamento de compartimentos adjacentes aos locais atingidos. Todavia, estas compartimentações possuem uma estrutura que, por vezes, está integrada à estrutura principal e o seu colapso pode ocasionar comprometimento global da edificação.

Partindo desta abordagem, o fogo passa a ser uma condição importante a ser considerada no dimensionamento das estruturas, bem como seus efeitos nas peças estruturais envolvidas, uma vez que, em caso de colapso, compromete a estabilidade estrutural da edificação.

## **1.1. Justificativa**

As instalações industriais geralmente operam em ambientes compartimentados e individualizados, onde as atividades podem ser realizadas, de forma independente.

Esta distribuição funcional das atividades está diretamente ligada ao processo industrial específico de cada unidade fabril. Seja este seccionamento devido aos produtos presentes na fabricação, à cascata de pressões ou às instalações que possuam equipamentos que em caso de mau funcionamento provoquem incêndio ou explosões.

Esta arquitetura industrial permite a separação física dos diversos compartimentos e o atendimento de toda a legislação em vigor, porém, ignora o fato da estrutura ser contínua, não existindo relação entre a compartimentação e a modulação estrutural.

A legislação referente a incêndio em edificações não leva em consideração a utilização pós-fogo, apenas o tempo necessário para remoção das pessoas, ignorando o efeito das altas temperaturas nas estruturas e a posterior ocupação dos compartimentos atingidos e adjacentes.

Em caso de incêndio, mesmo havendo a separação arquitetônica, a estrutura está sujeita aos esforços das altas temperaturas em sua totalidade, uma vez que apesar de não sofrer as deteriorações diretas da incidência do fogo sobre o concreto armado, a

estrutura é contínua, fazendo com que as deformações provocadas pelo gradiente térmico se propaguem pela totalidade.

Em caso de colapso, esse será global e não apenas na área delimitada pelos elementos de vedação dimensionados para suportar o tempo de incidência de altas temperaturas permitindo a total evacuação da edificação, de acordo com a legislação estadual e NBR15200: 2004 - Estruturas de concreto em situação de incêndio.

Um breve exemplo, que embasa esta abordagem, foi o incêndio ocorrido em 10/02/2010 na ETD Mooca (Estação Transformadora de Distribuição), cuja edificação, que abrigava o transformador de força, foi totalmente destruída por um incêndio. Se os prédios que comportavam os demais equipamentos da instalação fossem contíguos, todos teriam sido atingidos pelas ações térmicas, agravando o prejuízo financeiro, bem como ampliando os efeitos da paralisação da distribuição de energia elétrica para um grande centro urbano.

Portanto é correto afirmar que: os efeitos provocados pelas altas temperaturas na estabilidade global da edificação devem ser analisados e, com isso buscar maneiras de minimizar suas conseqüências através da variação da concepção estrutural e dos modelos construtivos.

## **1.2. Objetivo**

As diversas metodologias construtivas existentes na engenharia são oriundas de diferentes partidos estruturais, possuindo comportamento estrutural diferenciado de acordo com os critérios empregados pelo projetista, tendo sua variante principal na continuidade aplicada às estruturas.

Nas estruturas em concreto armado, as diversas concepções estruturais são determinadas pelo método construtivo empregado para execução, tais como, o moldado *in loco* e a estrutura pré-fabricada, que podem ter sua continuidade variada de acordo com os critérios empregados no seu projeto.

Os modelos estruturais devem ser compatíveis com as exigências legais, representada pela capacidade de resistir às ações térmicas por determinado período de tempo, respeitando a arquitetura proposta, tais como as compartimentações.

Entretanto, em ambas abordagens não é considerada a utilização da edificação pós-incêndio, apenas a retirada dos ocupantes, bem como a estrutura ser contínua e não limitada pela compartimentação.

O objetivo deste trabalho foi a pesquisa dos modelos estruturais para edificações com ambientes compartimentados, utilizando os esforços produzidos pelo fogo e adequando a modelagem estrutural para o melhor desempenho frente às solicitações, visando melhorar a recuperação no pós-fogo, para o funcionamento normal da edificação.

Para completo entendimento da solução foi necessária a análise da legislação em vigor, bem como sua combinação e compatibilização com as normas nacionais em vigência e comparação com as normas internacionais.

### **1.3. Plano de trabalho**

Foi feita revisão bibliográfica baseada nos artigos técnicos, nas normas nacionais e internacionais de modo que se possa obter as considerações a serem adotadas no projeto.

Através de um modelo de edificação existente, tal como uma subestação abrigada, foram definidos parâmetros para modelagem computacional, através das condições obtidas a partir da revisão bibliográfica, tais como:

- Influência do fogo na edificação de concreto armado:
  - Tempo de Incêndio;
  - Fases de Incêndio;
  - Ocupação de pessoas;
  - Utilização (equipamentos).

- Características da Edificação e Modelo Estrutural:
  - Peças estruturais;
  - Metodologia executiva (Pré-Moldado; Moldado In-loco);
  - Modelagem da Estrutura, focando a obtenção dos esforços que o fogo provoca nas peças, variando as vinculações das mesmas.

Através dos esforços resultantes nas peças e análise global da estrutura, foram analisados os modelos estruturais e, com isso, a melhor condição destas peças sob a influência da carga térmica, ou seja, do incêndio.

Considerando essas variações, foram propostas análises com três focos distintos, verificando a impacto no custo, na exeqüibilidade e no desempenho estrutural.

## **2. O fogo e suas ações nas estruturas**

### **2.1. O incêndio e seus riscos**

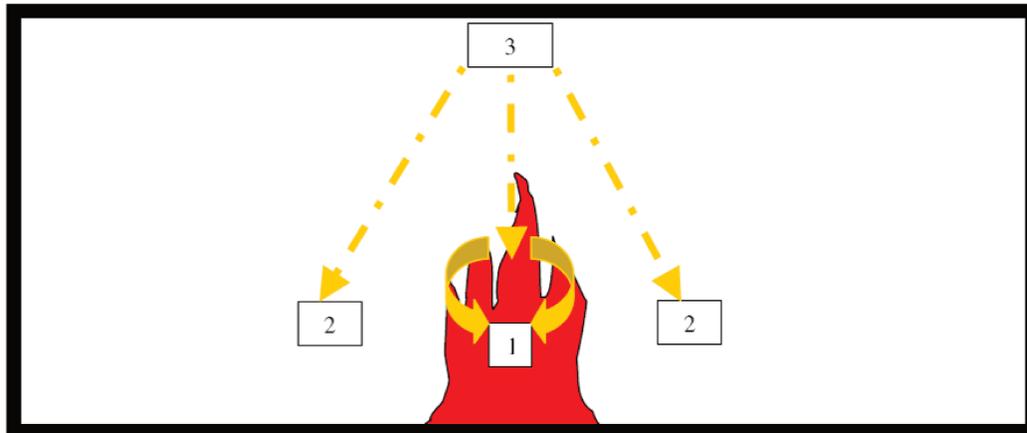
A NBR8681:2003 classifica os carregamentos que incidirão nas estruturas e as combinações entre estes, de maneira a orientar o projeto das mesmas. Esta classificação está diretamente ligada ao tempo e a recorrência da carga sobre a estrutura e distingue entre cargas permanentes, variáveis e excepcionais, sendo que a última representa os carregamentos com duração extremamente curta e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura. Podemos assim classificar o incêndio como um carregamento excepcional, estatisticamente ocorrendo apenas uma vez na vida útil da estrutura.

Para se entender os riscos de um incêndio, segundo CUOGUI (2006), deve-se compreender o fenômeno, que é resultado de diversas reações químicas entre diferentes tipos de combustível e o oxigênio. Segundo DRYSDALE (1998), a combustão é uma reação oxidante exotérmica, uma vez que consome oxigênio e libera calor, e que pode ter a intensidade da reação mensurada através da temperatura atingida.

A reação de combustão é dependente da presença de oxigênio, de comburente e de uma fonte de ignição, sendo necessário o pré-aquecimento ou uma temperatura mínima para a reação ser iniciada. Entretanto, para que essa reação se mantenha auto-estável, deve haver combustível e energia térmica suficiente.

A temperatura depende dos mecanismos de transmissão de calor (condução, convecção e radiação), ou seja, como a energia gerada não é dispersa na mesma velocidade em que é produzida, ocorre o aumento da temperatura.

Na Figura 1, a reação em cadeia necessária para auto-sustentar o fogo é representada pelos três elementos básicos: combustível, oxigênio e energia térmica, além da interação entre todos, que promove a continuidade do processo.



**Figura 1 - Mecanismos de Retro-Alimentação da reação de combustão em um ambiente compartimentado (SHI ELDS & SILCOCK *apud* CUOGUI, 2006).**

- (1) Representa a região em que a energia retorna para a base combustível original, liberando mais combustível volátil para a reação.
- (2) Radiação no entorno da fonte, facilitando a propagação do fogo.
- (3) Laje e/ou paredes de um compartimento trabalhando como anteparo para o retorno ao foco de incêndio da energia proveniente da radiação e convecção.

De acordo com CUOGUI (2006), as reações de combustão ocorrem na fase gasosa, onde através da pirólise, destilação dos constituintes voláteis do material sólido, ocorre a reação química entre o vapor líquido e o oxigênio. Para existir a propagação são necessários certos limites da mistura, denominados limites de inflamabilidade, que correspondem às frações mínimas e máximas de combustível em uma mistura comburente que, quando submetido a fonte de ignição, provoca uma combustão auto-sustentada, GLASSMANN (1996) *apud* VIVAS (2010). Essa combustão, segundo MELHADO (1990), obedece a um fluxo demonstrado no organograma abaixo, sendo importante salientar que o processo de combate ao incêndio está diretamente ligado à análise da quantidade de combustível, LANDI (1986).

No gráfico, da Figura 2, fica evidente a retroalimentação existente através da manutenção da temperatura acima da mínima necessária, para que haja a combustão entre os gases combustíveis e o oxigênio, a mistura inflamável.

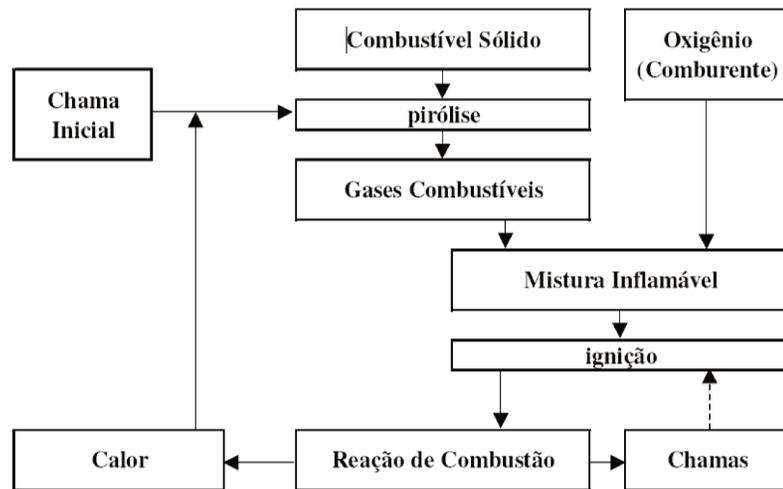


Figura 2 - Fenômeno da Combustão (MELHADO, 1990)

## 2.2. O conceito da carga de incêndio

Segundo SHIELDS & SILCOCK (1987), o conceito de carga de incêndio teve seu início no pós-guerra, em 1946, quando se estudou os efeitos de uma carga térmica presente ou incorporada em uma estrutura, proporcionalmente à sua área. Esta carga térmica é representada pela quantidade e tipo de material combustível presente em um compartimento, por exemplo, elementos a base de celulose ou hidrocarbonetos.

Embasado nestes estudos, é feita a classificação das edificações em função de sua utilização e conseqüente carga térmica, resultando em uma resistência estrutural, ou seja, as características mínimas que a edificação deve possuir para suportar a exposição ao incêndio, proveniente daquela carga térmica e a conseqüente severidade imposta à estrutura.

A carga de incêndio, segundo FERNANDES (2004), pode ser definida como a soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive o revestimento das paredes divisórias, pisos e tetos. O estudo deste potencial deve ser feito em função da ocupação da edificação, bem como dos materiais ali presentes, devendo a estrutura estar preparada para que possa ser recuperada e seu uso restabelecido.

O processo de transferência de calor para as estruturas de concreto em um ambiente, imerso em chamas ou gases quentes, está diretamente ligado a condição de fragilidade, que o acréscimo de temperatura impõe aos elementos estruturais de concreto armado e, segundo, SILVA (2002), aos esforços solicitantes inseridos nas estruturas hiperestáticas.

Estes esforços, conforme já descritos, são provocado pela diferença de temperatura existente entre os gases aquecidos do ambiente e a superfície da estrutura, tais como, peças que apresentam apenas uma das faces aquecida, ou ainda, quando apenas parte de uma estrutura contínua está sujeita à energia térmica.

A representação gráfica desta indução, provocada pela transferência térmica, é a curva de temperatura, onde é possível determinar o pico atingido durante o incêndio e estimar a resistência residual das peças estruturais. Este assunto será abordado no capítulo referente ao material concreto.

### **2.3. Tipos de combustão**

Segundo CUOGUI (2006), existem basicamente dois tipos de combustão: combustão com chamas e combustão lenta ou sem chamas (*smoldering*.)

A combustão com chamas, é caracterizada pela existência e difusão de chamas com luz, responsáveis pela propagação do fogo pelo material combustível. Por outro lado, na combustão sem chamas a propagação ocorre sem a presença destas, mas através da incidência de radiação em sólidos compostos de carbono.

De acordo com CUOGI (2006), a incidência crítica de radiação representa o nível de incidência mínimo para que haja ignição do fogo no material combustível, podendo variar o tempo de ignição em função da intensidade de radiação sobre o material.

Assim, nos incêndios compartimentados, o fogo pode se iniciar através de uma “*fonte de ignição*” e pode se propagar através do compartimento ou outros

ambientes/edifícios por “*ignição espontânea*”, ou seja, pela incidência de radiação sobre os materiais combustíveis.

## **2.4. Transferência de calor**

A propagação de calor, segundo VILA REAL (2003) *apud* KIMURA (2009), é a propagação da energia térmica, do local onde se encontram as maiores temperaturas para os de menores, havendo a tentativa de equilíbrio entre estas. Em um ambiente em chamas a temperatura dos elementos estruturais, com o decorrer do tempo, tende a se aproximar da temperatura dos gases quentes. Essa transferência da energia térmica ocorre de três maneiras distintas: condução, convecção e radiação.

### **2.4.1. Transferência de calor por condução**

Ocorre em materiais sólidos ou fluidos estacionários, devido à interação entre as moléculas que os constituem, dependendo da continuidade do material, uma vez que a energia flui de uma região com temperatura mais alta, ou seja, maior energia, para uma mais baixa.

Segundo BUCHANAN (2002) *apud* KIMURA (2009), bons condutores elétricos tem a mesma característica quanto à condutibilidade térmica, em contraponto, para os materiais com essa característica ruim, o calor é transportado através da vibração mecânica da cadeia molecular, sendo este modelo de transferência fator relevante na resistência à ação térmica das estruturas.

Na Figura 3 está apresentado um esquema do fluxo do calor nas peças, através da condução, onde a temperatura na face inferior da peça é superior e o gráfico inserido no desenho desta, demonstra a perda de energia que ocorre conforme se avança na espessura do material, através da condução.

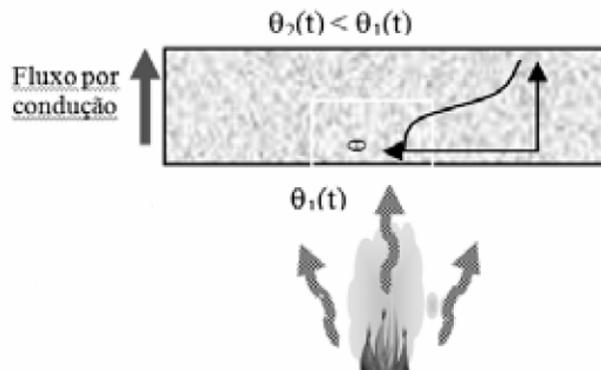


Figura 3 – Fluxo de calor por condução - Fonte: Seito et al (2008) *apud* Sant Anna (2009)

### 2.4.2. Transferência de calor por convecção

Ocorre devido à movimentação dos gases do incêndio e o seu contato com a superfície dos materiais. É através da convecção que ocorre a perda de calor para o ambiente através das aberturas, onde o fluido gasoso produzido pelo incêndio tende a sair, bem como pelas aberturas no teto, fazendo com que o incêndio ascenda para compartimentos superiores ao do foco inicial.

O fenômeno da convecção pode ser representado através da Lei de Resfriamento de Newton, DICKMAN (2008), conforme segue:

$$\varphi_c = \alpha_c * [T_{corpo} - T_{fluido}] \quad (2.1)$$

Onde:

$\varphi_c$  = fluxo de calor (W/m<sup>2</sup>);

$\alpha_c$  = coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m<sup>2</sup> K);

$T_{corpo}$  = temperatura do corpo (K);

$T_{fluido}$  = temperatura do fluido, ou ar (K)

Entretanto, segundo REGOBELLO (2007), apesar da equação representar a convecção, a visão é muito simplificada, uma vez que diversos fatores são responsáveis pelo mecanismo da convecção, dentre os quais, pode-se destacar: velocidade de deslocamento do fluido, propriedades físicas do fluido e propriedades da superfície do fluido e do corpo.

Todos esses fatores ainda podem ser influenciados pela geometria e características do ambiente onde está o foco de incêndio, tais como a presença de aberturas no teto e paredes, causando um novo desequilíbrio de energia através da fuga desta, através das aberturas. Como pode ser observado na Figura 4, o fluxo de calor percorre o ambiente, onde ocorre a perda de energia através da superfície das paredes e teto, bem como as aberturas que existem no ambiente, realimentando o foco do incêndio.

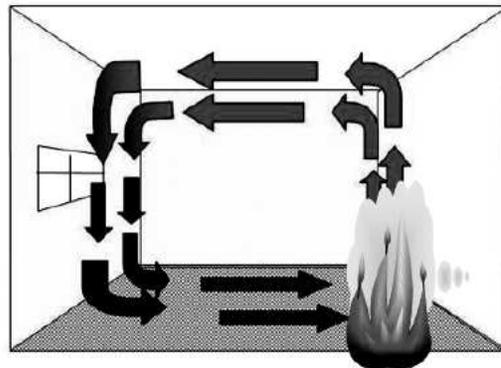


Figura 4 – Fluxo de calor por condução-Fonte: Seito et al (2008) *apud* Sant`Anna (2009)

### 2.4.3. Transferência de calor por radiação

É o processo no qual o calor flui do ponto de origem, através de ondas, não havendo o contato direto entre os materiais.

De acordo com FERNANDES (2006), todos os corpos cuja temperatura é mais alta que o zero absoluto emitem radiação, sendo esta proporcional à temperatura e às propriedades dos corpos.

Entre estas propriedades podemos ressaltar:

- absorptância ( $\alpha$ ) : fração do fluxo incidente absorvido pelo corpo;
- refletividade ( $\Psi$ ) : fração do fluxo incidente que é refletida para a origem;
- transmitância ( $\tau$ ): ,fração do fluxo incidente no sistema que consegue atravessar o corpo sem provocar qualquer alteração no corpo.

As três características, acima citadas, podem determinar a propriedade dos materiais. No estudo da radiação o elemento que absorve toda a radiação que neles incide (absorptância,  $\alpha=1$ ) não reflete energia (refletividade,  $\Psi=0$ ) e é emissor perfeito de radiação, sendo denominado corpo negro. Entretanto este material é uma idealização. Para os materiais reais, parte da radiação incidente sobre uma superfície é absorvida, refletida e outra transmitida, portanto não existem as características do corpo negro. Este material pode ser denominado corpo cinzento, pois suas características são proporcionais às do corpo negro, uma vez que absorve, reflete e transmite parte da radiação que incide sobre ele. Na Figura 5, pode ser demonstrado o fluxo de calor por radiação, onde não existe o contato entre a fonte de calor e o compartimento e esta energia se propaga através de ondas.

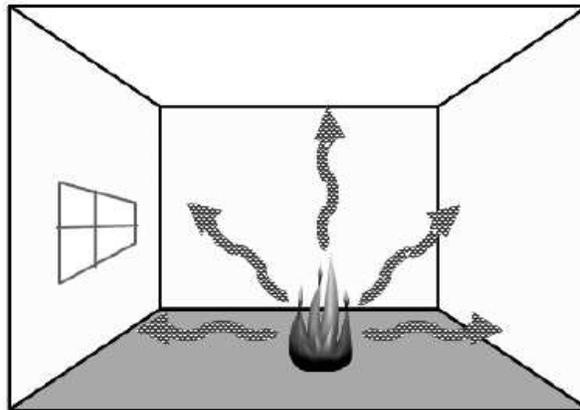


Figura 5 – Fluxo de calor por radiação - Fonte: Seito et al (2008) apud Sant`Anna (2009).

## 2.5. Incêndio compartimentado

Ambiente compartimentado é aquele interposto por elementos construtivos resistentes ao fogo, aos gases aquecidos, às chamas e à temperatura. Este isolamento deverá ser empregado através de ambientes contíguos e entre pavimentos, impedindo que a temperatura do ambiente sob o incêndio atinja os demais ambientes.

Segundo WANG (2002) *apud* SANTOS (2009), a modelagem do incêndio compartimentado é complexa, podendo ser utilizadas três metodologias:

- método analítico;
- modelagem de zonas;
- modelagem computacional utilizando-se dinâmica dos fluidos.

O método analítico fornece uma análise simplificada, todavia os ajustes dos dados de entrada (características do compartimento e carga de incêndio), e resultados (temperatura), são inúmeros, limitando sua utilização a casos simples. Quando utilizada modelagem computacional da dinâmica dos fluidos, são usadas equações fundamentais da dinâmica dos fluidos e termodinâmica, sendo aplicadas condições de contorno para encontrar a solução destas equações para os problemas específicos, podendo o método ser utilizado para determinar o espalhamento das chamas e o ponto de ignição.

Em contrapartida o método das zonas fornece informações menos detalhadas, porém maior facilidade para obtenção dos resultados. Para utilização do método é necessário, que se tenha conhecimento do comportamento do fogo e a divisão da temperatura no compartimento. É conveniente para aplicações em engenharia, uma vez que se possui conhecimento das dimensões e materiais do compartimento, bem como o comportamento do fogo.

FRIEDMAN *apud* SHIELDS & SILCOCK (1987), observou diferença entre incêndios compartimentados e em campo aberto. No incêndio em campo aberto, o calor durante a combustão, é liberado para a atmosfera, enquanto no incêndio compartimentado este calor é retido, potencializando a reação de combustão e a temperatura máxima do incêndio.

Na Figura 6 é possível demonstrar as três fases do incêndio real, separadas pela ignição (momento no qual ocorre o aquecimento do combustível), aquecimento (ocorre a propagação das chamas) e o resfriamento (a fonte de chamas perde força e inicia-se o decréscimo da temperatura do incêndio).

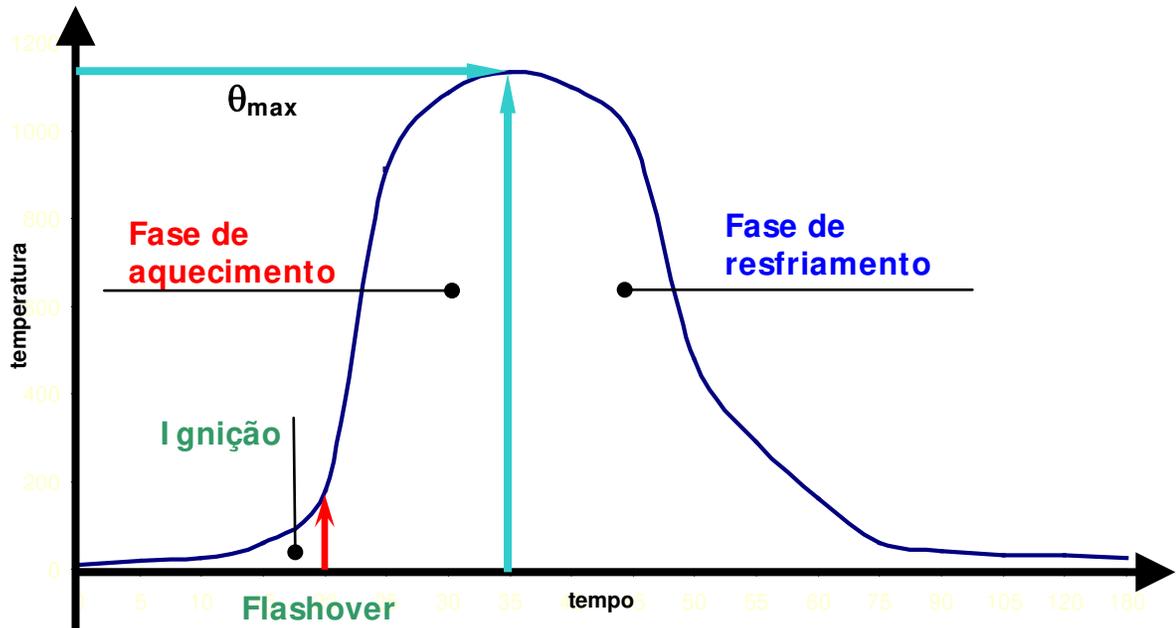
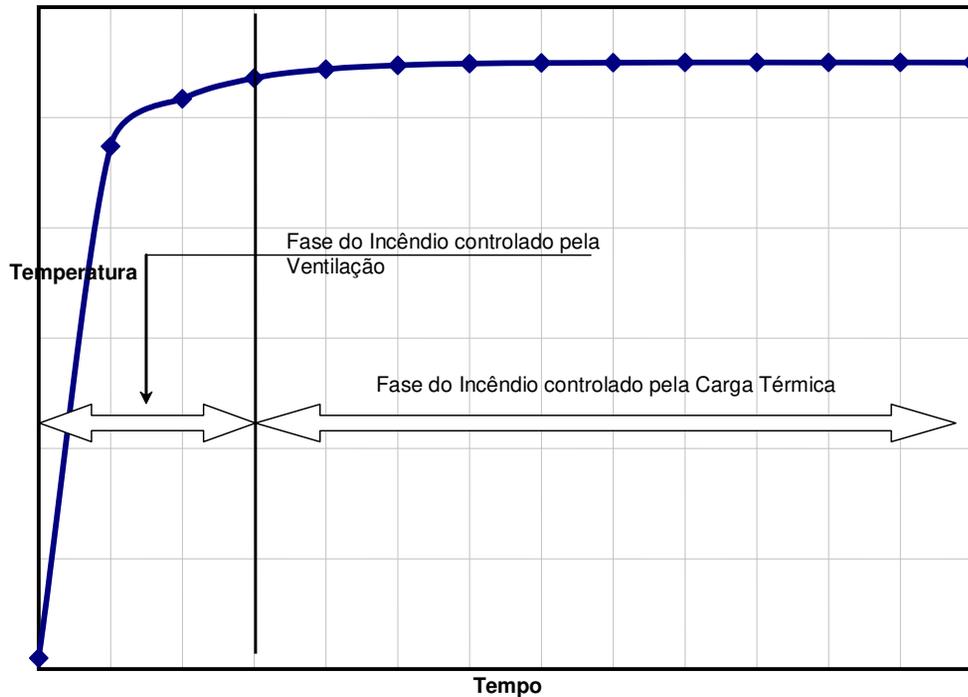


Figura 6 - Curva temperatura-tempo típica de um incêndio real. (REGOBELLO, 2007)

De acordo com CUOGUI (2006), o desenvolvimento de um incêndio, no ambiente compartimentado, depende que a fonte de ignição seja suficientemente inflamável para propagar as chamas sobre a superfície e que a disposição do compartimento permita a penetração do oxigênio, enquanto o fluxo de calor mantém-se, de modo a irradiar o combustível ao ser redor. Estes dois fatores estão ligados à quantidade de combustível necessária para manter o foco do incêndio.

Através da Figura 7, pode-se separar os incêndios compartimentados em dois tipos, de acordo com sua evolução. No trecho inicial, onde ocorre o crescimento da temperatura, o incêndio é controlado pela ventilação e depende da quantidade e forma das aberturas dos compartimentos, que devido ao calor ocorre a quebra das janelas e formação de aberturas, a partir deste ponto a ventilação é similar ao incêndio em campo aberto, sendo controlado pela carga de material combustível. Desta forma pode-se confrontar as duas etapas onde a primeira tem o pico de temperatura menor, todavia

o tempo de incêndio maior e após o *flashover*, com maior taxa de ventilação, o incêndio é controlado pela carga do incêndio, sendo casos onde a temperatura atinge um maior pico, todavia de duração menor.



**Figura 7 - Temperatura X Tempo em função da ventilação e carga de incêndio (Adaptado de CUOGUI, 2006)**

LAWSON (2001) *apud* RIBEIRO (2009), afirma que, a taxa de combustão nos incêndios compartimentados é praticamente constante, alcançando a temperatura máxima após ser consumido 60% do combustível, sendo as paredes e tetos dos compartimentos elementos contribuintes para gerar ignição em outros pontos do ambiente, através da radiação e convecção.

Nos projetos de engenharia admite-se que todo o incêndio seja compartimentado, situação em que o calor é recluso ao ambiente em que ocorre o incêndio. Sendo os ambientes construídos com materiais de baixa condutividade térmica, todavia a características destes são responsáveis pela real compartimentação do incêndio, bem como pela sua propagação, da qual depende a segurança estrutural.

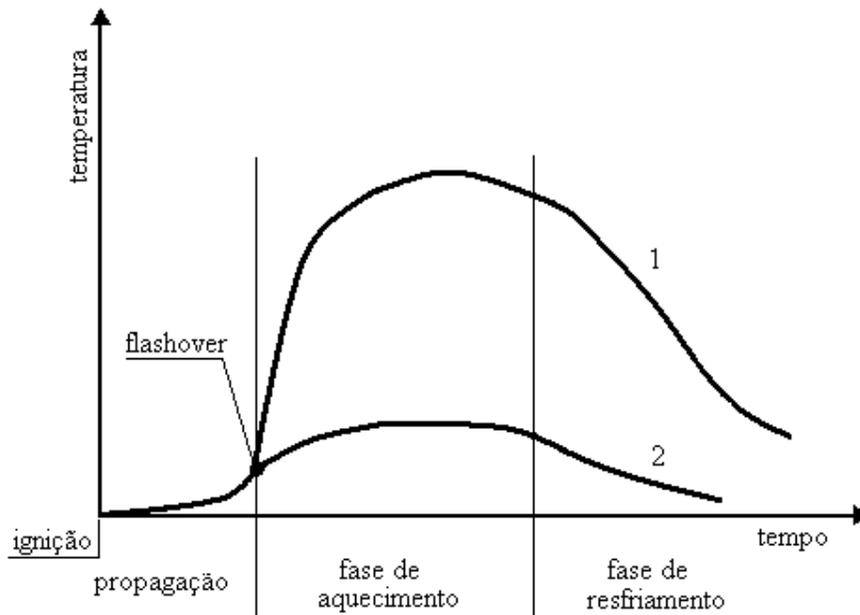
O incêndio compartimentado pode ser dividido em três partes distintas com características específicas individuais.

Estágio Inicial ou *Pré-Flashover*, é a fase onde ocorre o aquecimento do combustível, ou seja, ocorre o foco do incêndio. O calor gerado na ignição vai aquecendo o ambiente paulatinamente até alcançar a temperatura de ignição. Este calor vai se acumulando junto ao teto, ocorrendo o acúmulo de energia térmica. Nesta fase, as características do compartimento (geometria, ventilação e materiais de revestimento) não influenciam na propagação do fogo. Segundo OLIVEIRA (2006), o formato do teto pode contribuir para o acúmulo de gases quentes, potencializando o desenvolvimento do incêndio. Neste estágio devem atuar as medidas preventivas de combate ao fogo, sendo as ações necessárias mais simples. Na Figura 8, este trecho pode ser identificado na fase de propagação não havendo diferença entre o incêndio comandado pela ventilação (curva 2) e pelo combustível (curva 1)

Esta etapa não é incluída nas curvas de tempo-temperatura, entretanto de acordo com VILA REAL (2003), é a fase onde se produzem a maior parte dos gases tóxicos e fumaça, portanto a de maior risco à vida humana, não sendo feita nenhuma verificação adicional da estrutura até este ponto, segundo VELARDE (2008).

Segundo Estágio ou *Flashover* é quando ocorre à elevação rápida da temperatura, ocorrendo a combustão do material. A partir deste ponto as curvas já se separam, havendo clara distinção demonstrada pela proporção entre as temperaturas.

Terceiro Estágio, neste ponto após o pico de temperatura começa a ocorrer o declínio da mesma, podendo ocorrer a propagação do incêndio para compartimentos adjacentes, uma vez que os elementos de compartimentação já sofreram os efeitos das altas temperaturas e podem apresentar degradação.



**Figura 8 - Fases de Incêndio, FERNANDES (2006)**

Segundo CUOGUI (2006), a dispersão do combustível provoca incêndios mais severos devido à maior liberação de energia por superfície exposta. Portanto a disposição geométrica da carga de incêndio é responsável pelas características individuais do incêndio, uma vez que compartimentos que possuem a carga de incêndio dispersa, tais como depósitos, terão focos que podem ganhar volume com maior rapidez.

## **2.6. Transferência de calor em incêndios**

Embora os três processos de transferência de energia estejam presentes durante o incêndio, em cada uma das fases um deles predomina sobre os demais. Durante o processo de pré-aquecimento, a convecção comanda a velocidade de ganho de temperatura, enquanto a condução é responsável pelo aumento da temperatura nos materiais de revestimento e estruturas. Quando a incidência de chamas é mais intensa,

a convecção perde força, sendo a radiação que comanda a transferência de energia (DRYSDALE (1999) *apud* SILVA (2002)).

CUOGUI (2006) afirma que é importante evidenciar que existe um balanço térmico no incêndio compartimentado, que é responsável pelo desenvolvimento do fogo. Esta troca térmica é esquematizada na Figura 9 e está diretamente ligada às propriedades térmicas do compartimento e sua característica quanto a absorção e dissipação do calor, que recebe via convecção e radiação. Outra característica importante, neste desenvolvimento, são as aberturas e a quantidade de calor que é perdido através destas, seja por convecção ou radiação, além disso parte do calor gerado é dissipado pela troca térmica entre o ambiente interno e externo.

Teoricamente as propriedades dos materiais e a temperatura do fogo são constantes durante o incêndio, mas a temperatura e as propriedades dos materiais variam, tanto pela sua degradação devido à temperatura e o fogo, como pela localização do foco de incêndio.

A Figura 9, representa a movimentação térmica no compartimento submetido à altas temperaturas, onde o calor gerado pelo foco aquece o ar contido no ambiente e este é dissipado pela troca térmica que ocorre entre as paredes do compartimento e os gases quentes, além da troca entre o ar externo, com temperatura mais baixa, e o interno (convecção e radiação). A manutenção do foco ou a propagação dependem diretamente da temperatura do foco, ou seja, da origem.

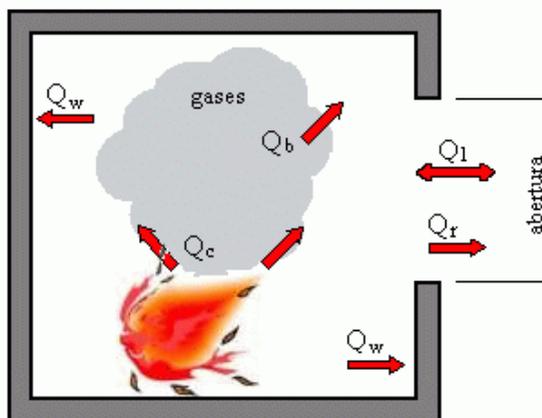


Figura 9 – Trocas de Calor em Incêndios, FERNANDES (2006)

Sendo:

$Q_w$ : calor dissipado pelas vedações e pelos tetos;

$Q_c$ : energia gerada durante a combustão;

$Q_i$ : calor dissipado pelas aberturas, através da convecção;

$Q_r$ : calor dissipado pelas aberturas, através da radiação;

$Q_b$ : calor absorvido pelos gases contidos no compartimento, segundo PETERSON (1976) *apud* FERNADES (2006), este valor é ignorado em função da ordem de grandeza, quando comparado às demais parcelas.

## 2.7. Propagação do fogo

VENEZIA (2004) *apud* CUOGUI (2006), afirma que a diferença do tamanho do incêndio está na propagação, conforme demonstram diversos estudos de casos de incêndios em edifícios.

Isso se deve a três tipos de propagação do fogo:

- Propagação transversal: é o desenvolvimento da combustão no sentido da profundidade, que se realiza por condução e que, paulatinamente, vai atingindo as camadas sucessivas do material;
- Propagação superficial: é o alastramento da combustão na superfície do material;
- Pós-combustão: é o conjunto de fenômenos complexos, que se observam notadamente em materiais com estruturas alveolares, após ter cessado a combustão viva. Em materiais, que contém em sua massa grande quantidade de ar, a combustão se realiza lentamente por combinação direta do oxigênio com o combustível sólido, sem chamas e com produção de monóxido de carbono (*smoldering*).

De acordo com CUOGUI (2006), a radiação térmica aumenta mais rápido com o aumento da temperatura, do que a convecção e a condução, sendo considerado o

processo mais importante de propagação do fogo para o mesmo edifício ou entre edifícios vizinhos, através da inflamação generalizada, junto do alastramento superficial.

Todavia para o estudo da estrutura e dos efeitos do fogo é necessário que se entenda a temperatura que será imposta à estrutura, uma vez que a capacidade resistente da estrutura é obtida pela resistência residual em função da temperatura que se impõe, conforme será tratado em capítulo posterior.

## **2.8. Duração do incêndio compartimentado**

Segundo CUOGUI (2006), diversos autores buscam determinar a duração do incêndio compartimentado, sendo este dado diretamente ligado ao projeto e à segurança estrutural. Por outro lado DRYSDALE (1998) *apud* OLIVEIRA (2006), considera que, compartimentos superiores a 100 m<sup>3</sup>, apresentam pequena probabilidade de ocorrência de *flashover*, ou seja, incêndios com estas características tendem a não apresentar pico de temperatura e possuem duração menor.

Segundo SEITO *et al* (2008), Ingberg propôs em 1928, uma equação para o incêndio compartimentado, buscando uma relação entre a carga e o tempo de incêndio. Segundo MELHADO (1990), este estudo definiu que a severidade do incêndio esta ligado ao potencial calorífico do material, todavia só se aplicaria a eventos controlados pela variável combustível. Com pesquisas, a partir de 1960, foi introduzida a formulação que deveria considerar a altura e a área da ventilação, como variáveis da duração do incêndio compartimentado.

Segundo HARMATHY (1987) *apud* MELHADO (1990), é possível estimar qual a área de ventilação que propicia a transição entre o regime de incêndio controlado pelo combustível ou pela ventilação. Entretanto todos os ensaios, que determinaram as formulações vigentes, foram feitas a partir de material celulósico e para ambientes controlados. O que impede qualquer utilização do mesmo, mas define uma orientação

para a transição dos limites e tipologias de um tipo de incêndio para outro (controlado pela ventilação ou pelo combustível).

Em ambientes cujas dimensões influem no incêndio, devido à distribuição não uniforme da carga térmica e ao grande volume de oxigênio presente, características que diminuem a importância do *flashover*, (que necessita de um tempo maior para ocorrer), a ventilação passa a ter sua contribuição minimizada e a carga térmica passa a comandar as características do fogo, uma vez que, devido à dimensão do ambiente, ocorre o resfriamento dos gases quentes liberados pelo fogo.

Este tipo de compartimento pode enquadrar dois tipos de edificações distintas em utilização e carga térmica presentes. O primeiro seriam as edificações comerciais, tais como escritórios, com alta ocupação e carga térmica basicamente composta de material celulósico, e em contraponto temos as edificações industriais com baixa ocupação e carga térmica composta de hidrocarbonetos ou grande quantidade de materiais celulósicos.

## **2.9. Curvas normalizadas de Incêndio**

Segundo COSTA (2002), até meados dos anos 1800, as normas de incêndio eram fruto da observação *in loco*, que determinavam carga de incêndio e resistências necessárias, algo aceitável para a época. A partir de 1903, através de estudos foram desenvolvidas curvas de incêndio utilizadas para simular a resistência dos materiais submetidos à situação de incêndio.

Segundo REGOBELLO (2007), atualmente as curvas padronizadas mais citadas na bibliografia em geral são: ISO 834, ASTM E119 e EUROCODE 1:2002. De acordo com CUOGUI (2006), em materiais celulósicos a temperatura alcança os 800<sup>0</sup>C após 40 minutos de incêndio, enquanto para materiais hidrocarbonetos em 5 minutos a temperatura atinge os 1.100<sup>0</sup>C. Desta maneira se faz necessária a criação de curvas de incêndio específicas para a classificação do material, devendo as edificações ser

concebidas para tal severidade e a estrutura ser modelada de maneira a correlacionar o crescimento da temperatura com o tempo de duração do incêndio. É importante ressaltar que, em todas as curvas as fases *Pré-Flashover* e de resfriamento são ignoradas, pois seus efeitos não adicionam resultados significativos ao comportamento estrutural.

A criação destas curvas leva em consideração fatores como: a ventilação, forma do compartimento e suas dimensões, tipo de materiais de vedação e da estrutura, bem como suas espessuras, sistemas de proteção contra incêndio, com o objetivo de desenvolver parâmetros que possam fornecer elementos para o projeto das estruturas e edificações. Estas premissas devem atender à segurança da estrutura como também as características dos materiais de revestimento, fornecendo elementos para estimativa da temperatura superficial dos elementos.

Vale ressaltar que estas curvas não são específicas, uma vez que desenvolver curvas individuais para cada edificação demandaria elevado custo podendo gerar confusão em sua utilização, sendo então as curvas padronizadas pelas normas que indicam modelos simplificados e padronizados.

Diante da necessidade, já explicitada anteriormente, de demonstrar o crescimento da temperatura dos gases durante o incêndio, foram criadas curvas típicas para diferentes materiais combustíveis. O desenvolvimento do incêndio representado por estas curvas é denominado incêndio-padrão.

Todavia estas curvas apenas representam o ramo ascendente da temperatura, ou seja, só a elevação. Segundo FERNANDES (2006), a resistência ao incêndio padrão é a propriedade de um elemento isolado da estrutura, resistir ao aquecimento conforme a curva de temperatura padrão para uma combinação de carregamentos por um tempo específico, no entanto VELARDE (2008) afirma que estes modelos apenas se aproximam do incêndio real, e por este motivo devem ser utilizadas com critério.

As normas internacionais exigem a resistência da estrutura por determinado período de tempo, vinculada a uma curva padrão, segundo SILVA (2003). Na normatização nacional este tempo de resistência é denominado TRRF – Tempo

Requerido de Resistência ao Fogo, pertencente à NBR 14432:2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações, onde são estabelecidos diversos TRRF, de acordo com a ocupação da edificação para uma mesma curva-padrão.

Entre as diversas curvas presentes na bibliografia e normatização, podemos destacar:

CURVA-PADRÃO ISO-834 - INTERNATIONAL STANDARD (1999):

*Fire-resistance tests — Elements of building construction*: recomendada pela *International Organization for Standardization*, caracterizada por ser adequada na utilização em incêndios à base de materiais celulósicos. É representada pelo aumento contínuo da temperatura segundo à expressão a seguir:

$$\theta_g = 345 \log(8t + 1) + 20 \quad (2.2)$$

Onde:

$\theta_g$  : temperatura dos gases, em °C;

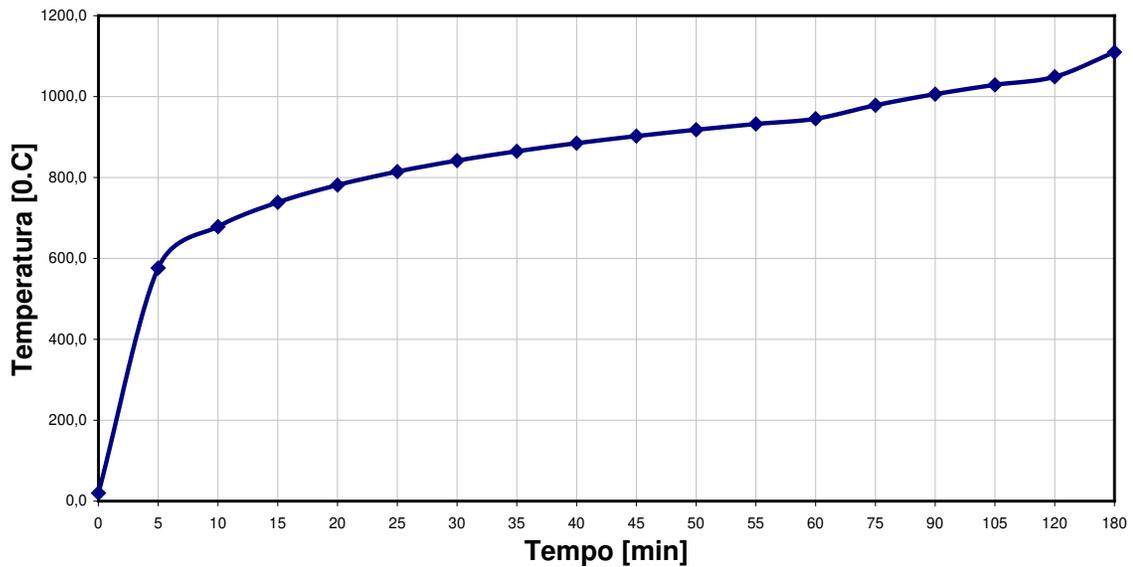
t : tempo em minutos.

Na Figura 10 é demonstrado o desenvolvimento de temperatura sugerido pela Curva Padrão ISO-834, baseado em materiais celulósicos, na qual o ganho de temperatura com o tempo é gradual, atingindo o pico somente após 180 minutos do início do incêndio, lembrando que a fase *Pré-Flashover* é ignorada.

**Tabela 1 - Curva Padrão ISO-834 (desenvolvimento da equação 2.2)**

Tempo	Temp. °C
0	20,0
5	576,4
10	678,4
15	738,6
20	781,4
25	814,6
30	841,8
35	864,8
40	884,7
45	903
50	918,1
55	932,3
60	945,3
75	978,7
90	1006,0
105	1029,1
120	1049,0
180	1109,7

**CURVA PADRÃO**



**Figura 10 - Curva Padrão ISO-834**

Segundo a ISO834-8:2002, as hipóteses básicas para o incêndio compartimentado, utilizam os mesmos critérios que deram origem ao ramo ascendente da curva, recomendada pela norma sueca de 1967, de acordo com SILVA (1997)

CURVA DE HIDROCARBONETOS – EUROCODE 1:2002:

Para materiais com átomos de carbono e hidrogênio, que provocam, conforme já descrito acima, incêndios que tendem a atingir maiores temperaturas em menor tempo. A equação que dá a curva, denominada H, é:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (2.3)$$

Onde:

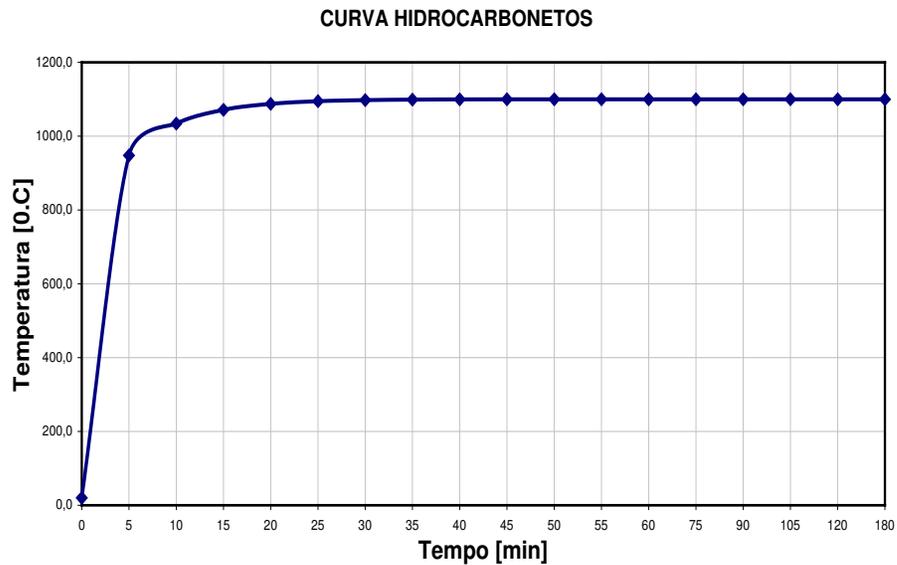
$\theta_g$ : temperatura dos gases em °C;

t: tempo em minutos.

O desenvolvimento da Curva de Hidrocarbonetos é demonstrado na Figura 11, sendo possível comparar o crescimento da temperatura aos resultados da Curva-Padrão. As características do material resultam em um crescimento da temperatura instantâneo, atingindo o pico em 20 minutos de duração, o que torna o incêndio por hidrocarbonetos mais prejudicial à estrutura, pelo tempo que submete a edificação à altas temperaturas .

**Tabela 2 - Curva de Hidrocarbonetos (desenvolvimento da equação 2.3)**

Tempo [min]	Temp. °C
0	20,0
5	947,7
10	1033,9
15	1071,3
20	1087,6
25	1094,6
30	1097,7
35	1099,0
40	1099,6
45	1099,8
50	1099,9
55	1100,0
60	1100,0
75	1100,0
90	1100,0
105	1100,0
120	1100,0
180	1100,0



**Figura 11 - Curva de Hidrocarbonetos**

CURVA ASTM E119 - AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (2000):

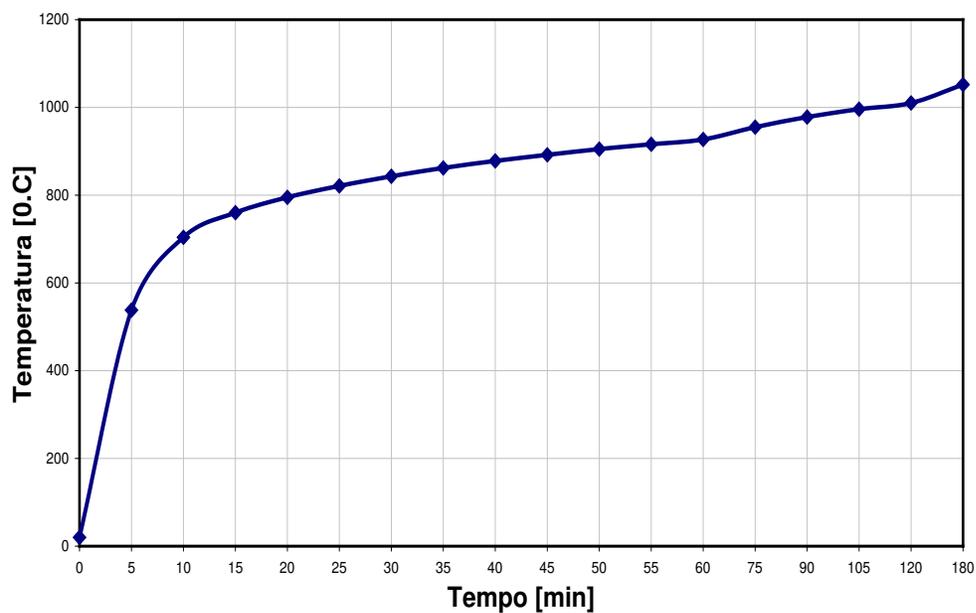
Curva adotada em 1918 pelo ASTM, para curva padrão na fase de aquecimento no ensaio de pilares SILVA (2006). A revisão do ano de 2000 é apresentada em forma de Tabela, ou seja, tabular, retratando a variação da temperatura em intervalos de 5 minutos, para materiais celulósicos.

Esta curva possui semelhança com a Curva-Padrão, conforme demonstrado na Figura 12, onde o crescimento da temperatura é gradual e o material de referencia é celulósico, o que resulta em um crescimento gradual da temperatura.

**Tabela 3 - Curva ASTM E119 (elaborado pelo autor)**

Tempo [min]	Temp. °C
0	20
5	538
10	704
15	760
20	795
25	821
30	843
35	862
40	878
45	892
50	905
55	916
60	927
75	955
90	978
105	996
120	1010
180	1052

**CURVA ASTM E119:2000**



**Figura 12 - Curva ASTM E119**

Segundo REGOBELLO (2007), o incêndio padrão é adotado pela NBR14432: 2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações e

também pela NBR5628: 1980 - Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo – Método de Ensaio.

As três curvas acima descritas possuem características específicas. Enquanto a curva de hidrocarbonetos logo alcança a temperatura máxima, as curvas ISO834 e ASTM E119, conforme já apresentado acima, possuem seu crescimento constante, de acordo com SILVA (2002). Com as curvas sobrepostas, como pode ser observado na Figura 13, a diferença no ganho da temperatura torna-se evidente, uma vez que a curva baseada nos hidrocarbonetos atinge sua temperatura de pico em aproximadamente 20 minutos, enquanto as demais, baseadas em materiais celulósicos, o crescimento da temperatura é constante e dependente das condições do ambiente, pois este acréscimo está ligado diretamente às condições do ambiente confinado, tais como ventilação e disposição da carga térmica no ambiente.

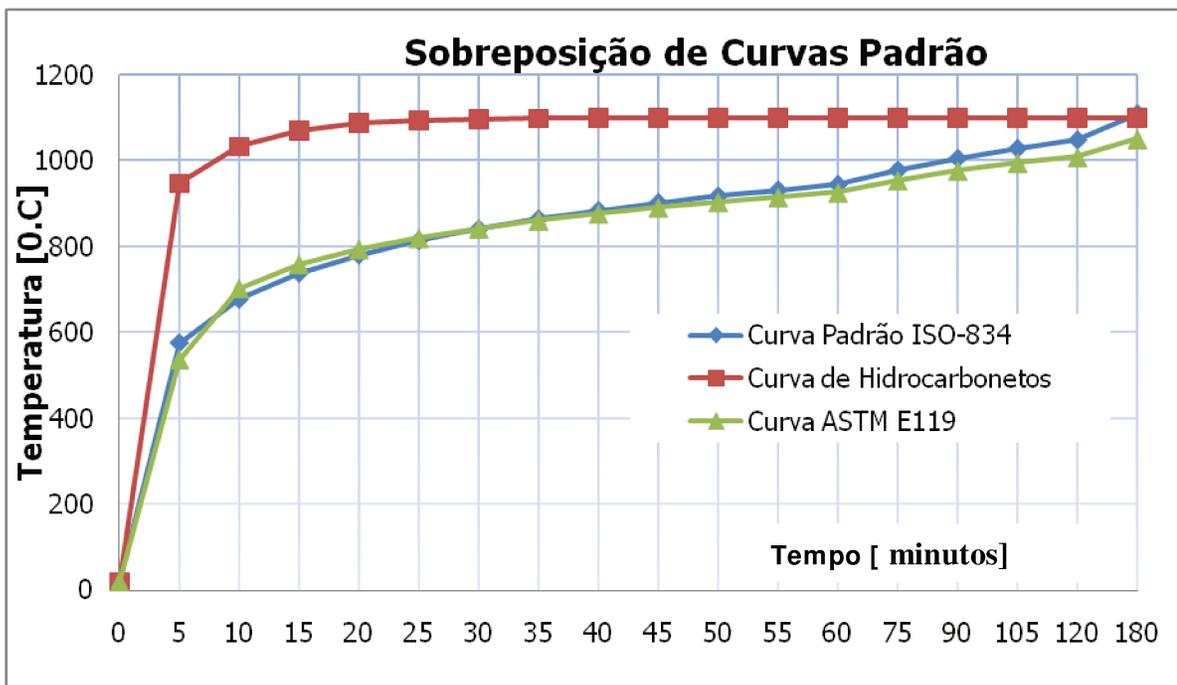


Figura 13 - Sobreposição de curvas padrão

O modelo utilizado para determinar a temperatura de gases em um ambiente compartimentado é o de INCÊNDIO NATURAL, segundo o CEB - COMITÉ EUROPÉEN DE

NORMALISATION (2002). Este pode ser determinado através de curvas parametrizadas, dependentes diretamente dos diversos fatores, entre eles: a carga térmica, a ventilação e os revestimentos do compartimento.

As hipóteses para definir o incêndio compartimentado segundo FERNANDES (2006) são:

- a temperatura no compartimento é uniforme, devido à turbulência dos gases, que faz com que este se equalize em todo o compartimento;
- o incêndio não se propaga para fora do compartimento;
- a carga térmica é composta de material celulósico.

O Eurocode 1:2002, fornece curvas parametrizadas que possuem trechos de aquecimento e resfriamento, sendo a primeira fornecida pela seguinte formulação:

$$\theta_g = 1325(1 - 0,324e^{-0,20t^*} - 0,204e^{-1,70t^{**}} - 0,472e^{-19t^*}) + 20 \quad (2.4)$$

Onde:

$\theta_g$ : temperatura no compartimento do incêndio em °C;

$t^*$ :  $t \times \Gamma$ , tempo fictício em horas;

$\Gamma$ :  $[O / b]^2 / (0,04/1160)^2$

$b$ :  $(\rho c \lambda)^{1/2}$  (J/m<sup>2</sup> s<sup>1/2</sup> K), com limites de 100 a 2200, onde:

$\rho$ : massa específica do revestimento do compartimento (kg/m<sup>3</sup>);

$c$ : calor específico do revestimento do compartimento (J / kg K);

$\lambda$ : condutividade térmica do revestimento do compartimento (W / m K);

$O$ :  $A_v h_{eq}^{1/2} / A_t$ , onde:

$O$ : grau de ventilação ou grau de aberturas, com limites entre 0,02 e 0,20.

$A_v$ : área total de aberturas verticais em todas as paredes do compartimento (m<sup>2</sup>);

$h_{eq}$ : média ponderada da altura de todas as aberturas do compartimento (m);

$A_t$ : área total da superfície do compartimento (m<sup>2</sup>);

Sendo que a equação acima é válida até o tempo máximo, que é dado por:

$$T = \max [ (0,20 * 10^{-3} * q_{t,d} / O) ; t_{lim} ]$$

Onde:

$q_{t,d}$  :o valor da carga de incêndio específico para a área de superfície do compartimento (MJ/m<sup>2</sup>);

$t_{lim}$ : o fim da fase de aquecimento e início do *flashover* (horas).

### **3. Comportamento do material concreto quando submetido a altas temperaturas.**

As estruturas de concreto armado são a metodologia construtiva mais utilizada no Brasil e difundido largamente na construção civil mundial. Este método que teve sua origem em meados do século XIX, na França, através do experimento do barco de cimento armado de Lambot, por diversos motivos, se consagrou no Brasil como principal material construtivo.

Sua larga utilização inicialmente se deve a capacidade de tomar formas diversas, seu baixo custo unitário de produção, além da grande durabilidade que apresenta, sem depender de aplicação de revestimentos complementares. Segundo MEHTA E MONTEIRO (2008), o material não emite gases tóxicos quando submetido à altas temperaturas, além de ser um material incombustível.

Ao contrário do aço, que necessita de proteção mecânica para resistir ao fogo, por períodos que permitam a atuação de equipes de resgate, o concreto consegue resistir a tais condições por períodos mais longos, sem precisar de proteção passiva adicional.

MEHTA E MONTEIRO (2008) afirmam que o foco principal a ser abordado no estudo do concreto submetido à altas temperaturas é a resposta característica dos materiais constituintes do concreto armado quando submetido a tais condições, pois a pasta de cimento e os agregados sofrem degradação de sua estrutura interna quando aquecidos.

Alguns fatores devem ser levados em consideração para se obter as respostas necessárias para esta condição, entre estes podemos elencar o formato e as dimensões das peças, proporção entre concreto e aço, taxa de aquecimento e modo de resfriamento.

No caso da taxa de aquecimento e modo de resfriamento, deve ser observado que estes comandam o desenvolvimento de pressões internas gasosas que interferem

diretamente na decomposição dos materiais, visto que, a resistência do concreto armado depende diretamente da aderência entre o aço e o concreto.

Segundo SOUZA E MORENO (2003), esta elevação da temperatura causa degradação das características físicas do concreto, tais como resistência à compressão e módulo de elasticidade, além de alterações nas propriedades dos agregados constituintes, resultando em degradação na região de aderência entre pasta e agregado, e também, entre concreto e aço causado pela resposta do aço à elevação de temperatura.

As características e maneira que cada componente do concreto armado se comporta, quando submetido a uma elevação de temperatura, serão descritas no decorrer deste capítulo.

### **3.1. Efeito da alta temperatura no concreto**

Sendo o concreto um material heterogêneo, com uma estrutura interna complexa que não pode ser repetida em duas misturas distintas, analisar o comportamento quando submetido às solicitações através de modelos com respostas exatas é muito difícil, sendo o resultado de qualquer análise uma nuvem de resultados. Segundo MEHTA E MONTEIRO (2008), pode-se considerar o concreto um material trifásico formado por partículas de agregado, grão e miúdo, envoltos por pasta de cimento portland.

A estrutura da pasta é cortada por vazios capilares, decorrentes da perda de água de amassamento, onde a presença dos vazios gera descontinuidade da pasta cimentícia. O encontro da pasta e do agregado grão, denominado zona de transição, como também zonas de pasta cimentícia sem a presença de agregado, podem apresentar o mesmo comportamento. Esta estrutura, acima descrita, é diretamente influenciada pela presença de água, que tende a alterar completamente a estrutura interna do concreto.

Esta estrutura, quando aquecida, sofre modificações decorrentes da perda de água (livre e de constituição), segundo KUTZING (2002) *apud* LIMA (2004), quando a estrutura de poros é aberta, ocorre o alívio das tensões geradas com o calor, todavia, em misturas menos porosas, ou seja, nos concretos de alto desempenho, esta tensão acumulada poder gerar o deslocamento superficial, também denominado “spalling” ou lascamento. De acordo com LIMA *et al* (2004), quando ocorre aquecimento, a fissuração intensifica-se nas juntas e nas regiões mal adensadas, bem como junto às armaduras, podendo haver perda do recobrimento e conseqüente aceleração do aquecimento após este atingir as armaduras, segundo NEVILLE *et al* (1997).

Esta tensão, gerada pelo aquecimento e evaporação da água, tem a capacidade de gerar o deslocamento, segundo PHAN E CARINO (2000) *apud* OLIVEIRA (2006), podendo reduzir a capacidade portante da estrutura.

Nos concretos mais porosos, com maior teor de umidade, a pressão gerada no momento do aquecimento facilmente encontra o meio externo, enquanto nos concretos mais densos, com menor teor de umidade, o vapor gerado ao tentar alcançar o meio externo provoca a concentração de tensões internas que podem ocasionar deslocamentos na superfície do concreto.

## **3.2. Comportamento dos elementos constituintes**

### **3.2.1. Água**

Segundo SOUZA *et al* (2005), a água com a elevação da temperatura sofre dilatação, o que origina o aumento da pressão interna do concreto e migração da água presente na pasta de cimento, para camadas externas, colaborando para a formação de fissuras internas, bem como sua retração de massa.

### 3.2.2. Argamassa

O comportamento da argamassa constituinte, com a evolução da temperatura retrata a degradação sofrida pelo aumento das fissuras internas e pela evaporação d'água. Segundo COSTA, FIGUEIREDO E SILVA (2002), até 80°C os produtos da hidratação do cimento permanecem quimicamente estáveis, ocorrendo apenas a formação de fissuras internas. A partir dos 65°C até os 80°C, inicia-se a evaporação da água, absorvida pelo concreto endurecido, e até os 100°C, ocorreu a expansão linear da pasta de cimento e toda a água livre dos interstícios é evaporada.

Segundo SOUZA (2005), a partir dos 100°C inicia-se a perda da água capilar, prosseguindo até 200°C e 300°C, sem que ocorra alteração na estrutura do cimento hidratado. Com a elevação da temperatura entre 300°C e 400°C, a água do gel de cimento é evaporada, iniciando a formação de fissuras superficiais e conseqüente redução da resistência.

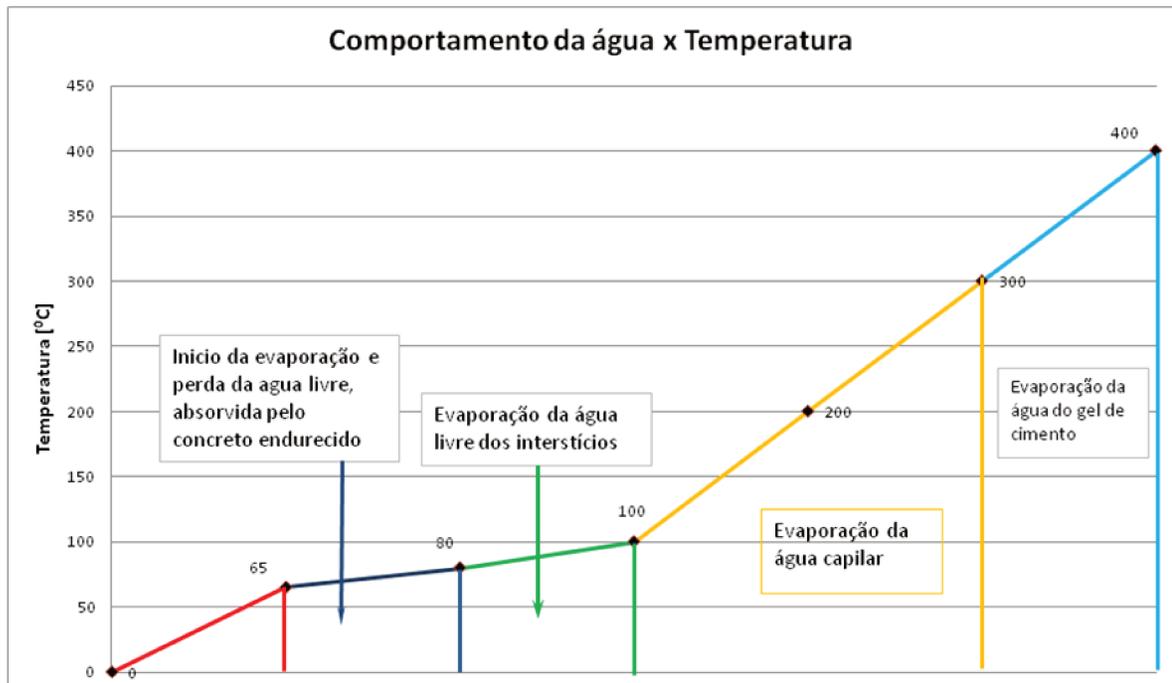


Figura 14 - Comportamento da água X temperatura

De acordo com KALIFA et al (2000), a retração na pasta provoca fissuras na microestrutura da pasta cimentícia e a desestruturação química se inicia aos 180°C. Após os 200°C, a perda de água reduz as forças de Van der Waals entre as camadas de silicato de cálcio. Esta degradação química mantém-se até os 300°C, se acentuando a partir desta temperatura, colaborando para a redução do módulo de elasticidade e a resistência à flexão do concreto. Segundo GRATTAN-BELLEW (1996) *apud* SILVA (2005), entre os 400°C e 600°C ocorre a degradação dos produtos de hidratação e do gel de silicato de cálcio, ocorrendo a liberação do óxido de cálcio CaO e da água evaporada, causando a redução de volume e conseqüente intensificação do aparecimento de fissuras.

### **3.2.3. Agregados**

A exposição de uma peça de concreto ao fogo interfere diretamente nos materiais que o constituem e conseqüentemente esta resposta interfere no comportamento das respectivas peças. De acordo com GRATTAN-BELLEW (1996) *apud* SILVA (2005), os agregados correspondem a 70% da massa e as propriedades térmicas do tipo de agregado influenciam diretamente as peças estruturais.

A capacidade de conduzir o calor é medida pela condutividade térmica e a natureza mineralógica do agregado determina a grandeza desta característica e, por sua vez, a do concreto endurecido. Na Tabela 4, são listados os agregados disponíveis no Brasil para produção de concreto, dentre esses, o basalto possui a menor condutividade térmica, enquanto os calcários apresentam valores médios, sendo que a família de agregados com maior condutividade térmica é o granito (base de quartzo).

SILVA (2005) afirma que esta característica é análoga à difusividade térmica, que pode ser descrita como a velocidade de propagação da temperatura dentro da peça, ou seja, quanto menor a condutividade menor a difusividade térmica. Segundo TASHIMA et

al (2004), a difusividade é uma propriedade térmica responsável pela estabilidade do concreto em função da variação de temperatura do interior da massa.

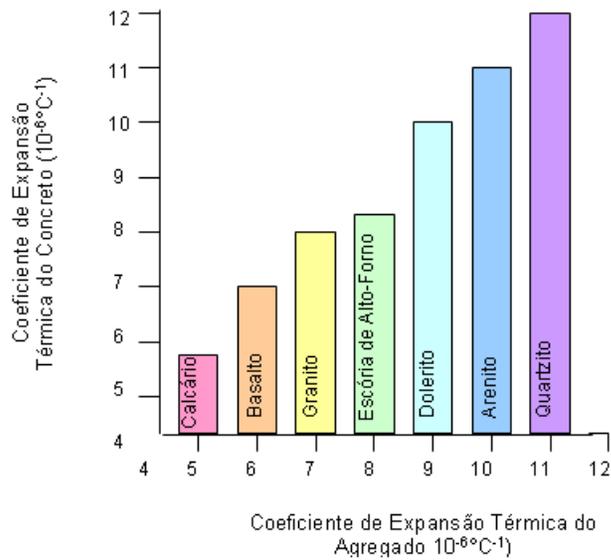
**Tabela 4 - Condutividade Térmica dos Agregados. Adaptado de SILVA (2005)**

<b>TIPO DE AGREGADO</b>	<b>Condutividade Térmica - W/m. K</b>	<b>Difusidade Térmica - m<sup>2</sup>h</b>
Quartzito	3,5	0,0054
Dolomita	3,2	0,0047
Calcário	2,6 – 3,3	0,0046
Granito	2,2 – 2,7	0,0040
Riolito	2,2	0,0033
Basalto	1,9 – 2,2	0,0030

Outra característica importante é a composição química dos agregados, ligada diretamente a resposta da massa à altas temperaturas. A Tabela 5, abaixo, demonstra um pequeno resumo dos diferentes tipos de agregado e de suas reações à altas temperaturas.

De acordo com CÁNOVAS (1988) *apud* SOUZA (2002), os agregados com sílica em sua composição, possuem coeficiente de dilatação térmica maior,  $1,3 \cdot 10^{-5} \text{m/m}^\circ\text{C}$ , em relação aos agregados calcários,  $0,8 \cdot 10^{-5} \text{m/m}^\circ\text{C}$ , conforme retratado na Figura 15, ressaltando que não existe proporcionalidade entre a condutividade térmica e a expansão, uma vez que é uma propriedade que depende da massa do agregado.

O coeficiente de dilatação térmica do concreto é determinado pela média de seus componentes, portanto pode-se admitir que os agregados participantes em 70% da mistura do concreto, irão determinar a característica térmica do mesmo, segundo MEHTA E MONTEIRO (2008).



**Figura 15 – Coeficiente de expansão térmica do agregado. SOUZA (2005)**

Tal como as características térmicas do agregado, o concreto herdará e sofrerá as conseqüências da resposta do agregado à altas temperaturas, sofrendo degradação física e química.

**Tabela 5 – Reação dos agregados às temperatura**

Mineral	Temperatura	Conseqüência
Pirita	150° C	Desintegração do agregado e ruptura do concreto
Quartzo	500° C	Expansão súbita de volume e transformação de quartzo $\alpha$ em $\beta$ , seguida de expansão de 0,85% do agregado miúdo
Calcário	< 800° C	Agregados estáveis, após esta temperatura decomposição do carbonato
Calcário e Basalto	> 700° C	Expansão similar aos silicosos devido à carbonatação, todavia em menor proporção

#### **3.2.4. Aço**

Segundo COSTA E SILVA et al (2002), o aço possui condutividade térmica maior que a do concreto, uma vez que a temperatura interna quando submetida à altas temperaturas tende a se uniformizar de maneira mais rápida, ao contrário do concreto, cujo interior não possui significativo aumento da temperatura. A outra característica do comportamento do aço quando aquecido, é a dilatação maior que a do concreto que o confina, fazendo com que a zona de aderência seja comprometida.

Esta perda de aderência varia com o aumento da temperatura, iniciando aos 100°C, e alcançando a perda total aos 600°C, em função do tempo de exposição. De acordo com COSTA E SILVA (2002), a perda da resistência se intensifica em caso de resfriamento súbito da estrutura, quando comparado ao resfriamento gradual pelo ar, devido à redução súbita do volume do aço.

Segundo COSTA E SILVA (2002), nos aços laminados à quente ocorrem 30% de aumento da resistência entre 250°C e 400°C, ocorrendo uma perda progressiva de resistência após este patamar, sendo a temperatura limite, quando a resistência se anula, de 1200°C.

Todavia, nos aços para concreto protendido, devido ao processo de fabricação, quando são submetidos à temperaturas superiores a 200°C a perda de resistência alcança 15% da resistência inicial, chegando a 90% quando a temperatura atinge valores próximos a 600°C.

### **3.3. Propriedades Mecânicas**

De acordo com COSTA et al (2002), as propriedades do concreto sofrem alterações quando expostos à elevadas temperaturas, estas alterações ocorrem nas propriedades físicas, químicas e mecânicas, tais como redução da resistência à

compressão, tração e módulo de elasticidade, relacionadas diretamente a retração da pasta devido à perda de água, enquanto o agregado e a armadura sofrem expansão.

Segundo BRANCO E SANTOS (2005) *apud* CUOGUI (2006) a partir dos 200°C, após a perda da água de constituição ocorre a redução da resistência entre 10% e 20%, quando a temperatura é elevada para 300°C, com a decomposição dos silicatos a resistência inicial decai em 30%.

SOUZA (2005), afirma que aos 500°C ocorre a decomposição do hidróxido de cálcio – Ca (OH)<sub>2</sub>, em Óxido de Cálcio (CaO) e água (H<sub>2</sub>O). O resultado desta decomposição é responsável por parte da fissuração do concreto, uma vez que a primeira parte se expande no momento da hidratação, ou seja, do combate ao fogo. Essa reação implica em uma perda de resistência da ordem de 60% a 70% da resistência inicial. As microfissuras que aparecem no concreto, quando submetido à altas temperaturas, se originam na incompatibilidade térmica entre os agregados e a pasta cimentícia, ocorrendo a perda da resistência do concreto.

Acima de 800°C, já se esgotou toda a resistência residual do concreto, devido a decomposição das estruturas internas do material.

COSTA et al (2002) cita que apesar do concreto de alto desempenho apresentar características melhores em pontos que focam a durabilidade da estrutura, a baixa porosidade pode ser a responsável pelos lascamentos, podendo acelerar a degradação da estrutura.

Em função deste comportamento fica explícito que a temperatura do concreto é o responsável direto pela resistência do material. Segundo COSTA E SILVA (2002), esta variação é estimada pelo coeficiente  $k_C$ , cujo valor característico para uma dada temperatura  $\theta$ , do  $f_{ck}$ , resistência característica a compressão, é representado pela fórmula que é função da temperatura:

$$f_{ck,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck,20^\circ C} \quad (3.1)$$

Onde:

$f_{ck,\theta}$  : resistência característica do concreto à compressão na temperatura  $\theta$  ( $^{\circ}\text{C}$ )  
[MPa]

$k_{c,\theta}$  : fator de redução em função da temperatura  $\theta$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) - [adimensional];

$f_{ck,20^{\circ}\text{C}}$  : resistência característica do concreto à compressão na temperatura ambiente,  $\theta=20^{\circ}\text{C}$ , [MPa].

Na Tabela 6 apresentada a seguir, da NBR15200:2004, fornece o valor de  $K_c$  em função do tipo de agregado.

**Tabela 6 – Valores de  $K_c$  em função da temperatura para dois tipo de agregados.**

Tempo [min]	Agregados silicosos $k_{c,\theta}$	Agregados Calcários $k_{c,\theta}$	Situação do Concreto
1	2	4	
20	1	□	Temperatura Ambiente
65	1	1	Início da perda da água livre do concreto
85	1	1	Evaporação da água dos interstícios
100	1	1	Início da Redução da aderência
200	0,95	□,97	Desestruturação química da pasta
300	0,85	0,91	Decomposição dos Silicatos
400	0,75	0,85	
500	0,60	0,74	Decomposição do Hidróxido de Cálcio
600	0,45	0,60	
700	0,30	0,43	Resistência residual
800	0,15	0,27	
900	0,08	0,15	Perda do Material
1000	0,04	0,06	
1100	0,01	0,02	
1200	0	0	

Na Figura 16, são desenvolvidos os valores da Tabela 6, tornando visível a resposta ao fogo de concretos com diferentes tipos de agregado. A partir de  $200^{\circ}\text{C}$ , a diferença de propriedade dos agregados influencia a resistência do concreto de

maneiras distintas, sendo mais impactante nos agregados silicosos que possuem valores do coeficiente de expansão térmica superiores aos agregados calcários e conseqüentemente aos concretos produzidos com este material.

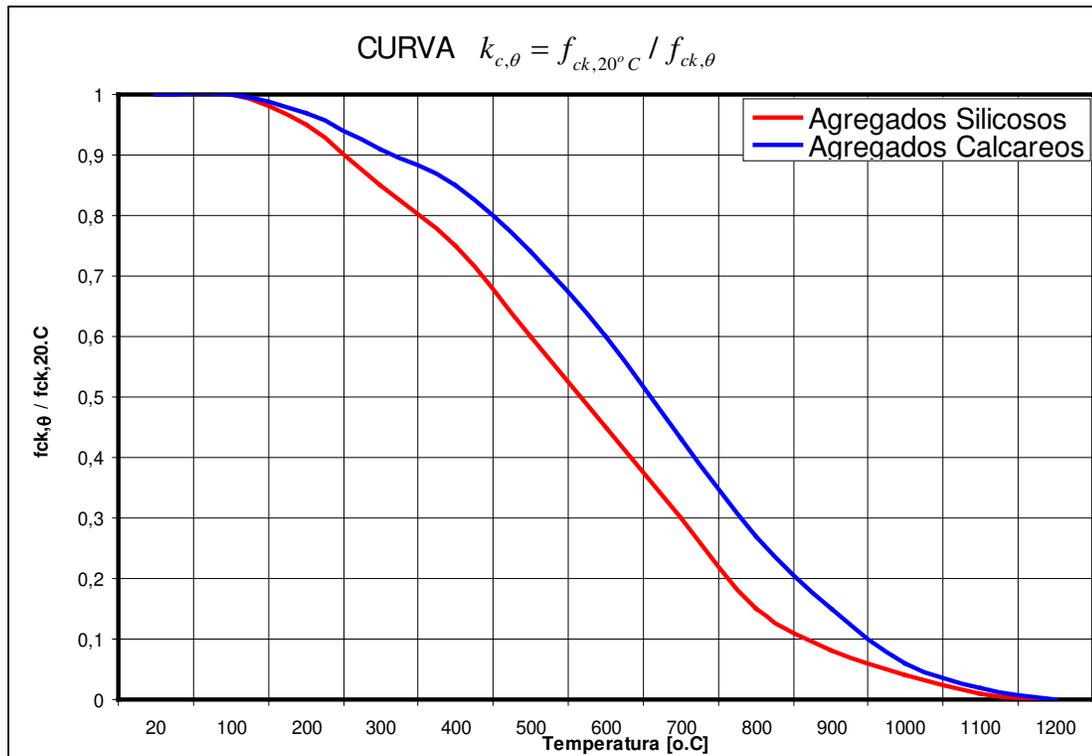


Figura 16 – Gráfico a partir da Tabela 6 -  $k_{c,\theta} = f_{ck,20^\circ C} / f_{ck,\theta}$

Quando o concreto é submetido à altas temperaturas, segundo EQUIPE DE FURNAS (1997) *apud* SOUZA (2005), a relação entre a resistência, a compressão e o módulo de elasticidade mantêm-se proporcional até 250°C. Todavia, a redução do módulo de elasticidade se faz mais perceptível nas peças esbeltas, ou seja, com pouca espessura, onde toda a massa é aquecida.

O efeito do fogo sobre o módulo de elasticidade foi estudado por diversos pesquisadores, entre eles Paulon (1984) e Landi (1986). Em ambas as análises pode-se notar que, acima de 500°C a redução é de pelo menos 50%. Conforme ressalta SOUZA (2005), esta pesquisa é ratificada por estudos do IPT – Instituto de Pesquisas

Tecnológicas , enquanto em outras pesquisas pode-se notar a perda total aos 600°C. A degradação do módulo de elasticidade pode ser representada pela expressão a seguir:

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} * E_{c,20^{\circ}C} \quad (3.2)$$

Onde:

$E_{c,\theta}$  → módulo de elasticidade do concreto na temperatura  $\theta$  (°C) [MPa]

$k_{cE,\theta}$  → fator de redução em função da temperatura  $\theta$  (°C) - [adimensional];

$E_{c,20^{\circ}C}$  → módulo de elasticidade do concreto na temperatura ambiente,  $\theta=20^{\circ}C$ , [MPa]

A NBR15200:2004- Projeto de Estruturas de Concreto em situação de incêndio, fornece a Tabela abaixo desta função, e da mesma maneira que no caso da resistência a compressão, retrata a diferença entre o concreto produzido com agregados silicosos e calcários.

**Tabela 7 – Valores de  $K_{c,E}$  em função da temperatura para dois tipo de agregados.**

Tempo [min]	Agregados silicosos $k_{cE,\theta}$	Agregados Calcários $k_{cE,\theta}$
20	1	1
100	1	1
200	0,9	0,94
300	0,72	0,83
400	0,56	0,72
500	0,36	0,55
600	0,2	0,36
700	0,09	0,19
800	0,02	0,07
900	0,01	0,02
1000	0	0
1100	0	0
1200	0	0

Na Figura 17, é desenvolvida a variação do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura, demonstrando resposta similar à da resistência, quando submetida à altas temperatura, onde agregados silicosos apresentam uma resposta mais intensa. Entretanto diferente da resistência à compressão, o módulo de elasticidade apresenta uma redução mais expressiva a partir dos 500°C, conforme já descrito.

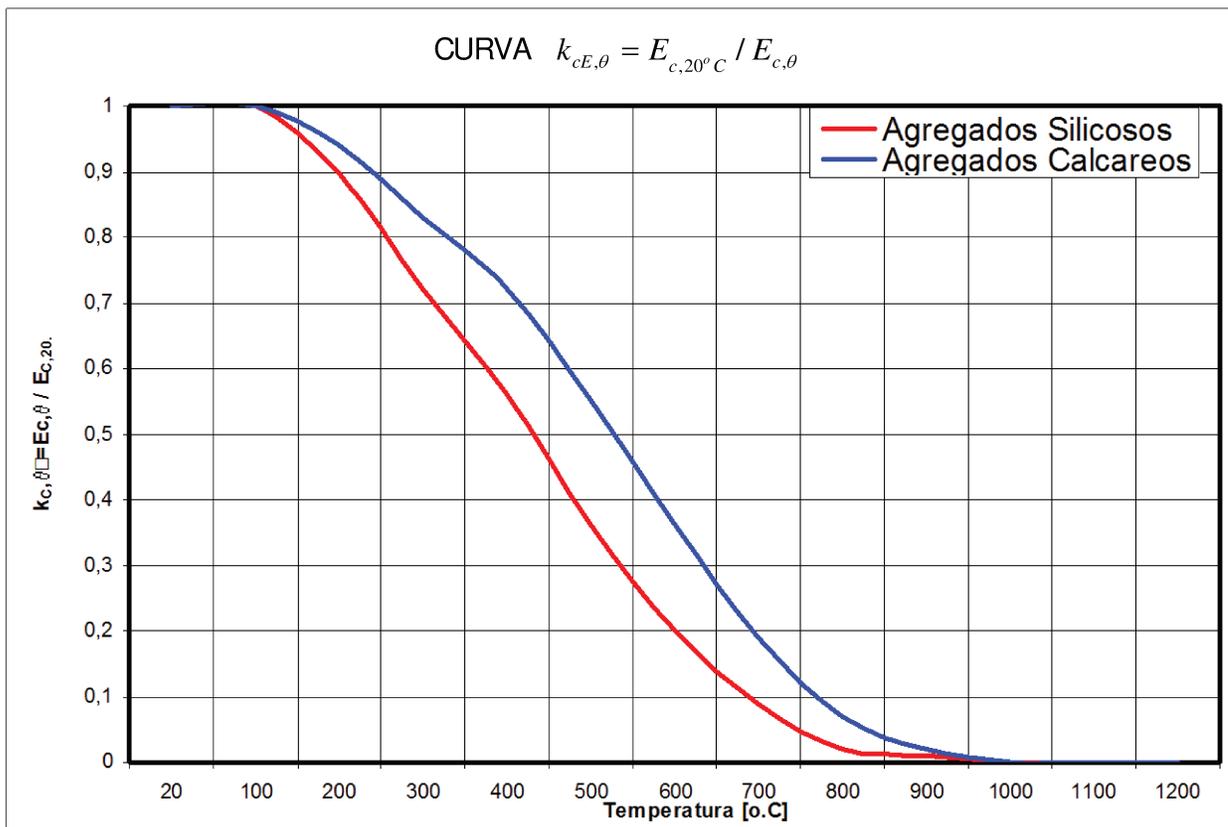
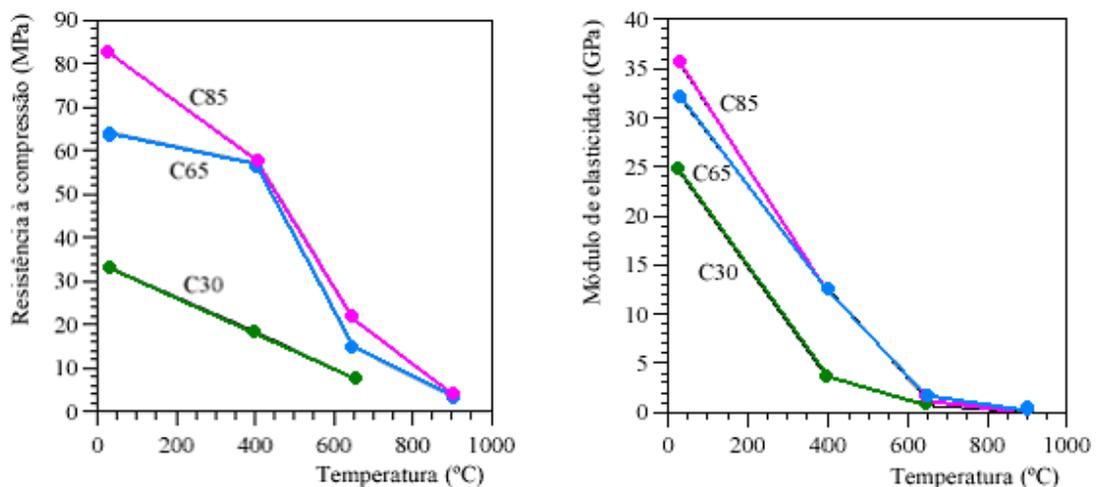


Figura 17 – Gráfico a partir da Tabela 7 -  $k_{cE,\theta} = E_{c,20^{\circ}C} / E_{c,\theta}$

VELASCO (2002) demonstra que, em estudos realizados em concretos convencionais ( $f_{ck} > 30$  MPa), concretos de alto desempenho - CAD ( $f_{ck} > 65$  MPa e 85MPa), constatou-se que a perda de resistência dos concretos CAD, até o patamar de temperatura de 400°C foi de 40%, enquanto para os concretos convencionais foi de 80%, entre temperaturas ente 400°C e 650°C, ou seja, no ponto onde ocorre a

degradação química dos elementos constituintes do concreto, os CAD possuem maior decréscimo de resistência e módulo de elasticidade.

Esse comportamento pode ser observado na Figura 18, uma vez que os concretos de alto desempenho – CAD, a partir do patamar de 400°C, tem a perda de resistência intensificada, enquanto para concretos convencionais ( $f_{ck} < 50$  MPa), a redução da resistência apresenta-se de maneira linear. Em contrapartida para o módulo de elasticidade a resposta do concreto é linear, não havendo alteração do comportamento



**Figura 18 - (a) Efeito da temperatura na resistência à compressão (MPa) e (b) Efeito da temperatura no módulo de elasticidade (GPa), (VELASCO et al. (2003))**

Esse comportamento dos diversos tipos de concreto, não é único e condicionado ao fato do concreto ser aquecido, ele depende de diversos fatores entre os quais podemos elencar:

- Histórico de carga;
- Taxa de resfriamento;
- Umidade;
- Lascamento (Spalling).

### 3.3.1. Histórico de carregamentos

Segundo WENDT (2006), os valores constantes na NBR15200:2004- Projeto de Estruturas de Concreto em situação de incêndio, para redução da resistência do concreto, foram baseados nas normas ISO (Internacional Standard Organization), cuja consideração de ensaios são corpos de prova aquecidos sob carga. Ensaios realizados por NEVILLE (1997), demonstraram que, quando o concreto é aquecido sob carga (0,4 fck), este conserva uma parcela maior da resistência do que quando é ensaiado após ter sido resfriado. Todavia, quando o concreto é ensaiado quente, sem aplicação de carga, os valores encontrados são intermediários.

Na Figura 19, a influência do aquecimento na resistência à compressão é demonstrada através de três curvas, onde a “curva B” representa um concreto carregado a  $0,4 \cdot f_{ck}$  e ensaiado quente, semelhante a uma estrutura real. Para a “curva A”, o mesmo concreto é aquecido sem carga e ensaiado quente e na “curva C”, o concreto é ensaiado na temperatura ambiente, após ser aquecido sem carregamento.

Na “curva B”, ou seja, uma estrutura real, a perda de temperatura se acentua por volta dos  $400^{\circ}\text{C}$ , momento no qual se inicia a degradação química do concreto, enquanto na “curva C”, a redução de resistência é superior ao que indicam a NBR15.200:2004, sugerindo que a compressão da peça impede a perda de água do concreto, preservando as propriedades do mesmo.

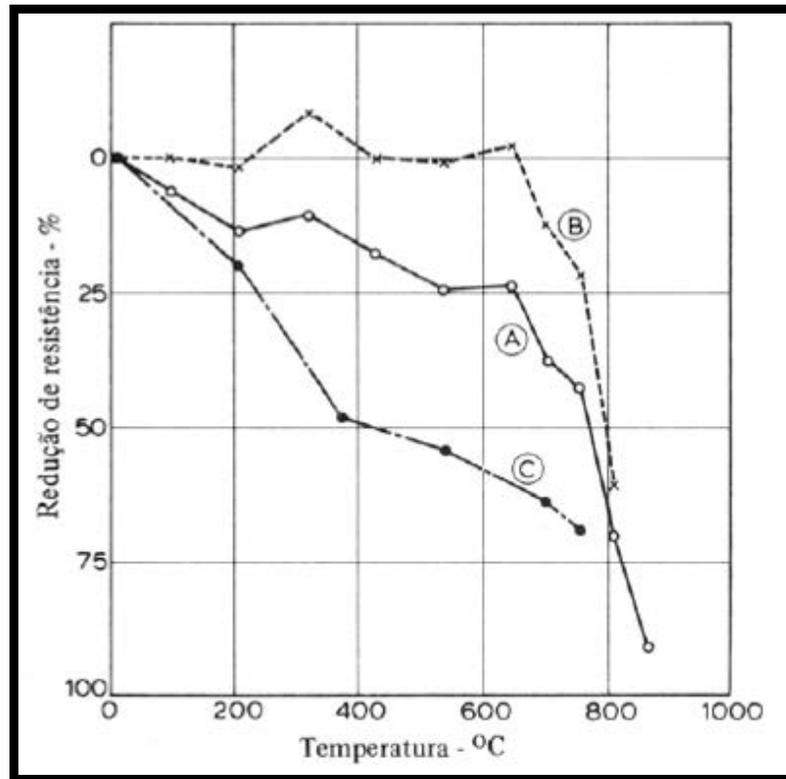


Figura 19 - Redução de resistência à compressão de concretos feitos com agregado calcário : (A) aquecido sem carregamento e ensaiado quente; (B) aquecido com carga de 0,4  $f_{cj}$  e ensaiado quente. (C) aquecido sem carga e ensaiado 7 dias depois conservado a 21o.C (NEVILLE (1997) apud WENDT (2006))

Vale ressaltar que este comportamento não é algo que possa ser considerado como regra, uma vez que o concreto é um material trifásico (água, pasta cimentícia e agregados), e o comportamento do material varia conforme sua composição.

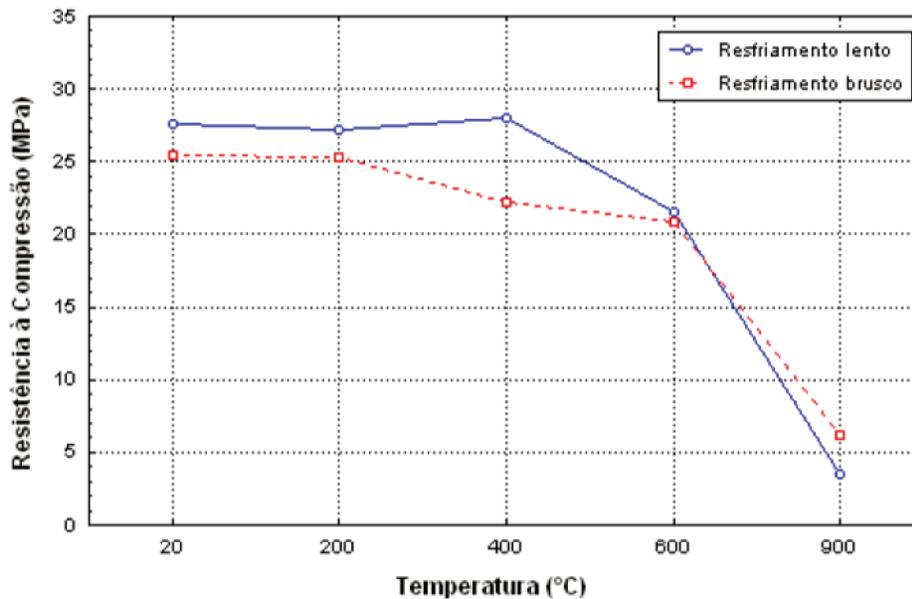
Segundo SARSHAR & KHOURY (1993) *apud* WENDT (2006), em ensaios realizados em concretos utilizando-se tijolo cerâmico como agregado graúdo, ao se aplicar um carregamento de 0,15  $f_{cj}$ , durante o aquecimento, resultou em um aumento da resistência residual, enquanto que, o mesmo procedimento aplicado a um concreto, que sofreu adição de sílica ativa e escoria de alto forno, houve perda da resistência residual, quando comparado ao concreto aquecido sem carregamento.

### 3.3.2. Taxa de resfriamento

O combate ao incêndio pode ser tão danoso à estrutura de concreto quanto à ação do fogo, uma vez que o choque térmico e a rehidratação do material provocada pela aplicação de água em sua superfície podem gerar tensões que tendem a produzir maior fissuração. Conforme já descrito anteriormente, entre 500°C e 600°C ocorre a decomposição do Hidróxido de Cálcio e conseqüente liberação do Óxido de Cálcio, que quando reidratado causa a expansão de volume e a conseqüente formação de fissuras, que muitas vezes podem levar à ruína da peça.

Segundo SOUZA et al. (2005), a adição de pozolanas à pasta, retira o hidróxido de Cálcio, aliviando o dano causado pela rehidratação da mesma. Porém, considera-se necessário a incorporação de fibras poliméricas para aliviar as pressões de vapor presentes em argamassas pozolânicas, uma vez que, estas fibras quando aquecidas são derretidas, liberando a passagem do vapor através dos espaços deixados, impedindo a desagregação precoce e explosiva do concreto.

WENDT (2006) afirma que, o tipo de resfriamento é significativo na resistência a compressão até a faixa de aquecimento de 400°C, uma vez que a degradação química é irreversível, enquanto a desidratação é reversível e mais eficiente se o resfriamento for lento, evitando que ocorra o aumento de volume do Óxido de Cálcio (CaO). Conforme demonstrado na Figura 20, onde da recuperação da resistência à compressão até o início da degradação química, não há influência significativa do tipo de resfriamento, até o patamar de 400°C, ponto em que o resfriamento brusco provoca a expansão do CaO e conseqüente desestruturação das ligações entre agregado e pasta cimentícia.



**Figura 20 - Média de resistências a compressão por tipo de resfriamento - WENDT (2006)**

Por outro lado, quando analisado o módulo de elasticidade, o tipo de resfriamento tem efeito inverso a resistência à compressão, onde o resfriamento brusco produz valores médios maiores de módulo de elasticidade quando comparado ao resfriamento lento. Este benefício está associado a umidade proporcionada pelo resfriamento, que produz o preenchimento dos poros e a conseqüente distribuição de tensões que não tem influência no ensaio de resistência à compressão, em função da velocidade de ensaio em que este é realizado.

### **3.3.3. Lascamento**

De acordo com COSTA (2002), o lascamento é um fenômeno natural do concreto quando exposto à altas temperaturas, originado pela liberação de vapor de água nas camadas superficiais do concreto aquecido. Esse fenômeno não possui critérios exatos de ocorrência, uma vez que, depende de fatores que vão desde a composição mineralógica do agregado, porosidade do concreto, carregamentos e características geométricas da peça. Como conseqüência, este esfoliamento da

superfície do concreto associado à altas temperaturas, reduz a resistência das armaduras e do concreto, segundo NINCE (2006), reduzindo a capacidade portante da estrutura e indicando que os fatores que resultam nos lascamentos podem ser resumidos em três mecanismos:

Pressão de vapor nos poros de concreto: devido à altas temperaturas são geradas três zonas distintas no concreto: superficial seca e desidratada, intermediária secando e desidratando e uma terceira interna, quase saturada. Com o aquecimento externo, ocorre a migração da umidade para as regiões mais frias da peça, entretanto NINCE (2006) afirma que a camada intermediária forma uma barreira impermeável, que aliada à velocidade de aquecimento e à umidade da peça irão gerar tensões superficiais, que iniciarão o lascamento. Este comportamento pode justificar a orientação do EUROCODE 2 (2001), onde concretos com umidade menor do que 3%, não correm o risco de lascamentos.

Tensões térmicas: O aquecimento da superfície do concreto gera gradientes térmicos entre a superfície aquecida, com tensões de compressão devido à restrição e o interior, com temperatura mais baixa em relação ao exterior, resultando em tensões de tração. Este comportamento imposto pelo ambiente deve ser acrescido das tensões de compressão e tração à qual as peças estão submetidas, gerando um estado tri-dimensional de tensões. Entretanto, HERTZ (2003), diz que este mecanismo é isolado e dificilmente as estruturas serão carregadas a ponto de provocar a ruptura. Esta situação é facilmente encontrada em incêndios de hidrocarbonetos, onde a temperatura máxima é rapidamente alcançada.

Tensões térmicas associadas a pressão de vapor nos poros: segundo NINCE(2006), a combinação da tensão de vapor nos poros e das tensões térmicas inicia a formação de fissuras paralelas à superfície, que tem sua ruptura limitada pela resistência à tração do concreto, de forma que, a liberação desta energia se dá através do deslocamento.

Entretanto, alguns fatores tendem a influenciar a ocorrência do lascamento, como no caso do agregado, conforme descrito no item 3.2.3, os diferentes tipos de

agregado possuem reações diferentes quando submetidos à elevação de temperatura. Por exemplo, os concretos produzidos com agregados silicosos podem apresentar deslocamento, acima dos 500°C, devido ao estilhaçamento e aumento de volume dos agregados. Por outro lado, a utilização de agregados calcários, que sofrem menor expansão e conseqüente, menor degradação da estrutura interna da pasta de cimento, resultando em menor incidência de lascamentos. No caso de concretos leves, o EUROCODE 2, recomenda que sejam efetuados ensaios de maneira a se obter a dimensão mínima das peças a fim de se evitar os lascamentos explosivos.

Segundo BUCHANAM (2001) *apud* COSTA (2002), a esbeltez da peça, combinada à tensão de compressão, durante o período de incêndio, contribuem para a incidência dos lascamentos, principalmente no canto das peças.

Conforme já descrito acima, em concretos de alto desempenho a baixa porosidade da pasta cimentícia provoca o acúmulo de bolsões de vapor de água, que podem gerar pressões que induzem lascamentos explosivos, também chamados “spalling”, ocorrendo entre 250°C e 280°C, temperatura onde toda a água quimicamente ligada começa a se desprender.

Segundo PURKISS (1996) *apud* COSTA (2002), o lascamento se manifesta em duas formas:

- delaminação gradual ou *sloughing*: caracterizado pelo descolamento de grande trecho do concreto, deixando nova superfície diretamente exposta ao efeito das altas temperaturas e conseqüente redução do recobrimento no local.
- Lascamento ou *spalling*: a perda de material é instantânea e violenta, reduzindo a pressão interna da pasta de cimento, de acordo com COSTA (2002), ocorre nos primeiros 30 minutos de incêndio.

SAITO (1966) *apud* COSTA (2002), afirmam que, quando a peça possui aquecimento diferenciado em sua superfície ou aquecimento em apenas uma lateral, o gradiente térmico é mais acentuado, podendo gerar lascamentos com maior facilidade, uma vez que o diferencial térmico da armadura no interior do concreto também

contribui para o aumento deste. O tipo de edificação compartimentada estudada por este trabalho possui tais características, uma vez que são edificações que devem manter seu funcionamento independente das ocorrências em compartimentos contíguos.

Segundo HERTZ (1992) *apud* SOUZA (2005), em ensaios realizados com corpos de prova, a ocorrência de lascamentos se deu em amostras com dimensões menores do que 10 X 20 cm, confirmando que peças delgadas têm maior possibilidade de ocorrência de *spalling*, uma vez que ocorre a diminuição da temperatura no interior da peça. Esse comportamento pode ser complementado pelas altas concentrações de armaduras, sendo que estudos demonstraram que peças com bitolas maiores que  $\phi$  25 mm, tendem a provocar maior incidência de lascamentos explosivos, uma vez que ocorre aumento localizado da temperatura e conseqüente aumento das tensões internas devido ao diferencial térmico.

O lascamento superficial deve ser encarado como uma degradação natural do concreto submetido à elevadas temperaturas, todavia, a bibliografia disponível sugere maneiras de minimizar ou postergar seus efeitos, dentre os quais podemos citar, a exigência de dimensões mínimas de peças e profundidade da armação, em função do tempo de exposição ao fogo, apresentado pela NBR15200 (2004) e pelo EUROCODE 2 (2001).

Segundo COSTA (2002), o mesmo EUROCODE 2 (2001) orienta que o concreto não deva possuir teor de umidade livre maior do que 3% em massa, bem como a utilização de armadura de pele para situações onde seja necessário utilizar recobrimento maiores do que 70 mm. Neste ponto cabe ressaltar que a NBR6118:2007 limita o recobrimento das armaduras em 50 mm, com tolerância de mais 10 mm. Neste capítulo não serão detalhadas as orientações das normas, quanto à dimensão das peças, sendo abordado no próximo capítulo.

De acordo com BUCHANAM (2002) *apud* COSTA (2005), a melhor solução para melhorar a condição do lascamento é a adição de fibras de polipropileno à pasta de cimento, pois estas quando aquecidas derretem à temperatura de 170°C, sendo

expulsas da peça, formando sulcos, por onde será liberada a pressão decorrente da liberação da água do concreto.

É necessária a análise do projeto estrutural para sugerir a utilização de concretos com características que melhor se adaptem às condições do incêndio, bem como sugerir a execução de proteções passivas na estrutura, de maneira a maximizar o tempo de resistência da mesma. Empregar concretos de alta resistência em área cujo risco de incêndio é alto, pode ser prejudicial à estrutura como um todo, uma vez que esta pode estar susceptível a efeitos como a degradação superficial (*spalling* ou *sloughing*).

## **4. Normas nacionais e internacionais**

Diversas normatizações regem e orientam a maneira como as estruturas de concreto devem ser projetadas para resistir aos esforços e a degradação impostos pela ação do fogo. No Brasil esta orientação se inicia pela legislação do Corpo de Bombeiros de cada Estado da Federação, sendo norteada pelas normas técnicas vigentes, tanto nacionais como internacionais.

Este capítulo irá fazer um resumo das orientações quanto à resistência ao fogo e o comportamento esperado das estruturas de concreto armado. Iniciando por aquelas oriundas dos órgãos governamentais, tais como o Corpo de Bombeiros, seguindo as normas brasileiras, internacionais e a comparação final entre as mesmas.

### **4.1. Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo – CB-PMESP**

As orientações técnicas que compõe a legislação do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo podem ser consideradas as mais aprimoradas entre as legislações estaduais em vigor, uma vez que foi desenvolvida em paralelo aos estudos e ensaios de fogo realizados pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

O CB-PMESP, possui diversas orientações emitidas, denominadas Instruções Técnicas, I.T., onde cada uma trata de um assunto específico, dentre as quais, aquela que abrange o assunto tratado por este trabalho, a IT-08 – Segurança Estrutural nas Edificações (resistência ao fogo dos elementos de construção).

O objetivo principal desta I.T., é orientar quanto à resistência dos materiais componentes da estrutura, estabelecendo padrões mínimos, para que seja possível a completa evacuação da edificação, ou seja, não é importante o comportamento do prédio durante o tempo requerido para a evacuação, mas somente que não ocorra o colapso estrutural durante a remoção das pessoas.

Nesta instrução, é apresentado o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo - TRRF, que representa o tempo necessário para a completa evacuação das diferentes

configurações das edificações. Esse tempo deve ser conseguido através da resistência dos elementos estruturais e de compartimentação, sendo necessária a comprovação por ensaio de laboratório ou modelo matemático devidamente reconhecido pelo meio técnico.

O referido documento também cita as normatizações técnicas que devem ser seguidas para o dimensionamento das estruturas, que basicamente são: NBR-15200:2004 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, e o Eurocode – Part 1-2 – *Structural fire design* (2001), no que se refere as estruturas de concreto, sendo aceito ensaios de resistência ao fogo conforme a NBR5628:2001 - Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo.

A indicação para determinado TRRF, é feita de acordo com a classificação do uso da edificação e com sua altura, ou seja, o tempo necessário para a completa evacuação das pessoas dos compartimentos. É válido ressaltar que a Tabela abaixo, Instrução Técnica 08 - PMESP (2001), tal como as normas que serão descritas, limita o TRRF em 120 minutos.

**Tabela 8 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) – Instrução Técnica 08 – PMESP (2001)**

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo hs		Altura da edificação h					
			Classe S <sub>2</sub> hs > 10m	Classe S <sub>1</sub> hs ≤ 10m	Classe P <sub>1</sub> h ≤ 6m	Classe P <sub>2</sub> 6m < h ≤ 12m	Classe P <sub>3</sub> 12m < h ≤ 23m	Classe P <sub>4</sub> 23m < h ≤ 30m	Classe P <sub>5</sub> 30m < h ≤ 80m	h > 80m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	CT
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60	60	90	120	CT
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120	CT
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120	CT
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60	60	90	120	CT
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	CT
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8 e F-10	90	60	60	60	60	90	120	CT
		F-3, F-4 e F-7	90	60	ver item A2.3.4.		30	60	CT	CT
		F-9	CT							
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60	30	60	60	90	120	CT
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60	30	30	30	30	60	120
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	CT
		H-2, H-3 e H5	90	60	30	60	60	90	120	CT
I	Industrial	I-1	90	60	30	30	30	60	120	CT
		I-2	120	90	30	30	60	90	120	CT
		I-3	120	90	60	60	90	120	120	CT
J	Depósitos	J-1	60	30	ver item A2.3.5.		30	30	60	CT
		J-2	90	60	30	30	30	30	60	CT
		J-3	90	60	30	60	60	120	120	CT
		J-4	120	90	60	60	90	120	120	CT
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120	CT				
M	Especial	M-1	150	150	150	CT				
		M-2	CT							
		M-3	120	90	90	90	120	CT		

NOTAS:  
1. CT = Utilizar Comissão Técnica junto ao Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo  
2. O TRRF dos subsolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo (ver item 5.10)

A IT-08 fornece também um resumo da resistência de alvenarias ao fogo, onde é possível estimar o comportamento do fechamento dos quadros formados pelas estruturas, bem como possíveis proteções passivas aos elementos estruturais, conforme está apresentada na Tabela 9.

Vale lembrar que, toda documentação citada ressalta a descrição de elemento corta-fogo, ou seja, elemento capaz de durante determinado tempo manter sua integridade diante das chamas, impedir a passagem de gases, bem como manter o isolamento térmico do ambiente.

**Tabela 9- Resistência ao fogo para alvenarias - CBPMESP (2001).**

Paredes ensaiadas (*)	Características das paredes											Resultado dos ensaios					
	Traço em volume da argamassa do assentamento			Espessura média da argamassa de assentamento (cm)	Traço em volume de argamassa de revestimento					Espessura de argamassa de revestimento (cada face) (cm)	Espessura total da parede (cm)	Duração do ensaio (min)	Tempo de atendimento aos critérios de avaliação (horas)			Resistência ao fogo (horas)	
	Cimento	Cal	Areia		Chapisco		Emboço						Integridade	Estanqueidade	Isolação térmica		
				Cimento	Areia	Cimento	Cal	Areia									
Parede de tijolos de barro cozido (dimensões nominais dos tijolos 5 cm x 10 cm x 20 cm; Massa: 1,5 kg)	Meio tijolo sem revestimento	-	1	5	1	-	-	-	-	-	-	10	120	≥ 2	≥ 2	1½	1½
	Um tijolo sem revestimento	-	1	5	1	-	-	-	-	-	-	20	395 (**)	≥ 6	≥ 6	≥ 6	≥ 6
5 cm x 10 cm x 20 cm; Massa: 1,5 kg	Meio - tijolo com revestimento	-	1	5	1	1	3	1	2	9	2,5	15	300 (***)	≥ 4	≥ 4	4	4
	Um tijolo com revestimento	-	1	5	1	1	3	1	2	9	2,5	25	300 (***)	≥ 6	≥ 6	≥ 5	> 6
Parede de blocos vazados de concreto (2 furos) (blocos com dimensões nominais: 14 cm x 19 cm x 39 cm e 19 cm x 19 cm x 39 cm; e massas de 13 kg e 17 kg respectivamente)	Bloco de 14 cm sem revestimento	1	1	8	1	-	-	-	-	-	-	14	100	≥ 1½	≥ 1½	1½	1½
	Bloco de 19 cm sem revestimento	1	1	8	1	-	-	-	-	-	-	19	120	≥ 2	≥ 2	1½	1½
	Bloco de 14 cm com revestimento	1	1	8	1	1	3	1	2	9	1,5	17	150	≥ 2	≥ 2	2	2
	Bloco de 19 cm com revestimento	1	1	8	1	1	3	1	2	9	1,5	22	185	≥ 3	≥ 3	3	3
Paredes de tijolos cerâmicos de oito furos (dimensões nominais dos tijolos 10 cm x 20 cm x 20 cm (massa 2,9 Kg))	Meio - tijolo com revestimento	-	1	4	1	1	3	1	2	9	1,5	13	150	≥ 2	≥ 2	2	2
	Um tijolo com revestimento	-	1	4	1	1	3	1	2	9	1,5	23	300 (***)	≥ 4	≥ 4	≥ 4	> 4
Paredes de concreto armado monolítico sem revestimento	Traço do concreto em volume, 1 cimento: 2,5 areia média: 3,5 agregado gáudio (granizo pedra nº 3); armadura simples posicionada a meia espessura das paredes, possuindo malha de lados 15 cm, de aço CA- 50A diâmetro ¼ polegada											11,5	150	2	2	1	1½
												16	210	3	3	3	3

(\*) Paredes sem função estrutural ensaiadas, totalmente vinculadas dentro da estrutura de concreto armado, com dimensões 2,8 m x 2,8 m, totalmente expostas ao fogo (em uma face).

(\*\*) Ensaio encerrado sem ocorrência de falência em nenhum dos três critérios de avaliação.

## 4.2. Corpo de Bombeiros do Estado do Paraná

No caso desta regulamentação, o embasamento de normas não é ressaltado como no anterior, mantendo o texto mais rígido em alguns pontos. A separação entre as classes de risco das edificações é feita em leve, moderado ou elevado. Esta divisão determina a capacidade resistente dos elementos estruturais, tais como paredes cortafogo e elementos que formam compartimentações da edificação.

A classificação de risco de incêndio é determinada pelo potencial calorífico da ocupação, como sendo sutil, moderado ou intenso. Todavia não apresenta um valor de referência desse potencial, apenas uma Tabela onde são listadas diversas ocupações possíveis das edificações, sendo o risco determinado através do seu uso e modo de utilização, isto é, como área de depósito ou não.

A classificação empregada nessa legislação se apresenta de maneira subjetiva, dando margem à interpretações equivocadas da lei e aberta a discussões sem resultados proveitosos.

Um exemplo claro, é o trecho extraído do Código de Prevenção à Incêndio do Corpo de Bombeiros do Estado do Paraná e apresentado na Tabela 10, onde ocupações que não apresentam diferenças entre a utilização e a condição de depósito, demonstram duas condições distintas de risco.

**Tabela 10 – Trecho do ANEXO A do código de prevenção de incêndio do CB-PMP. CB-PMP (2001)**

(1) Exposição, comércio, manuseio e fabricação.		
(2) Armazenagem e depósitos		
OCUPAÇÃO	Classe de Risco (1)	Classe de Risco (2)
Salão de jogos	RL	
Selaria	RL	RM
Sementes	RL	RE
Subestações	RL	
Supermercados	RL	RM
Tabacaria	RL	RM
Transformadores	RL	RM
Hangares de avião	RL	
Automóvel, garagem	RL	RE
Máquinas	RL	RM
Motores elétricos	RL	RM

A diferenciação de classe de risco se faz através da resistência que as paredes corta-fogo devem ter sob a ação do fogo. Risco leve, deve possuir resistência ao fogo de 120 minutos, enquanto as demais devem suportar 240 minutos sob a ação do fogo, mantendo a função.

A orientação está dividida em duas compartimentações distintas: em paredes externas, que separam a parte interna da externa, e em divisórias internas que garantem a compartimentação horizontal, vertical e entre os elementos estruturais entre pavimentos.

O tempo requerido para manter a condição corta fogo é de no mínimo 120 minutos, independente da ocupação da edificação. Dessa maneira percebe-se que, existe uma incompatibilidade na orientação técnica, causando confusão. A resistência

necessária para a compartimentação externa é superior à interna, sendo duvidoso garantir a função corta-fogo das paredes externas sem que toda a edificação se mantenha estável pelo mesmo período de tempo.

A NBR 14.432:2001 orienta que, em caso de diversas solicitações de TRRF em um mesmo compartimento, deverá prevalecer o maior dos tempos.

No caso a normatização nacional minimiza a contradição da orientação estadual, quanto às compartimentações. Porém não elimina as diversas especificações para compartimentos cujo risco apresentado pela utilização e pelo estoque não se distinguem, a ponto de reduzir o risco às estruturas e à vida humana.

#### **4.3. NBR 15.200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**

A NBR 15.200:2004 é a norma brasileira que orienta os critérios para projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio, sendo aplicada quando atendida a NBR 6118:2007 ou NBR 9062:2006. Nesta norma são apresentados os conceitos de estanqueidade e isolamento térmico, sendo:

Estanqueidade: Capacidade do elemento de compartimentação em impedir que, sob incêndio ocorram aberturas por onde atravessem gases quentes ou chamas, capazes de provocar a ignição de um chumaço de algodão.

Isolamento Térmico: capacidade do elemento de compartimentação em impedir acréscimos de temperatura, na face não exposta, superiores à 140°C na média ou superiores a 180°C, em qualquer ponto.

A NBR 15.200:2004 conceitua como premissa para a verificação das estruturas submetidas à altas temperaturas a proteção às vidas presentes na edificação, nas redondezas e somente depois de atendidas as duas primeiras situações, que o foco à propriedade seja ressaltado, devendo para tal ser atendido a função corta-fogo e de suporte.

Quanto ao TRRF, a NBR 14.432:2001 expõe algumas considerações, as quais isentam elementos estruturais, cujo desempenho não afeta a estabilidade da edificação, devendo ser limitadas estas exceções, para edificações menores que 45 metros de altura, dentre os quais podem ser citadas:

- Lajes: TRRF < 90 min.
- Vigas sem função da estabilidade global: TRRF < 60 min;

O incêndio, conforme estabelecido pela curva padrão (NBR 5628:2001), durante determinado intervalo de tempo, (TRRF – Tempo Requerido de resistência ao fogo), gera em cada elemento estrutural um carregamento, correspondente a distribuição de temperaturas nas peças. Segundo a NBR15.200:2004 esse processo conforme já descrito, é responsável pela degradação das características do material.

Essa resistência às ações de incêndio deve ser atendida através da combinação excepcional, (conforme a NBR8681:2004 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento), sendo aceitáveis colapsos localizados, plastificações e ruínas, desde que atendido ao critério primário de evacuação dos ocupantes. Em todos os casos a NBR15.200:2004, orienta que a estrutura passe por vistoria independente da intensidade do sinistro ou necessidade de reforço estrutural para recomposição das características originais.

As solicitações do incêndio, conforme já descrito, devem ser verificadas conforme ação excepcional, atendendo à equação:

$$F_{di} = \sum_{i=1}^m \gamma_{g1} F_{Gi,k} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} F_{Qj,k} \quad (4.1)$$

Onde:

$F_{di}$  : Ação de dimensionamento em situação de incêndio;

$\gamma_{g1}$  : Coeficiente de segurança – cargas permanentes;

$F_{Gi,k}$  : Carregamentos permanentes característicos;

- $\gamma_q$  : Coeficiente de segurança – cargas permanentes;
- $\psi_{2,j}$  : Coeficiente para combinação última de cargas variáveis, valor que pode ser reduzido em 0.7, em caso de carregamento de incêndio;
- $F_{Qj,k}$  : Carregamentos acidentais.

Na verificação das solicitações, devido às deformações impostas gerarem esforços reduzidos quando comparadas as deformações plásticas originadas do incêndio, estes são desprezados e apenas deve ser verificada a capacidade resistente das peças, devendo atender a seguinte condição:

$$S_{d,\bar{f}i} = (\gamma_g F_{q_{exec}} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{q_{jk}}) \leq R_{di} [f_{ck(\theta)}; f_{yk(\theta)}; f_{pyk(\theta)}] \quad (4.2)$$

Onde:

- $S_{di}$  : Solicitação de dimensionamento em condição de incêndio;
- $R_{di}$  : Resistência de dimensionamento da estrutura, através da resistência residual do concreto ( $f_{ck(\theta)}$ ), aço passivo ( $f_{yk(\theta)}$ ) e aço ativo ( $f_{pyk(\theta)}$ ), quando submetido à altas temperaturas.

Entretanto em caso da ausência de dados quanto aos esforços em situação de incêndio, pode-se admitir as solicitações de dimensionamento em condição de incêndio como sendo 70% das mesmas sem a condição de incêndio, como expresso na equação 4.3.

$$S_{d,\bar{f}i} = 0,70 S_d \quad (4.3)$$

### 4.3.1. Método tabular

O método tabular é prescrito pela NBR15200:2004, como método direto para análise da estrutura para condição de incêndio, preconizando dimensões mínimas para a largura das peças e seus recobrimentos. O método se baseia na premissa que, as peças com esse carregamento excepcional, irão romper por flexão ou flexo-compressão, sendo que a armadura de cisalhamento não é considerada, uma vez que segundo estudos não é a causa de ruptura, como consta na NBR 15200:2004.

As premissas estabelecidas por esta norma, para que os valores fornecidos pelo método tabular sejam validados são:

$$S_{d,fi} = 0,70S_d$$

$$A_{s,calc} / A_{s,ef} = 1$$

A carga de dimensionamento para a situação de incêndio é 70% da condição normal de utilização e a área de armadura empregada na peça deve ser no mínimo a indicada no dimensionamento.

No caso da condição acima não ser atendida, a norma apresenta em forma de planilha uma maneira de corrigir o recobrimento,  $c_1$ , que é a distância entre o centro da armadura longitudinal e a face externa da peça. Através deste artifício, é possível adequar o  $c_1$  conforme apresentado na Tabela 11 às condições do projeto, desde que sejam atendidas as prescrições mínimas de NBR6118:2007 e NBR 9062:2006.

**Tabela 11 - Valores de  $c_1$  em mm, para armadura passiva**

$S_{d,fi} / S_d$	$A_{scal}/A_{sef}$						
	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,7
0,7	0	1	2	4	5	6	7
0,65	2	3	4	5	6	7	9
0,60	4	5	6	7	8	9	10
0,55	5	6	7	8	9	10	11
0,50	7	8	9	10	10	11	12
0,45	9	10	10	11	12	13	13
0,40	10	11	12	13	13	14	15

Esse método através de Tabelas indica as dimensões mínimas que devem ser adotadas para as peças, segundo modelos estáticos padrão e condições específicas de ensaio das peças, dentre as quais cabe ressaltar:

- Lajes:

As Tabelas presentes na norma, fornecem a espessura mínima para que lajes ou capas de lajes nervuradas garantam a função corta fogo. No caso das lajes hiperestáticas, valem as mesmas considerações das vigas, ou seja, deve-se garantir a condição hiperestática das lajes, prolongando a armação até 30% do vão. Nesse elemento estrutural a norma permite a consideração de argamassas de revestimento de modo a contribuir na espessura de proteção do aço, lembrando que, estas considerações não são validas para as lajes cogumelos, uma vez que este tipo de estrutura depende da integridade global para manter a estabilidade.

- Vigas:

A consideração de fogo para este elemento, é pela premissa que todas as faces (laterais e fundo) estão sob a ação do fogo. É válido ressaltar que para utilização do modelo estático hiperestático, não são permitidas plastificações superiores a 15%, devendo em caso contrário, para análise de incêndio, as peças serem consideradas

isostáticas. No caso das vigas hiperestáticas é importante que a armadura negativa alcance uma extensão mínima de 30% do vão da viga, a partir do apoio.

A NBR 15200:2004, preconiza que a armadura mínima deste trecho seja:

$$A_{s_{calc(x)}} = A_{s_{calc(0)}} * (1 - 2,5 * x / l_{ef}) \quad (4.4)$$

Onde:

$A_{s_{calc(0)}}$  : área de armadura negativa conforme a NBR6118:2007;

$l_{ef}$  : vão efetivo da viga;

$x$  : extensão da armadura mínima varia de 0% a 30% do vão.

Este artifício visa garantir que, a viga quando submetida aos esforços de incêndio mantenha seu modelo estático, ou seja, a condição hiperestática evitando assim deformações excessivas ou a ruptura frágil da peça.

- Pilares:

Da mesma maneira que as demais peças, os pilares possuem limitações para seu uso, quando se avalia a estabilidade global do edifício. A norma orienta que suas tabelas sejam adequadas à estruturas de nós fixos, ou seja,  $\gamma_z < 1,1$  (coeficiente gama z).

A variável que comanda a análise do pilar, é a taxa de compressão,  $\mu_{fi}$ , da peça quando submetida à esforços de incêndio, devendo ser limitado a  $\mu_{fi} = 0,70$ .

No caso dos pilares-parede, pilares cujas dimensões visam atender à estabilidade global da edificação e, portanto a tensão média é menor do que a consideração máxima, a norma oferece uma opção,  $\mu_{fi} = 0,35$ , limitada pela espessura da peça, geralmente menor que a dos demais pilares.

### **4.3.2. Método simplificado de cálculo**

Este método proposto pela NBR 15.200:2004 se baseia em algumas hipóteses, entretanto, é válido lembrar que não garante a função corta-fogo e onde as peças necessitem dessa função é necessário que sejam atendidas as dimensões mínimas propostas pelo método tabular.

Entre as premissas elencadas pela norma para esta metodologia, esta à relação de 0,70 entre os esforços normais de dimensionamento e o dimensionamento em situação de incêndio. A distribuição de temperatura em cada peça deve ser calculada através da literatura disponível ou de programas computacionais. O dimensionamento ou verificação aos esforços de incêndio pode ser efetuado pela teoria na qual a NBR6118:2007 está preconizada, utilizando-se os valores médios de resistência do concreto e aço, quando submetido à altas temperaturas.

### **4.3.3. Métodos Avançados de Cálculo**

Nesta análise apresentada pela normatização, ao contrário da anterior, quando não se garante as funções corta-fogo, é necessário que se façam ensaios com modelo reduzido, através de amostras do material ou do sistema. Quanto às premissas exigidas, pode-se citar a combinação de ações que deve ser rigorosa, conforme prescrito pela NBR8681:2003. A análise a ser efetuada, deve considerar a não linearidade física para implementar as deformações térmicas, analisando a distribuição de esforços compatível com o TRRF, bem como a resistência correspondente à temperatura incidente sobre o material, lembrando sempre que, o dimensionamento deve respeitar a norma de concreto estrutural, seja este moldado in-loco ou pré-moldado.

É importante salientar que a NBR15200:2004 apenas cita e norteia a utilização dos dois métodos acima elencados, não explicitando as metodologias necessárias para seu emprego. Ao contrário do método tabular, mais simples, que possui na norma todas as orientações necessárias para ser aplicado ao projeto estrutural.

#### **4.4. Eurocode – Part 1-2 – *Structural fire design***

Tal como a NBR15200:2004, o EUROCODE – Part 1-2, é o elemento normativo responsável por definir premissas para o projeto das estruturas de concreto em situação de incêndio no âmbito da Europa.

Diferente da norma brasileira, o Eurocode separa em classes as respostas que as estruturas devem ter sob a ação de altas temperaturas, onde a resistência ou respostas à altas temperaturas se apresenta da seguinte maneira:

**Critério E:** a peça deve manter sua integridade estrutural

**Critério I:** a peça deve garantir o isolamento, neste caso por semelhança, pode-se entender que se trata da função corta-fogo. Sendo atendido quando a temperatura do lado oposto ao incêndio não exceda em sua média 140º C ou a máxima diferença de 180º C.

**Critério R:** neste caso a peça deve resistir aos esforços impostos pelas ações térmicas durante o incêndio. O critério é atendido quando a estrutura mantém a capacidade de carga durante todo o incêndio.

**Critério M:** direcionado para elementos de compartimentação vertical, que devam receber esforços de impacto lateral.

Além dos critérios acima descritos, a norma permite a combinação entre os mesmos. Dessa maneira pode conseguir uma aproximação da normatização individual de cada país da Comunidade Européia, bem como a vigente no Brasil, onde não existe separação das funções que compõe o elemento corta-fogo.

Outro componente no estudo do comportamento dos elementos estruturais ao incêndio é o tempo de resistência ao fogo, o TRRF. No EUROCODE- *Part 1-2* (2001), este recebe a denominação de “R” e varia entre 30 e 240 minutos. Neste caso é ressaltada a importância dos elementos estruturais manterem a capacidade de carga durante toda a duração do incêndio, incluindo a fase de resfriamento, que não é levado em consideração na normatização nacional.

#### 4.4.1. Perda de Resistência do concreto

O EUROCODE - *Part 1-2* (2001), sugere que há redução da capacidade resistente com o aumento da temperatura do material, sendo esta uma função  $\theta$  da temperatura, tal como a NBR15200:2004.

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{m,fi} \quad (4.5)$$

Onde:

$X_k$  : propriedade característica (resistência, tensão, deformação), para temperatura normal;

$k_{\theta}$  : fator de redução dependente da temperatura do material

$\gamma_{m,fi}$  ; coeficiente parcial de segurança, para o material em condição de incêndio

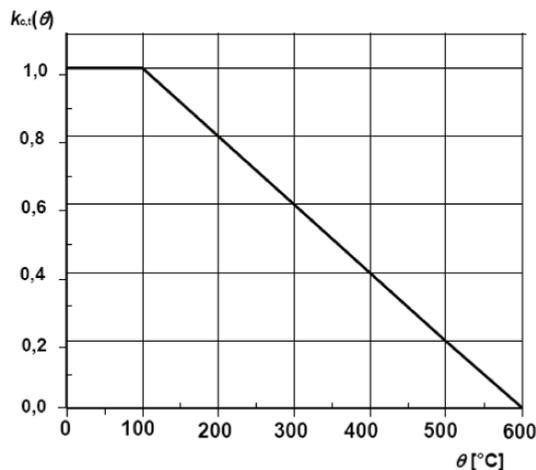
Os valores obtidos pela expressão acima são próximos aos da NBR15.200:2004. Mas neste caso também é possível encontrar dois dados que são: a deformação específica do concreto para temperatura  $\theta$ ,  $\varepsilon_{c1,\theta}$ , e a deformação específica última para mesma condição,  $\varepsilon_{cu1,\theta}$ .

Na Tabela 12 é demonstrada a evolução da perda de resistência com a elevação da temperatura, conforme o EUROCODE *Part 1-2* (2001), onde é feita a distinção da origem do agregado, tal como na NBR15.200:2004, (agregados silicosos e calcários). Juntamente com o decréscimo da resistência são indicados os valores de  $\varepsilon_{c1,\theta}$  e  $\varepsilon_{cu1,\theta}$ , para temperatura  $\theta$ , ficando evidente que o concreto sob a ação de altas temperaturas está sujeito a maiores deformações, entretanto esta característica não sofre a influência do tipo de agregado constituinte.

**Tabela 12 - Valores para os principais parâmetros de tensão, para concretos de peso normal para agregados silicosos e calcários, conforme EUROCODE 1-2 (2001)**

Concreto Temperatura ( $\theta$ ) [°C]	Agregado Silicosos			Agregados Calcários		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0056	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	-	-	-

Na Figura 21, é apresentada a variação da resistência à tração em função da temperatura,  $k_{c,t}(\theta)$ , podendo-se observar que a resistência à tração do concreto é completamente diluída aos 600°C. O decréscimo da resistência à tração se inicia juntamente com o início da evaporação da água absorvida pelo concreto e termina quando da evaporação da água de constituição e degradação química da pasta com conseqüente perda da zona de transição entre pasta e agregado.



**Figura 21 - Coeficiente  $k_{c,t}(\theta)$ , para diminuição da resistência à tração ( $f_{ct,t}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004)**

No gráfico da Figura 22 é apresentada a variação da resistência à tração e à compressão do concreto em função do aumento da temperatura, onde pode-se notar que a resistência à tração do concreto não obedece a relação com a resistência à compressão. Esta situação se observa pelo processo de deterioração dos elementos constituintes do concreto, e conseqüente aumento de volume dos agregados com o aumento da temperatura.

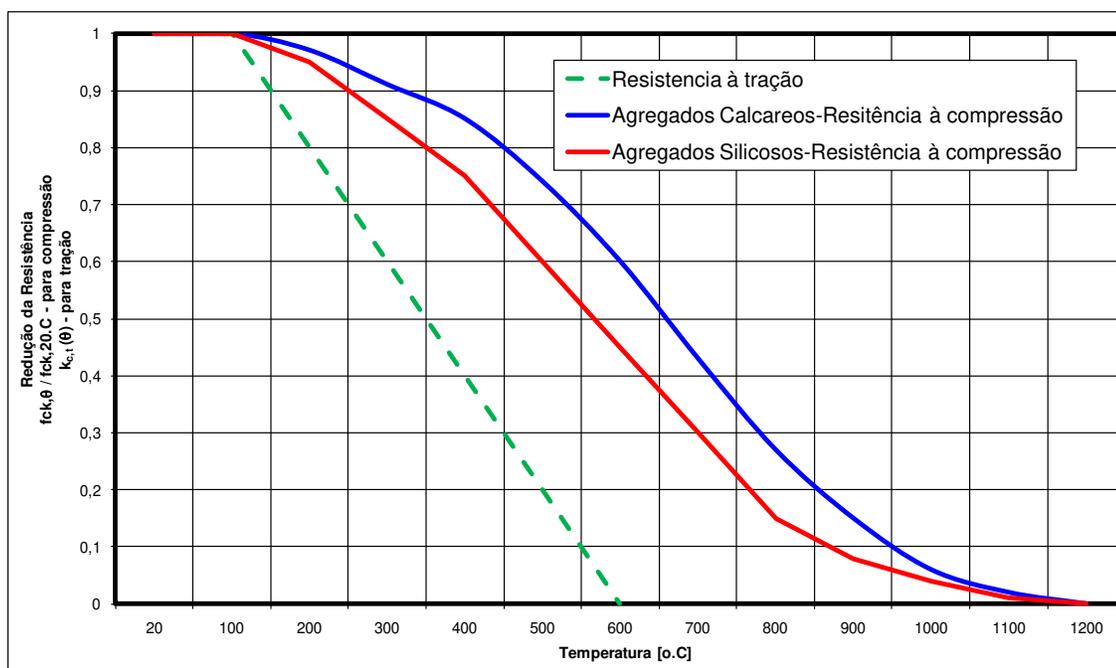


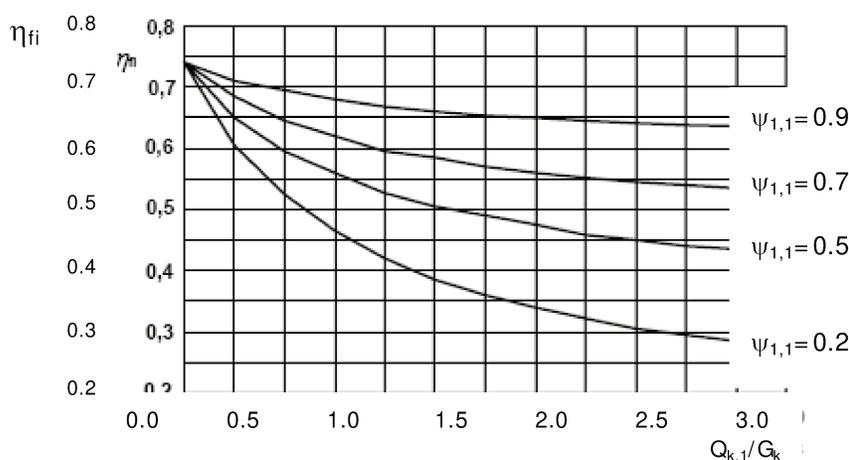
Figura 22 - Coeficiente  $k_{c,t}(\theta)$ , para diminuição da resistência à tração ( $f_{ck,t}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004)

#### 4.4.2. Considerações e metodologias utilizadas

Todas as considerações seguidas, tais como tempo de resistência ao fogo, dimensões mínimas e recobrimento das armaduras, estão embasadas na consideração do nível de carregamento ao qual a estrutura estará submetida durante o incêndio. Através desta será possível avaliar a resposta a ser obtida, tais como: deformações, curvas de temperatura interna da peça e tempo de resistência. Deve ser ressaltado que, o modelo adotado reproduza o comportamento da estrutura em condição de incêndio.

O nível de carga ao qual uma peça está submetida é a relação entre o carregamento de incêndio e o nominal e tem como premissa o valor de 0,70. Por similaridade este valor é o mesmo sugerido pela NBR8681:2003 para a combinação freqüente de carregamentos, onde o fator,  $\psi_{1,1}$ , para cargas acidentais em serviço é 0,70.

Para outras combinações de carregamento o EUROCODE 1-2 (2004) fornece curvas, apresentadas na Figura 23, que permitem a adequação do fator de redução,  $\eta_{fi}$ , para diferentes relações de carga acidental,  $Q_{k,1}$ , e carga permanente,  $G_{k,1}$ , podendo assim adequar a estrutura e suas características de carga.



**Figura 23- Variação do fator de redução  $\eta_{fi}$  com a relação de carga permanente ( $G_k$ ) / acidental ( $Q_{k,1}$ ), conforme EUROCODE 1-2 (2004)**

Considerando que, as deformações na direção do eixo das peças, decorrentes das ações térmicas durante o incêndio, são plásticas, permanentes e de valores elevados, podem ser descartadas uma vez que não é possível combatê-las. No entanto as deformações e esforços provenientes dos gradientes térmicos (aqueles provenientes do aquecimento da estrutura, tais como lajes ou lateral de vigas), devem ser levados em consideração, através de análise global da edificação, onde é necessário verificar o tipo de falha devido à exposição ao fogo, considerando-se a rigidez e resistência resultante das peças e os efeitos da expansão térmica.

Para tais considerações são permitidas três metodologias para as soluções de projeto:

- Métodos tabulares:

São baseados em ensaios experimentais, de modo que atendam à condição de carregamento e isolamento. Baseia-se no conceito que, quanto mais profunda for a camada do material da seção transversal, menor será a temperatura, ou seja, quanto mais profunda estiver a armadura em relação à superfície aquecida, mais protegida estará das ações térmicas.

- Métodos simplificados de cálculo:

Devem ser utilizados para dimensionamento e verificação de vigas e lajes submetidas a carregamento distribuído, sendo que o carregamento normal pode ser modelado através de análise linear. O Eurocode Part 1-2 (2004) orienta a utilização de dois métodos simplificados, sendo baseados na premissa de implementar os esforços de segunda ordem, e na curva de incêndio padrão para determinar a temperatura a qual a peça esta submetida.

Os métodos têm por objetivo calcular a seção resistente aquecida verificando as combinações de carga dos esforços impostos, considerando as curvas de temperatura na profundidade da peça e a resistência ao longo das camadas.

Dentre eles, cabe ressaltar o Método dos 500°C, sugerido para utilização em peças submetidas à flexão e esforços axiais, tendo a vantagem de permitir a utilização em incêndios parametrizados. O método se baseia simplificada em, ignorar a parcela da seção transversal que alcance a temperatura de 500°C, enquanto o Método de Zona, não permite tal facilidade, devendo ser utilizada a curva de incêndio padrão, tendo o mesmo conceito de ignorar áreas afetadas pelo fogo, verificando a nova seção aos esforços e combinações de projeto.

Para auxiliar esta análise, o Eurocode Part 1-2 (2001), fornece ábacos com curvas de isovalores, para determinadas dimensões padrão de diversos elementos estruturais onde é possível estimar a evolução das temperaturas internamente às peças. Estas curvas foram desenvolvidas para concretos com agregados silicosos, sendo sua

utilização para outras misturas uma abordagem conservadora em função da natureza dos agregados.

- Métodos avançados de cálculo.

Os métodos avançados, sugeridos pelo Eurocode Part 1-2 (2001), buscam realizar a aproximação do comportamento da estrutura sob condições de incêndio, baseando seu comportamento em condições de utilização e nas características físicas da estrutura. A metodologia permite avaliar as possíveis falhas e modos de ruptura da estrutura e descartar formas que não podem ser abrangidas tais como: incapacidade de rotação, fragmentação, flambagem local e problemas na ancoragem nos apoios.

Os modelos devem garantir a resposta térmica e mecânica da estrutura, através do desenvolvimento da distribuição da temperatura nos membros estruturais e a verificação do comportamento mecânico da estrutura global ou da análise local das peças.

A resposta térmica, é embasada na teoria da transferência de calor e é influenciada pela umidade do ambiente e pela migração da umidade interna à peça. Todavia, neste estudo é considerado uma abordagem conservadora onde não é considerado o efeito da umidade da peça, uma vez que tende a agravar o comportamento da mesma.

A resposta mecânica por sua vez, é embasada na mecânica das estruturas e no comportamento das propriedades dos materiais, tendo como base a mudança destas com o aumento da temperatura. Nesta fase, deve ser levada em conta a não linearidade física para dimensionamento das peças sob incêndio, considerando as deformações compatíveis com o conjunto da estrutura em estudo, através de análise global ou local, bem como as rotações plásticas das estruturas de concreto armado, cujos acréscimos devem ser computados através das deformações últimas em condições de incêndio, sendo afetadas pelo confinamento da armadura na peça de concreto.

A verificação dos métodos avançados deverá ser feita através de ensaios realizados para diversas temperaturas, por tempos e em superfícies de exposição para

se obter suas conseqüentes deformações. Os parâmetros críticos devem ser verificados para garantir que o modelo esteja em conformidade com os princípios de engenharia. Por meio de uma análise de sensibilidade, entretanto quando as dimensões mínimas do método tabular forem atendidas, não é necessário que seja feita esta verificação, uma vez que este considera que as solicitações por torção, cisalhamento e ancoragem das armações estão atendidas.

É válido ressaltar que, a normatização sugere que se a peça possuir uma umidade entre 2,5% e 3,0%, o risco de lascamentos (spalling) fica minorado. Para o caso em que a umidade seja superior a estes limites, deverá ser levada em consideração a possibilidade da perda local do recobrimento da armação e a conseqüente perda da contribuição deste feixe ou armação na resistência do elemento. Podendo ser dispensada tal verificação, caso tenham sido feitos ensaios experimentais onde se comprove que a peça com tais características não possui risco de lascamento.

#### **4.4.3. Método Tabular**

O método tabular, é a maneira mais simples de verificação de estruturas sob a condição de incêndio. Através de Tabelas onde são associados: o tempo resistente ao fogo, TRRF, o tipo de elemento estrutural e suas dimensões mínimas. O método tabular do Eurocode Part 1-2 (2004) se baseia em peças para TRRF de até 240 minutos, sendo os valores desenvolvidos para concretos produzidos com agregados silicosos. Quando utilizados agregados calcários ou leves o valor fornecido pelas Tabelas pode ser reduzido em 10% para vigas e lajes.

Pelo Eurocode Part 1-2 (2001), desde que atendidas as planilhas, fica liberada a verificação para cisalhamento, torção e lascamentos. Vale ressaltar que as planilhas se baseiam em resistência crítica do aço aos 500° C, quando as peças forem em concreto armado e 350° C para concreto protendido.

No caso da função de suporte, R, o método tabular atende dentro da seguinte condição:

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1.0 \quad (4.6)$$

Onde:

$E_{d,fi}$ : esforços de incêndio (dimensionamento)

$R_{d,fi}$  : capacidade resistente (dimensionamento)

No caso dos pilares, a norma oferece duas opções para concepção do projeto estrutural sendo:

Método A: É adequado principalmente para estruturas com predominância de compressão, sendo a validade do método limitada por:

- Comprimento de flambagem < 3,00 m;
- Excentricidade de primeira ordem sob carregamento de incêndio deve ser menor do que:

$$e = M_{0ed,fi} / N_{0ed,fi} \leq e_{\max} \leq 0.15 * h \quad (4.7)$$

Onde:

$M_{0ed,fi}$  : momento de primeira ordem;

$N_{0ed,fi}$  : esforço normal de primeira ordem;

$e_{\max}$  : excentricidade máxima;

$h$  : menor dimensão da seção transversal.

- Taxa mínima de armadura:

$$A_s > 4\% A_c,$$

Onde:

$A_c$ : área da seção transversal em concreto;

$A_s$ : área de aço.

Método B: É válido para estruturas contraventadas, sendo a validade do método limitada por:

- Comprimento de flambagem em condição de incêndio deve atender:

$$\lambda_f i = l_{o,fi} / i \quad (4.8)$$

Onde:

$\lambda_f i$  : coeficiente de flambagem em situação de incêndio;

$l_{o,fi}$  : comprimento de flambagem;

$i$  : raio de giração;

- Excentricidade máxima menor do que 100 mm;
- Devem ser acrescidos efeitos de segunda ordem.

Da mesma maneira que o Eurocode Part 1-2 (2004) e a NBR15.200:2004 diversas normas internacionais possuem seus métodos tabulares, dentre as quais: ACI-216R-89, normas oceânicas AS-3600 e NZ 3101 PART 1 (1985). Segundo COSTA & SILVA (2003), no caso de lajes o ACI-216R-89, fornece ábacos independentes para as condições de vínculo, e no caso das vigas, ambas as normas estão separadas pela condição isostática ou hiperestática.

Com o objetivo de demonstrar as diferenças entre as diversas normatizações e conseqüentemente sua cultura normativa, através das Tabelas 13, 14, 15 e 16 será feita demonstração dos principais itens do método tabular. Será utilizada como referência à pesquisa de COSTA E SILVA (2004).

Tabela 13 – Comparação de Métodos Tabulares para LAJES, referência COSTA E SILVA (2004)

NBR 6118 : 07					Normas	Eurocode 2 - Part 1-2 : 2004					NBR15.200 : 2004					NZS 3101 - Part 1 - (1985)					AS-3600 - (2001)					BS 8110-2 - 1985				
Espessura Mínima (mm)					TRRF (min)	Espessura (hs) - mm	Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)				Espessura (hs) - mm	Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)				Espessura (hs) - mm	Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)				Espessura (hs) - mm	Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)				Espessura (hs) - mm	Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)			
Classe de Agressividade							unidirecional	ly/lx < 1.5	1,5 < ly/lx < 2	unidirecional		ly/lx < 1.5	1,5 < ly/lx < 2	unidirecional	ly/lx < 1.5		1,5 < ly/lx < 2	unidirecional	ly/lx < 1.5	1,5 < ly/lx < 2		apoiada nos 4 lados	contínuas	apoiada nos 4 lados	contínuas					
1	2	3	4	5																							I	II	III	IV
50	70	100	120	150	20	25	35	45	30	60	10	10	10	60	10	10	10	-	-	-	-	60	15	10	75	15	15			
									60	80	20	10	15	80	20	10	15	80	25	i.e.	25	80	20	15	95	20	20			
									90	100	30	15	20	100	30	15	20	120	45	i.e.	45	100	25	15	110	25	20			
									120	120	40	20	25	120	40	20	25	150	60	i.e.	30	120	35	15	125	35	25			
									180	150	55	30	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
									240	175	65	40	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

- Uso da Laje
- 1 Cobertura não em Balanço
  - 2 Piso ou Cobertura
  - 3 Veículos com peso até 30 kN
  - 4 Veículos com peso acima 30 kN
  - 5 Cobertura não em Balanço

Tabela 14 - Comparação de Métodos Tabulares para VIGAS ISOSTATICAS, referência COSTA E SILVA (2004)

NBR 6118 : 07					Normas	Eurocode 2 - Part 1-2 : 2004								NBR15.200 : 2004								BS 8110-2 (1985)		AS-3600 (2001)							
Largura Mínima das Vigas - bw - (mm)					TRRF (min)	Possíveis combinações entre bw (min) e - $c_{min}$ (mm) (no texto de norma $c_{min} = a$ )								Possíveis combinações entre bw (min) e - $c_{min}$ (mm) (no texto de norma $c_{min} = a$ )								bw	a	bw	a						
Classe de Agressividade						1		2		3		4		1		2		3		4											
1	2	3	4	5		I	II	III	IV	bw	a	bw	a	bw	a	bw	a	bw	c1	bw	c1	bw	c1	bw	c1						
120	150	25	30	40	50	30	80	25	120	20	160	15	200	15	80	25	120	20	160	15	190	15	80	20	80	20					
						60	120	40	160	35	200	30	300	25	120	40	160	35	190	30	300	25	120	30	300	25	120	30	120	30	
						90	150	55	200	45	300	40	400	35	140	55	190	45	300	40	400	35	150	40	400	35	150	40	150	45	
						120	200	65	240	60	300	55	500	60	190	65	240	60	300	55	500	50	200	55	500	50	200	55	200	55	
						180	240	80	300	70	400	65	600	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
						240	280	90	350	80	500	75	700	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

bw = largura da viga  
a = c1 = eixos das armadura a face exposta  
Tipo de viga 1 = Viga Isostatica  
Tipo de viga 2 = Viga Parede

Tabela 15 - Comparação de Métodos Tabulares para VIGAS HIPERESTÁTICAS, referência COSTA E SILVA (2004)

NBR 6118 : 07							Norm as	Eurocode 2 - Part 1-2 : 2004								NBR15.200 : 2004						BS 8110-2 (1985)		AS-3600 (2001)		NZS 3101 Part 1 (1985)			
Largura Mínima das Vigas - bw - (mm)			Cobrimentos mínimos - c <sub>min</sub> (mm)				TRRF (min)	Possíveis combinações entre bw (min) e - c <sub>min</sub> (mm) (no texto de norma c <sub>min</sub> = a)								Possíveis combinações entre bw (min) e - c <sub>min</sub> (mm) (no texto de norma c <sub>min</sub> = a)						bw	a	bw	a	bw	a		
Tipo de Viga		Classe de Agressividade						1		2		3		4		1		2		3									
1	2	I	II	III	IV	bw		a	bw	a	bw	a	bw	a	bw	c1	bw	c1	bw	c1	bw	a	bw	a					
120	150	25	30	40	50	30	80	15	160	12	-	-	-	-	80	15	160	20	190	12	80	20	75	20	80	20			
						60	120	25	200	12	-	-	-	-	120	25	190	12	300	12	80	20	120	20	120	20	120	20	
						90	150	35	250	25	-	-	-	-	140	35	250	25	400	25	120	35	150	25	150	25	150	25	
						120	200	45	300	35	450	35	500	30	200	45	300	35	450	35	150	50	200	35	200	35	200	35	
						180	240	60	400	50	550	50	600	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
						240	280	75	500	60	650	60	700	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

bw = largura da viga

a = c1 = eixos das armadura a face exposta

Tipo de viga 1 = Viga Isostatica

Tipo de viga 2 = Viga Parede

Tabela 16 - Comparação de Métodos Tabulares para PILARES, referência COSTA E SILVA (2004)

NBR 6118 : 07					Normas	Eurocode 2 - Part 1-2 : 2004						NBR15.200 : 2004										
Dimensão Mínima do Pilar - (mm)		Cobrimentos mínimos - $c_{min}$ (mm)			TRRF (min)	Todos os lados expostos						1 face exposta		Todos os lados expostos						1 face exposta		
Tipo de Viga		Classe de Agressividade				$\mu_{fi}=0,20$		$\mu_{fi}=0,50$		$\mu_{fi}=0,70$		$\mu_{fi}=0,70$		$\mu_{fi}=0,20$		$\mu_{fi}=0,50$		$\mu_{fi}=0,70$		$\mu_{fi}=0,70$		
		I	II	III		IV	lado	a	lado	a	lado	a	lado	a	lado	a	lado	a	lado	a		
190	1	25	30	40	50	30	200	25	200	25	200	32	155	25	190	25	190	25	190	30	140	25
						60	200	25	200	36	250	46	155	25	190	25	190	35	250	45	140	25
						90	200	31	300	45	350	53	155	25	190	30	300	45	450	40	155	25
						120	250	40	350	45	350	57	175	35	250	40	350	45	350	50	175	35
						180	350	45	350	63	450	70	230	55	-	-	-	-	-	-	-	-
						240	350	61	450	75	-	-	295	70	-	-	-	-	-	-	-	-

Normas	BS 8110-2 (1985)						AS-3600 (2001)		NZS 3101 Part 1 (1985)			
TRRF (min)	todas as faces expostas		50% das faces		1 face exposta		1 face exposta $\mu_{fi}=0,70$		bw	a	bw	a
	lado	a	lado	a	lado	a	lado	a				
	30	150	20	125	20	100	20	140				
60	200	25	160	25	120	25	140	25	200	20	200	20
90	250	30	200	25	140	25	155	25	240	35	250	35
120	300	35	240	25	160	25	175	35	300	45	300	45
180	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
240	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Segundo COSTA E SILVA (2004), os métodos tabulares das normas internacionais sofreram grande alteração entre as décadas de 80 e 90. Todavia as modificações decorrentes na qualidade do cimento, aumento da resistência do concreto e redução da porosidade tiveram reflexo negativo no comportamento das estruturas de concreto ao incêndio.

As alterações no cimento e no concreto resultaram modificações nas normatizações em valores compatíveis aos da década de 1980, anteriormente considerados exagerados.

A evolução na modelagem estrutural alterou o dimensionamento dos pilares, que passou a ser efetuado levando-se em consideração a resistência do concreto e a esbeltez das peças, enquanto nas normas mais antigas esta análise era efetuada somente através das faces expostas ao fogo.

COSTA E SILVA (2004) permite diferenciar as denominadas normas oceânicas, (norma Australiana:AS-3600-(2001) e neozelandesa NZS 3101 Part 1 (1985), cuja forma de apresentação é por ábacos, sendo possível, através das Tabelas 13 e 14, constatar que os valores muito se aproximam daqueles solicitados pelo EUROCODE Part 1-2 (2004). Todavia o ACI 216R (1989), não apresenta método tabular, sendo a capacidade resistente ao incêndio, obtida através de ensaios, cujos resultados fazem parte da norma.

Para COSTA E SILVA (2004), as normas oceânicas levam em consideração as proteções ativas para combate ao incêndio, tais como *splinkers*, detecção de fumaça, brigada de incêndio, entre outras, o que justifica porque alguns valores de recobrimento e dimensões mínimas são reduzidos, quando comparado com as normas Européias e Brasileira.

Percebe-se grande semelhança entre a normatização européia e a brasileira, NBR15.200:2004, que limita sua abrangência à 120 minutos de fogo, conforme a IT-08, do CBESP, enquanto que o EUROCODE vai até 240 minutos. Ao se adotar este entendimento em projetos nacionais existe a necessidade de comparar com a orientação da NBR6118:2007, que limita o cobrimento das armaduras a 6.0 cm,

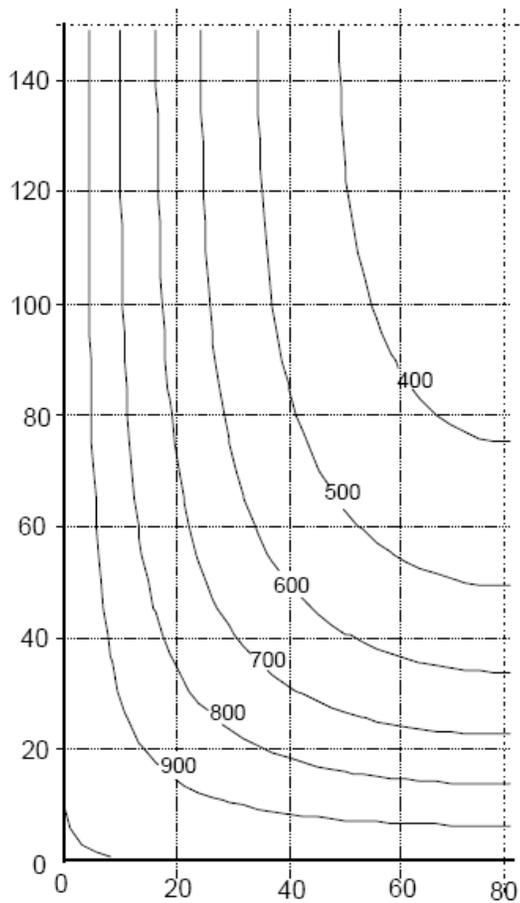
obrigando que após este limite, sejam colocadas armaduras adicionais de maneira que se combata a fissuração superficial. Outro contraponto está no dimensionamento de peças pré-moldadas, onde cobrimentos desta ordem de grandeza, geram a necessidade de armaduras adicionais para a fase de montagem e transporte, para que não ocorram fissurações que comprometam a durabilidade das peças.

#### **4.4.4. Métodos simplificados de Cálculo – Método dos 500° C**

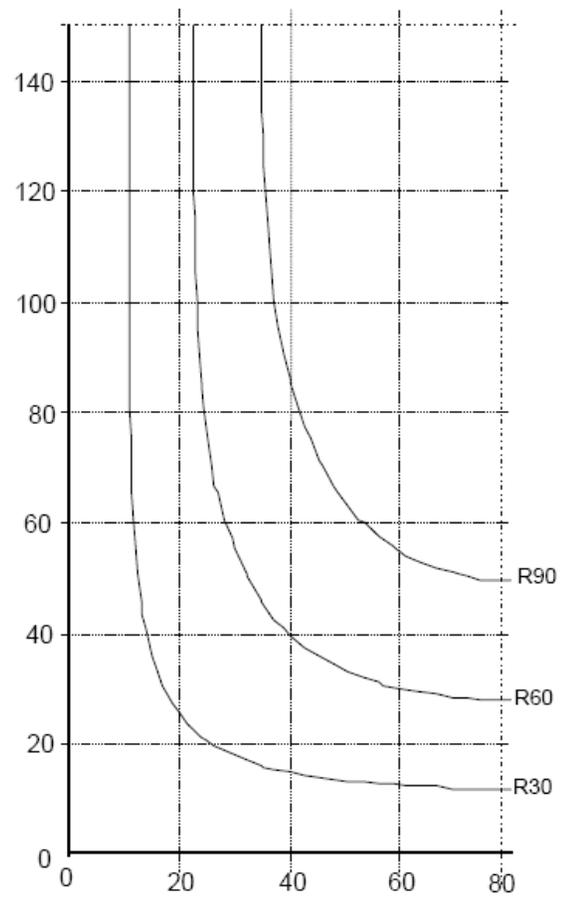
Segundo COSTA E SILVA (2005), o método proposto por ANDERBREG (1978) que considera que até 550° C, o concreto era pouco afetado pelas ações térmicas, posteriormente com o avanço das pesquisas este patamar foi reduzido para 500° C, que passou a ser conhecido como método dos 500° C.

COSTA E SILVA (2005), afirma ser aconselhável ignorar a região do elemento cuja temperatura ultrapassou 500° C, assumindo que os pontos com temperaturas inferiores ao limite sejam considerados inalterados, deixando os efeitos térmicos apenas para o aço. Segundo RIGBERTH *apud* COSTA E SILVA (2005), através de ensaios esta simplificação foi constatada para diversos TRRF e carregamentos, em concretos com agregados silicosos de densidade normal.

Para a determinação da seção a ser excluída, é necessário conhecer as isotermas internas à peça. Essas serão conseguidas através de programas computacionais de elementos finitos ou através de gráficos fornecidos pelo EUROCODE part1-2 (2004). As Figuras 24 e 25, são um exemplo dos ábacos de isotermas fornecidos pelo EUROCODE. Na Figura 24, é demonstrada a evolução da temperatura na profundidade, em uma peça submetida ao incêndio por determinado tempo, enquanto a Figura 25 demonstra o tempo necessário para que uma temperatura específica evolua na profundidade da peça.



**Figura 24 - Curvas Isotérmicas para viga 160 X 300 mm para TRRF-90 - Fonte: EUROCODE part1-2 (2004)**



**Figura 25 - Isoterma 500°C para viga 160 X 300 mm - Fonte: EUROCODE part1-2 (2004)**

Os efeitos das ações térmicas sobre as armaduras deve ser feito pela consideração da redução da resistência e do módulo de elasticidade, em função da temperatura ( $\theta$ ), sendo considerada como temperatura da armadura a isoterma que cruza o centro geométrico das armaduras.

Deve-se levar em consideração que, no caso das peças comprimidas produzidas com concretos de alto desempenho, onde o efeito da temperatura pode ser maximizado pela ocorrência de lascamento nas camadas superficiais do concreto, o EUROCODE - Part 1-2 (2004), recomenda que a espessura atingida pela isoterma 500°C, seja maximizada conforme formulação representada na equação 4.9, em função do  $f_{ck}$  do concreto.

$$a_{500,car} = k_{a500} * a_{500} \quad (4.9)$$

Onde:

$a_{500,car}$  : espessura delimitada para isoterma 500°C, para CAR (mm);

$k_{a500}$  : fator de correção para o CAR;

$a_{500}$  : espessura delimitada pela isoterma 500°C (mm).

Na Tabela 17 é demonstrado o majorador,  $k_{a500}$ , que permite expandir o limite da isoterma referente aos 500°C, em função da resistência a compressão,  $f_{ck}$ , e sua respectiva resistência média,  $f_{cm}$ . Entretanto para concretos de resistência superior a 80 MPa é sugerido a utilização de métodos mais refinados.

**Tabela 17- Majoração do limite da isoterma 500°C para Concreto de Alta Resistência – CAR.**

**COSTA E SILVA (2004)**

$k_{a500}$	$f_{ck} \rightarrow f_{cm}$ (MPa)
1,1	55 → 67
	60 → 75
1,3	70 → 85
	80 → 95
usar métodos mais refinados	80 → 95
	90 → 105

Segundo COSTA E SILVA (2005), esta metodologia foi desenvolvida para agregados silicosos (granito, arenito e xistos), e pode ser adaptado para outros tipos de misturas, porém os códigos normativos apenas apresentam os conceitos para a utilização do método, deixando a critério do projetista as combinações de carregamentos e esquemas estáticos utilizadas, segundo a Teoria das Estruturas.

A normatização sugere que sejam respeitadas as dimensões mínimas para a utilização da metodologia, em função do tempo de resistência ao fogo ou da carga térmica, para que seja garantida a condição de corta-fogo.

Na Tabela 18 estão apresentados os valores das dimensões mínimas necessárias em função do TRRF, bem como a carga térmica e a mínima largura das peças em função do tempo de exposição à carga térmica.

**Tabela 18 - Mínimas dimensões para seção transversal em função do TRRF e da carga térmica (para curva padrão e exposição padrão ao fogo) - EUROCODE PART 1-2 (2004)**

Resistência ao fogo					
TRRF	R60	R90	R120	R180	R240
Mínima Largura da Seção transversal (mm)	90	120	160	200	280
Carga Térmica					
Carga Térmica MJ/m <sup>2</sup>	200	300	400	600	800
Mínima Largura da Seção transversal (mm)	100	140	160	200	240

O método dos 500°C, pode apresentar valores muito conservadores para elementos esbeltos, devido a isso BUCHANAM (2001) *apud* COSTA E SILVA (2005), sugerem que os limites de temperatura sejam subdivididos em duas parcelas, (400°C e 600°C), onde as regiões com temperaturas superiores à 600°C são eliminadas.

Entretanto para a temperatura limite de 400°C, deve ser considerada 100% da resistência à compressão do concreto à temperatura ambiente, enquanto para a parcela superior, deverá ser adotada 70% dessa resistência.

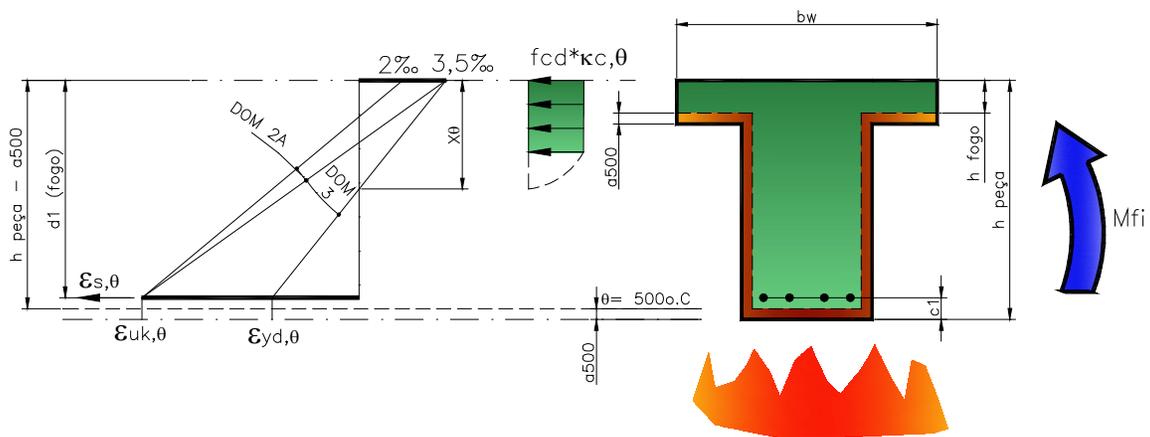
Este incremento pode eliminar a simplicidade do método, tornando-se necessário a utilização de recurso computacional, portanto o EUROCODE PART 1-2 (2004), sugere a utilização da resistência do concreto a compressão à temperatura ambiente, para a temperatura de até 500°C.

Como já foi ressaltado, o método tem como premissa a relação entre a temperatura na superfície da peça e a redução de resistência em função desta. No caso do concreto ocorre a perda de massa (teórica), e no aço a implementação do redutor  $K_{s,0}$ .

Conforme recomendação do CEB-Bulletin n°208 (1991), para as peças submetidas à flexão, deve-se proceder o equilíbrio dos esforços para a seção transversal, assumindo-se que o concreto armado está no domínio 3 e portanto o

concreto apresenta deformação correspondente a  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ . A mesma consideração deve ser adotada para a temperatura ambiente caso esta não tenha excedido aos  $500^{\circ}\text{C}$ , conforme preconiza o método.

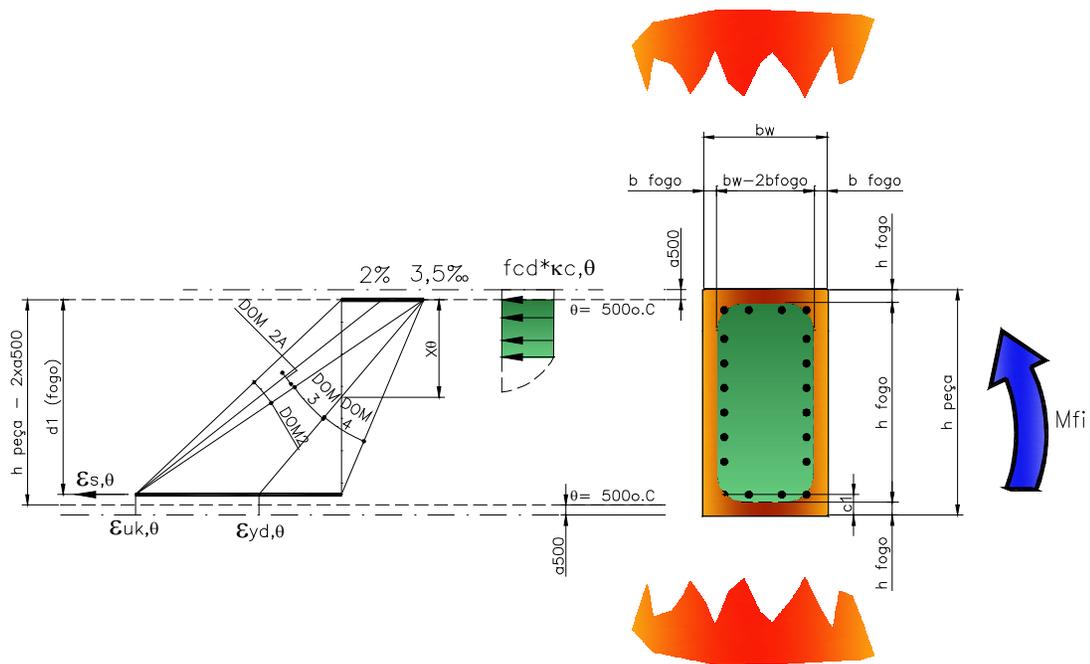
A Figura 26 ilustra a premissa do método dos  $500^{\circ}\text{C}$ , para uma viga, onde é eliminada a espessura da seção cuja temperatura atingiu os  $500^{\circ}\text{C}$ ,  $a_{500}$ , e o recálculo dos domínios de dimensionamento.



**Figura 26 - Domínio 3 de Deformação para peça em situação de incêndio para método dos  $500^{\circ}\text{C}$**

A Figura 27 assinala a premissa do método dos  $500^{\circ}\text{C}$ , para uma peça submetida a flexão composta reta, ou seja, um pilar, submetido à altas temperaturas em todo o seu entorno, onde novamente é eliminada a espessura da seção cuja temperatura atingiu os  $500^{\circ}\text{C}$ ,  $a_{500}$ , e o recálculo dos domínios de dimensionamento.

Em ambos os casos é feita a verificação da seção comparando a relação entre o cobrimento,  $c_1$ , e a espessura danificada, para analisar a necessidade de redução da resistência do aço.



**Figura 27 - Flexão Composta Reta para peça em situação de incêndio para método dos 500°C**

Para as diversas fibras aplica-se o equacionamento simplificado, equação 4.10, ressaltando as duas possibilidades de aplicação, onde no caso da região não estar aquecida (concreto ou aço), os fatores  $\kappa_{s,\theta}$  e  $\kappa_{c,\theta}$ , deverão ser igualados a 1.

$$x_{\theta} = (\kappa_{s,\theta} * f_{yd}) * A_s / 0,68 * b_w * (f_{cd} * \kappa_{c,\theta}) \quad (4.10)$$

Onde:

$x_{\theta}$  = altura da linha neutra em situação de incêndio [cm]

$f_{yd}$  = tensão de cálculo do aço em temperatura ambiente [kgf/cm<sup>2</sup>]

$f_{cd}$  = tensão de cálculo do concreto à compressão em temperatura ambiente [kgf/cm<sup>2</sup>]

$A_s$  = área de aço da peça [cm<sup>2</sup>]

$b_w$  = largura da mesa colaborante da peça [cm]

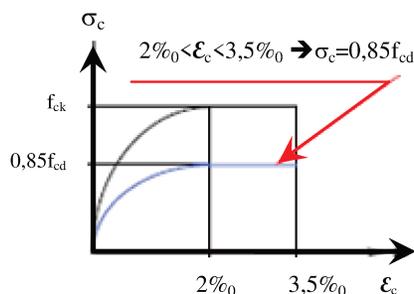
$\kappa_{s,\theta}$  = redutor da resistência do aço para temperatura  $\theta$ , conforme método dos 500°C, para o caso de  $\theta < 500^\circ\text{C}$ , igual a 1

$\kappa_{c,\theta}$  = redutor da resistência à compressão do concreto para temperatura  $\theta$ , conforme método dos 500°C, para o caso de  $\theta < 500$ o.C, igual a 1.

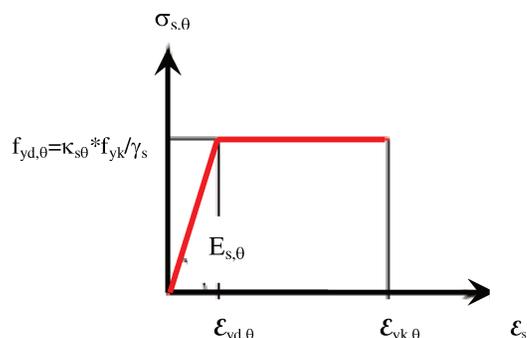
No caso da flexão composta reta, segundo COSTA E SILVA (2004), os métodos difundidos na literatura técnica apresentam algumas lacunas nas verificações, tais como, limite de verificação dos materiais, excentricidades excepcionais durante o incêndio e propagação das fissuras. O diagrama de tensão-deformação apresentado pelo EUROCODE PART 1-2 (2004), limita o patamar de escoamento em 150‰, enquanto o CEB-Bulletin 208 (1991), limita a 26‰.

Por outro lado, COSTA E SILVA (2004), considera que ambas as publicações se omitem quanto a declaração do alongamento do aço em condições de incêndio,  $\epsilon_{s\theta}$ .

Costa (2002), apresentou uma adequação do dimensionamento à flexão composta em temperatura ambiente em que considera os efeitos da ação térmica nos limites de resistência e deformação específica do aço. Na Figura 28, o diagrama tensão-deformação do concreto é o mesmo em ambos os casos, enquanto para o aço, foi proposto a utilização do diagrama bi-linear, semelhante ao proposto pela NBR6118:2007, contra o diagrama caracterizado pela região elíptica, conforme exposta na Figura 29.



**Figura 28 - Diagrama tensão-deformação para ELU, conforme NBR6118**



**Figura 29 - Diagrama Tensão-Deformação idealizado para condição de incêndio. COSTA (2002)**

No entanto o gráfico exposto na Figura 29 é ligeiramente contra a segurança, uma vez que o trecho da inflexão apresenta tensões superiores quando as comparadas aos ensaios experimentais propostos pelas normatizações. Sendo que, a deformação correspondente ao limite de proporcionalidade ( $\epsilon_{yd,\theta}$ ), aumenta com a temperatura. Segundo COSTA E SILVA (2004), esta influência se dá ao limite de deformação específica,  $\epsilon_{uk,\theta}$ , devendo ser utilizado fator de correção  $\kappa_{es,\theta}$ , conforme segue Tabela 19, abaixo:

**Tabela 19 - Fatores de redução da resistência ( $\kappa_s,\theta$ ) e do módulo de elasticidade ( $\kappa_{Es,\theta}$ ) (EN 1991-1-2 (2002)) e fator de majoração da ductilidade ( $\kappa_{es,\theta}$ ) de aços laminados à quente.**

$\theta$ (°C)	$K_{s,\theta}$	$K_{Es,\theta}$	$\frac{K_{Es,\theta} K_{s,\theta}}{K_{Es,\theta}} =$ $(f_{yk,\theta} / f_{yk,20^\circ C}) / (E_{s,\theta} / E_{s,20^\circ C})$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,90	1,11
300	1,00	0,80	1,25
400	1,00	0,70	1,43
500	0,78	0,60	1,30
600	0,47	0,31	1,52
700	0,23	0,13	1,77
800	0,11	0,09	1,22
900	0,06	0,07	0,86
1000	0,04	0,04	1,00
1100	0,02	0,02	1,00
1200	0,00	0	-

Para a compatibilidade de deformações internas à seção, quando a parcela comprimida apresenta-se dentro do limite de 500°C, deve ser seguido o seguinte equacionamento:

$$\varepsilon_{s,\theta} = 3,5\% \cdot \frac{(d - x_{fi})}{x_{fi}} \leq 15\% \quad (4.11)$$

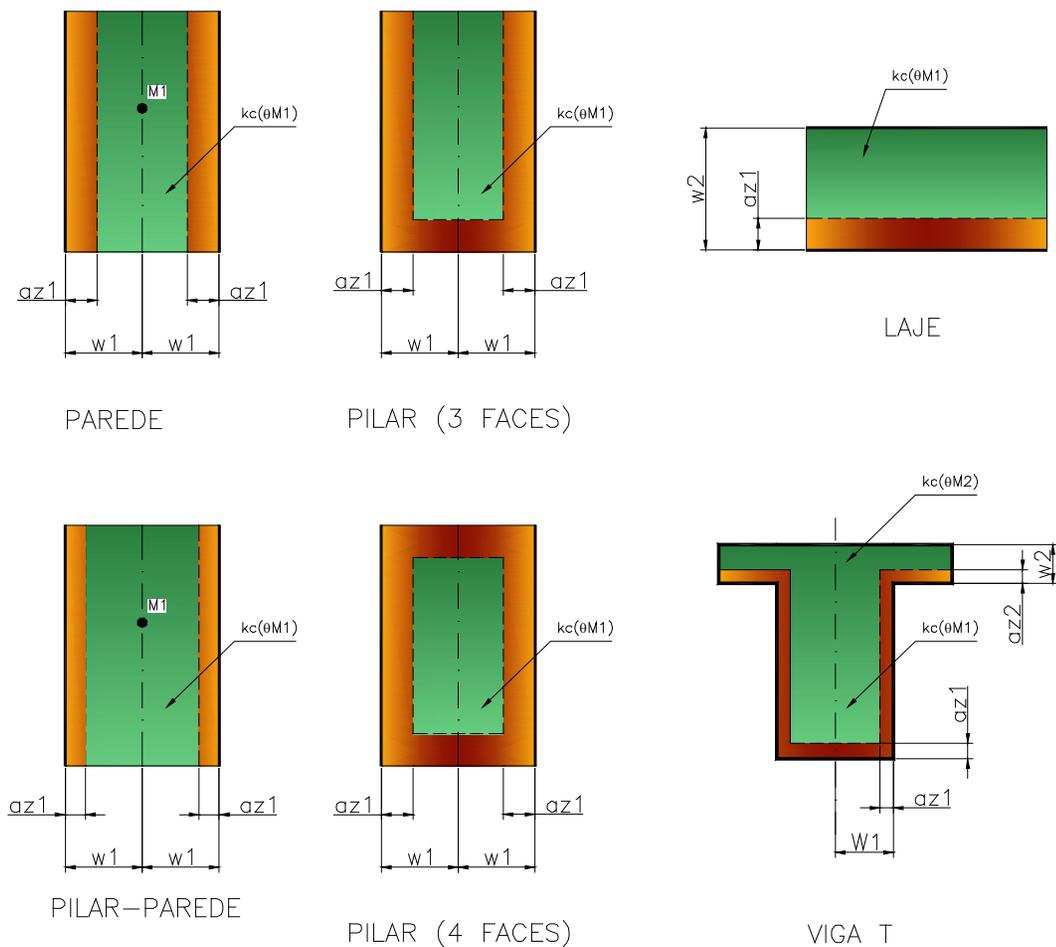
Tal como na flexão simples, deve ser feita a compatibilização da seção com os esforços internos, através da relação entre  $N_{rd}$  (força normal de cálculo) e  $M_{rd}$  (momento fletor de cálculo). Segundo COSTA (2005), deve ser investigada a influência da deformação última do aço sobre a capacidade, variando-se a deformação última até  $\varepsilon_{uk,\theta} = 15\%$ , conforme o patamar de escoamento já descrito acima.

#### 4.4.5. Métodos simplificados de cálculo – Método de Hertz

Método desenvolvido para a subdivisão da seção transversal em várias zonas, segundo o EUROCODE part. 1-2 (2004), pode ser considerado mais trabalhoso que o método dos 500°C, porém mais preciso, principalmente quando utilizado para pilares. COSTA E SILVA (2005), menciona que a metodologia é direcionada para ambientes secos e cujo concreto não possua adição de partículas ultrafinas, tais como a sílica ativa. Esta restrição tem por objetivo limitar a utilização da metodologia à peças cujo risco de ocorrência de lascamento seja reduzido.

O método está embasado na divisão da seção transversal em três ou mais partes, formando-se uma parede de espessura  $a_z$ .

A espessura danificada  $a_z$  é dividida em partes, sendo tomada a temperatura no centro de cada divisão e os respectivos redutores da resistência à compressão,  $f_{ck,\theta}$ , e módulo de elasticidade. Nas situações onde o aquecimento não seja contínuo, a espessura  $a_z$  e conseqüentemente a resistência da seção transversal será diferente para as diversas divisões. Este procedimento pode ser identificado na Figura 30, onde é possível, determinar a obtenção da espessura  $a_{z1}$ , total, para diferentes peças.



**Figura 30 - Seção reduzida dos elementos expostos ao fogo, desprezando espessura fictícia az. EUROCODE part. 1-2 (2004).**

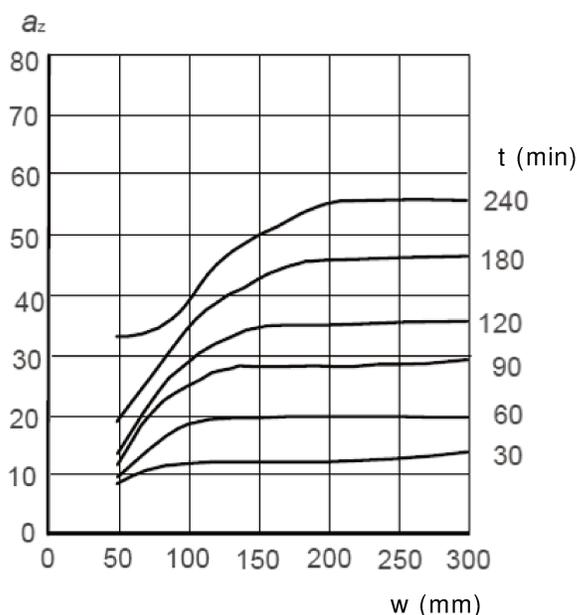
O EUROCODE Part 1-2 (2004), indica como deve ser feita a análise das dimensões das peças em condição de incêndio, determinando a maneira de dividir a peça em relação à face exposta.

Esta dimensão de referência é representada na Figura 33, através das denominações  $w_1$  e  $w_2$ , que representam a metade da largura das vigas e a espessura das lajes, respectivamente.

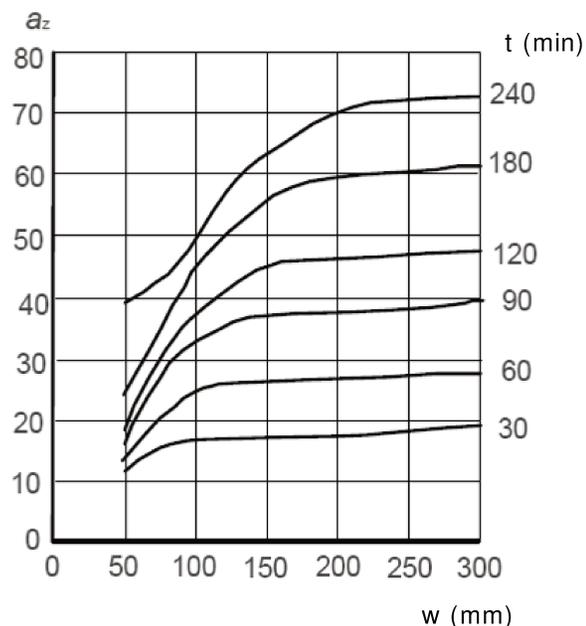
No caso, a normatização permite que uma mesma espessura seja sub-dividida de maneira que se possa efetuar um escalonamento das temperaturas. Esta divisão permite se obter maior precisão na estimativa da espessura danificada pelas altas temperaturas.

A partir do momento, em que a evolução da temperatura nas camadas inferiores da peça pode ser estimada com melhor precisão, torna-se mais complexa a determinação da resistência da peça e por isso é aconselhável a utilização do método através de sistemas computacionais

A estimativa da espessura danificada  $a_z$ , deve ser obtida conforme formulação proposta pela normatização, que vincula a temperatura média da peça,  $\theta_m$ , e a espessura danificada, podendo esta análise ser realizada através de ábacos, apresentados nas Figuras 31 e 32, onde através do cruzamento da curva referente ao tempo de exposição ao fogo e da espessura ou largura da peça, obtêm-se a espessura danificada, conforme o EUROCODE (2004).



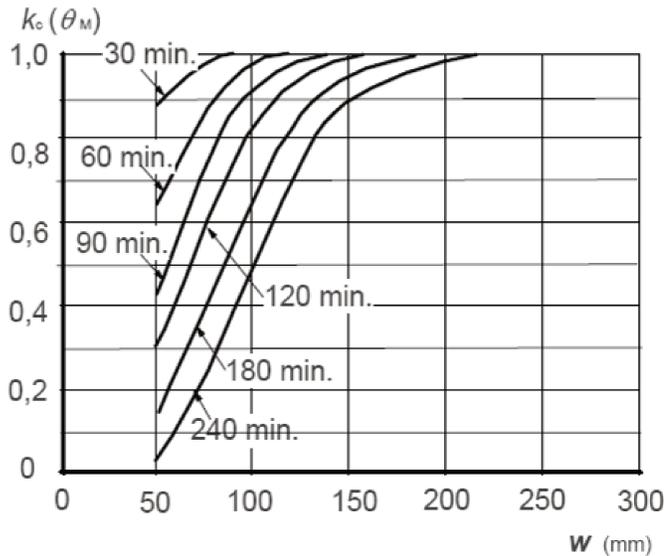
**Figura 31 - Redução da seção transversal  $a_z$ , para vigas ou lajes usando concreto com agregado silicosos**



**Figura 32 - Redução da seção transversal  $a_z$ , para pilares e pilar-parede usando concreto com agregado silicosos**

De acordo com COSTA E SILVA (2002), as propriedades mecânicas são reduzidas em função dos coeficientes redutores ( $\kappa_{s, \theta}$ ,  $\kappa_{sE, \theta}$ ,  $\kappa_{C, \theta}$ ), aplicados às resistências dos respectivos materiais e os valores são menores que os redutores normais de projeto. Estes redutores deverão ser aplicados em função da temperatura média do centro da peça, mais uma vez vinculado ao tempo de exposição à ação

térmica. Conforme exposto no ábaco da Figura 33, onde através do cruzamento da espessura da laje com o tempo de exposição à altas temperatura é possível estimar o valor do coeficiente redutor da resistência a compressão do concreto.



"w" denominado como:

- espessura da laje
- espessura de um lado exposto de parede ou coluna
- metade da espessura de uma viga
- metade da espessura de dois lados expostos de uma parede ou coluna
- metade da menor dimensão dos quatro lados expostos de um pilar

**Figura 33 - Redução da tensão de compressão do concreto utilizando concreto com agregado silicoso.**

Segundo COSTA E SILVA (2004), o EUROCODE (2004), omite o cálculo das deformações específicas do concreto em situação de incêndio, podendo ser utilizada a equação proposta por HERTZ (1999), para reduzir a resistência à compressão, conforme segue abaixo:

$$\varepsilon_{c,\theta_M} = \varepsilon_c / k_{c,\theta_M} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{s,\theta} = \varepsilon_{c,\theta_M} * (d - x_{fi}) / x_{fi} \leq 1,5\% \quad (4.13)$$

onde:

$\varepsilon_{c,\theta_M}$  : deformação específica do concreto à temperatura elevada [adimensional];

$\varepsilon_c$  : deformação específica do concreto à temperatura ambiente [adimensional];

$\varepsilon_{s,\theta}$  : deformação específica do aço à temperatura  $\theta$  [adimensional];

$d$  : distância do centro de gravidade da armadura até a face comprimida da peça (m).

## 5. Estudo de caso

O comportamento de uma edificação industrial compartimentada deve ser determinado segundo as necessidades da utilização que, em alguns casos pode possuir função essencial em um contexto urbano. Em caso de incêndio, alguns ambientes contíguos ao incidente não podem ter suas funções interrompidas.

Um exemplo deste tipo de edificação são as subestações abrigadas que enclausuram equipamentos elétricos importantes, para a transmissão e distribuição de energia elétrica para os centros urbanos ou complexos industriais. Alguns destes equipamentos possuem óleo como elemento necessário ao resfriamento e, portanto, estão sujeitos a incêndio. Neste trabalho foram desconsideradas as medidas de combate ao incêndio, tais como sistema de névoa ou CO<sub>2</sub>, uma vez que a normatização nacional e o EUROCODE part 1-2 (2004) não consideram sua contribuição no projeto.

Tradicionalmente estas instalações são construídas em áreas abertas, no entanto, conforme já descrito anteriormente, devido à falta de espaço nos centros urbanos, em determinados locais se opta pela utilização de equipamentos abrigados. O inconveniente desta construção é o fato de os transformadores de força, equipamentos sujeitos ao incêndio, ficarem enclausurados em uma mesma estrutura, onde em caso de sinistro uma unidade reserva deverá compensar sua função, devendo esta se manter estável, permitindo o funcionamento das demais unidades.

Um exemplo da energia térmica que este evento pode liberar é demonstrado nas Figuras 34, 35 e 36, onde em 03 de março de 2010, um incêndio em um equipamento da AES Eletropaulo, alocado em uma edificação da subestação da Rua da Mooca com Rua Avaí, sofreu um sinistro. Neste caso a configuração da edificação não é o foco do nosso estudo, pois cada equipamento está alocado em uma edificação independente. O objetivo aqui é o estudo de uma edificação única que aloje todos os equipamentos. As figuras têm como função demonstrar a energia térmica gerada pelo incêndio neste tipo de equipamento, uma vez que aqui existe uma edificação independente por transformador.



Figura 34 - Subestação da AES Eletropaulo, onde foi registrado incêndio em 2010



Figura 35 - Incêndio em Transformador Abridado – 1



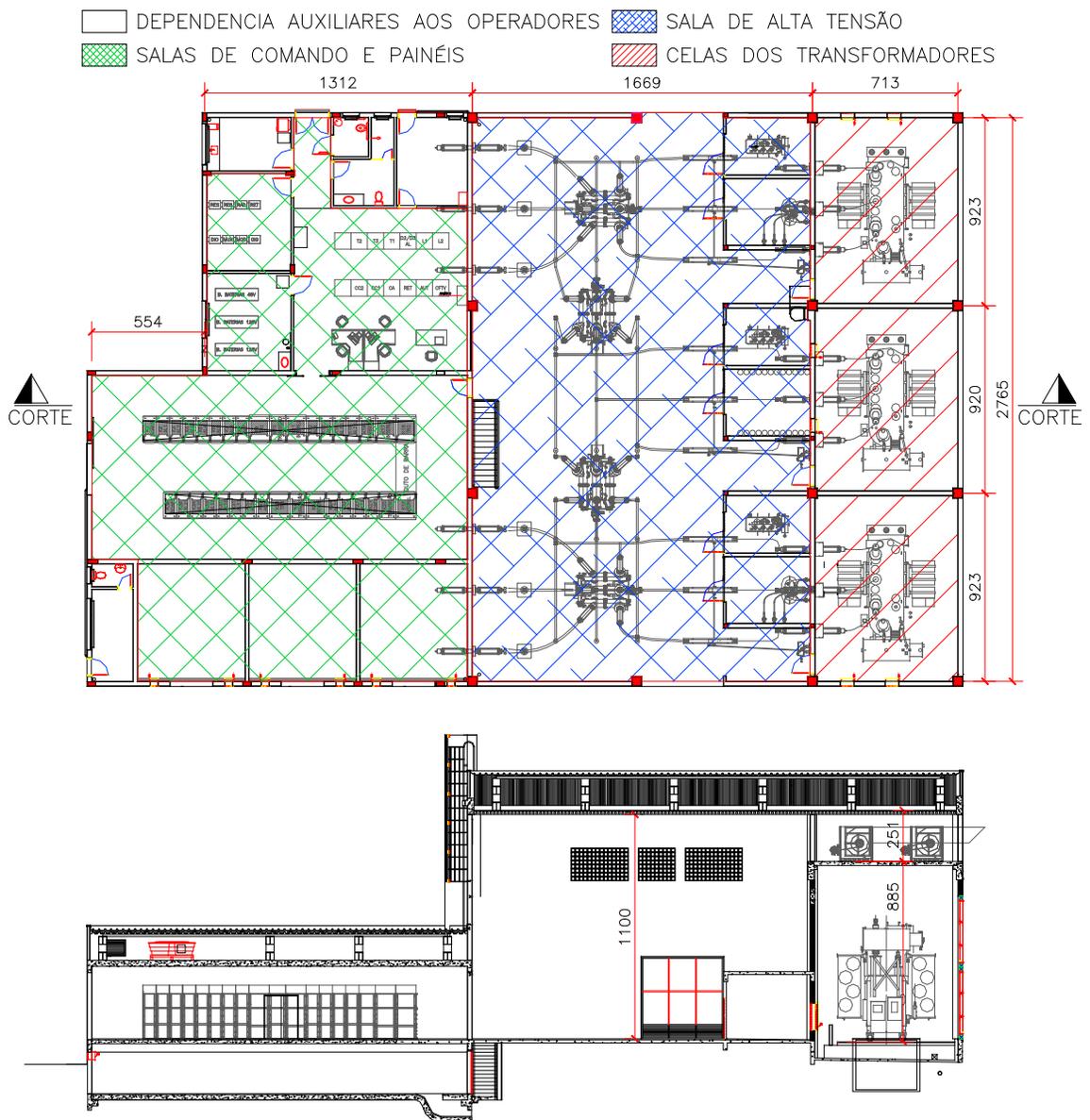
Figura 36 - Incêndio em Transformador Abridado - 2

## 5.1. Estrutura de estudo

Para este estudo será utilizada como base a tipologia de subestação abrigada empregada em projetos para a AES- *AES American Energy Services, Inc - Eletropaulo* e COPEL – Companhia Paranaense de Energia, respectivamente concessionárias de energia elétrica dos Estados de São Paulo e Paraná.

A edificação mostrada na Figura 37 é composta basicamente de:

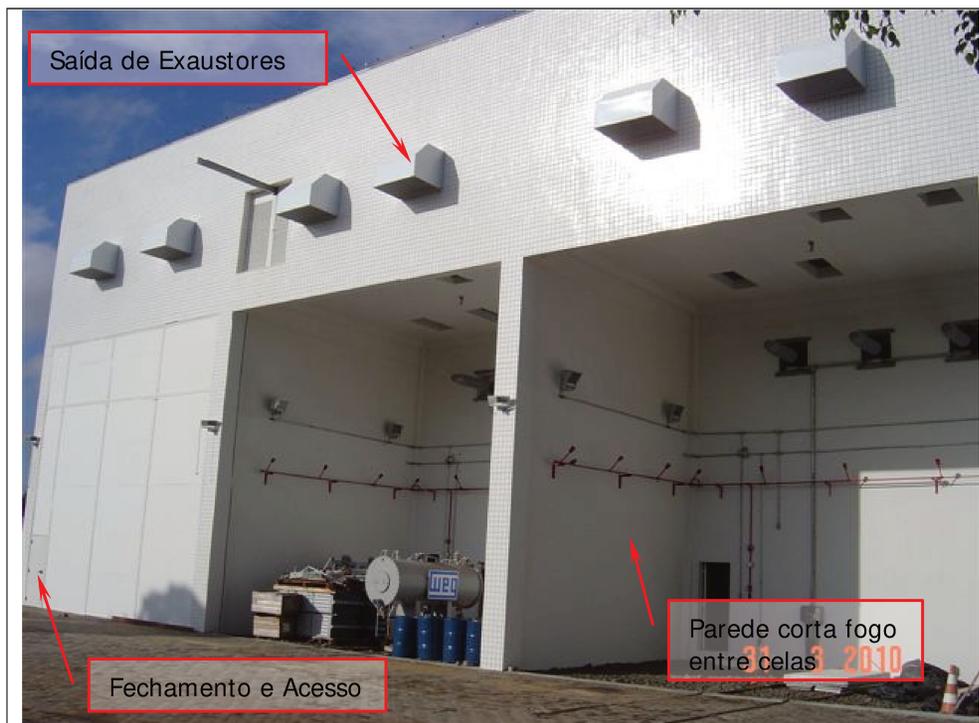
- 3 células para os transformadores (equipamentos a óleo);
- Sala de alta tensão (equipamentos a seco);
- Sala de Comando (painéis elétricos);
- Porão de Cabos;
- Dependências auxiliares aos operadores.



**Figura 37 - Esquema básico de uma subestação abrigada**

Neste arranjo, existem células para três equipamentos transformadores, sendo que normalmente apenas dois equipamentos são operacionais. O terceiro compartimento abriga o reserva, ou seja, que só funciona em caso de incidente ou manutenção dos demais equipamentos. As células para os transformadores são separadas por paredes corta-fogo, ficando isoladas das demais e da sala de alta tensão. O teto das células dos transformadores é o piso da sala dos exaustores, que tem a

função de resfriar o ambiente durante a operação, sendo esta coberta por laje que tem continuidade na sala de alta tensão, como pode ser visto nas Figuras 38 e 39.



**Figura 38 - Configuração das células dos transformadores**



Quanto à estrutura, esta é composta basicamente por concreto armado, seja moldado in-loco ou pré-moldado, pois devido às distâncias elétricas obrigatórias (distância em que qualquer corpo esta sujeito à indução), não é possível criar uma estrutura independente, de forma que em caso de sinistro esta seja comprometida isoladamente e não a edificação como um todo.

Nas Figuras 40 e 41 estão apresentadas as formas estruturais de uma subestação elétrica. A Figura 40 representa a estrutura de cobertura total de edificação, enquanto a Figura 41 demonstra a cobertura da sala de transformadores, e toda a nave da edificação presente em ambiente contíguo.

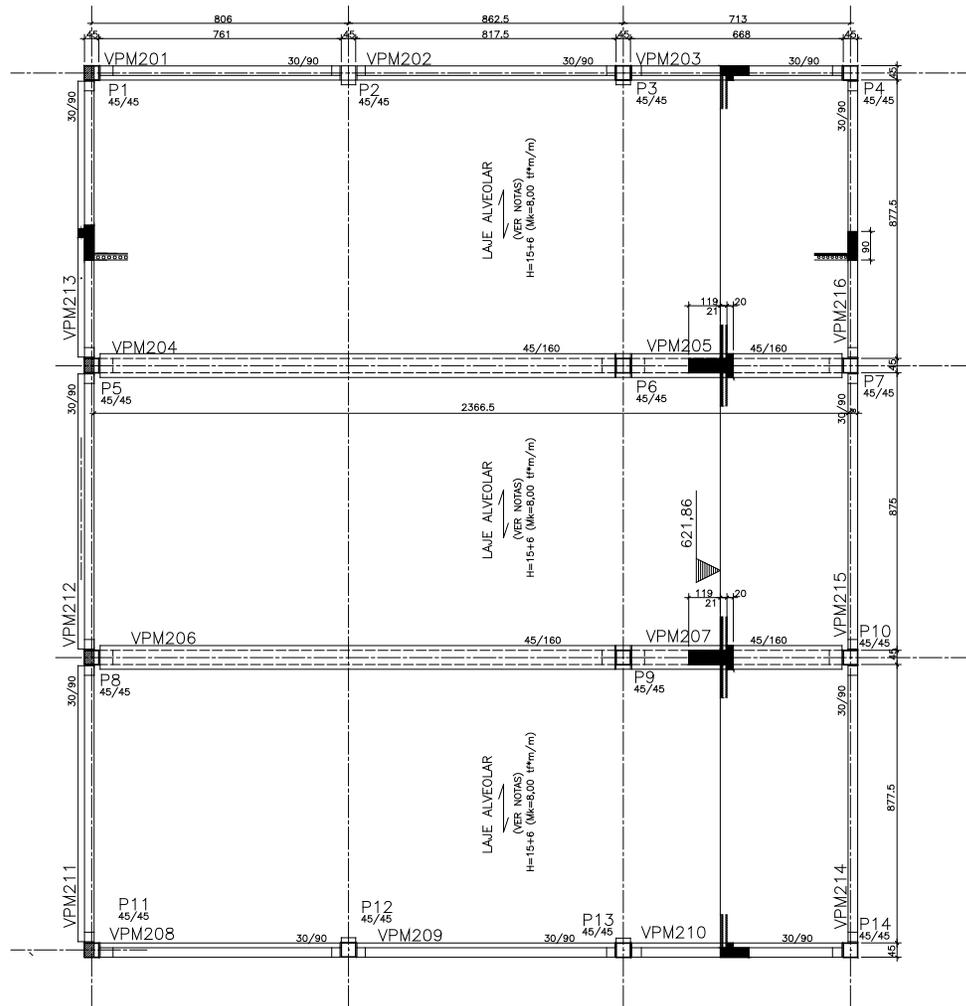
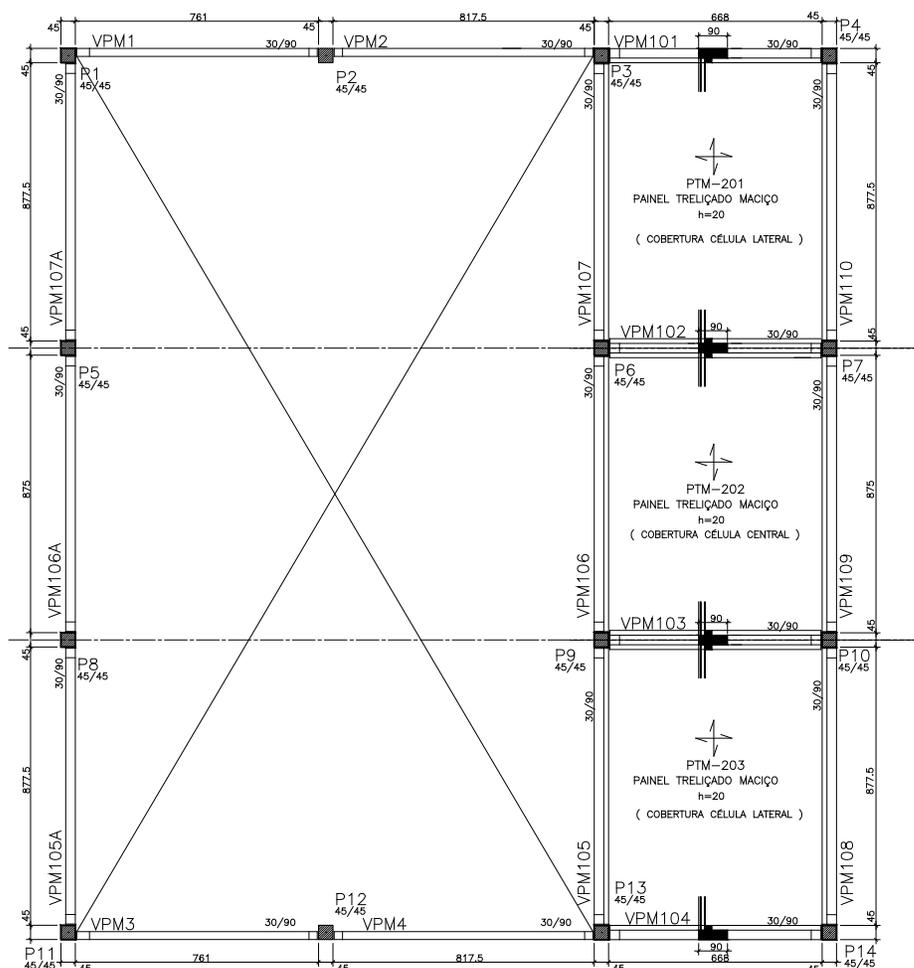


Figura 40 - Forma da cobertura - básica



**Figura 41 - Forma da laje de exaustores**

A estrutura é formada por pilares nos cantos das salas, laje de cobertura das células de transformadores (piso da sala de exaustão), e cobertura final, que abrange toda a edificação.

Este estudo, teve como base a comparação do comportamento da estrutura de concreto armado sob diferentes metodologias construtivas, quando submetida à altas temperaturas. As metodologias construtivas escolhidas como base são:

- Estrutura moldada *in-loco*: método construtivo amplamente difundido no meio técnico;
- Estrutura pré-moldada isostática (sem continuidade): metodologia utilizada quando se emprega o pré-moldado padrão do fabricante, sem uma personalização do projeto. A ligação das peças é executada apenas com ligações

por consolos e pinos, ou seja, inexistente a criação de nós de pórtico no encontro das peças, dependendo da estabilidade global da rigidez dos pilares e da existência de lajes que equalizam e distribuem os esforços horizontais por todos os pilares, ou seja, o diafragma rígido;

- Estrutura pré-moldada hiperestática (com continuidade): opção construtiva marcada pela industrialização da edificação, através da personalização do projeto de pré-moldado ao projeto funcional ou à arquitetura. Após a montagem das peças pré-fabricadas, a seção é complementada através da concretagem do capeamento, momento no qual, são inseridas armaduras para flexão negativa e continuidade.

Serão impostas algumas limitações na modelagem, com o objetivo de diminuir o número de variáveis no resultado do modelo e simplificar o estudo das influências das vinculações nos três modelos construtivos, entre os quais se pode destacar:

- laje de cobertura da celas dos transformadores: para este piso pode-se sugerir que sejam adotadas lajes maciças ou com enchimentos, uma vez que as furações existentes inviabilizam a utilização de painéis alveolares, bem como lajes nervuradas (com formas plásticas), pois estas devido a pequena espessura das nervuras não são compatíveis com TRRF superiores à 90 minutos;
- Parede corta-fogo entre celas e salas de alta tensão: a premissa para lançamento da malha de pilares respeita a consideração de utilização de seções com relação  $b/h < 5$ , ou seja, não será utilizado pilar-parede, sendo os vãos de estrutura preenchidos por paredes de alvenaria com função corta-fogo. Esta consideração, leva em conta a estabilidade da estrutura, uma vez que se entende que, o pilar parede é uma concepção sujeita a esforços laterais e instabilidade local e estas ações serão majoradas pela ação térmica, gerando uma situação de incerteza quanto a estabilidade do elemento,

quando submetido à altas temperaturas e, conseqüentemente, a estabilidade do conjunto.

Estas considerações ampliam a utilização do estudo para outros tipos de edificações, uma vez que buscam compreender o impacto global na estrutura quando submetida à altas temperaturas, através da variação da metodologia estrutural adotada. Colapsos ou necessidade de reforço em pontos específicos são aceitáveis, como exemplo, podemos citar a troca de trechos de painel alveolar, no entanto sem comprometer a estrutura.

## **5.2. Modelo matemático computacional**

A modelagem computacional da estrutura será feita com o auxílio de software comercial de cálculo de estruturas de concreto armado, CAD/TQS V.14 (2009 - versão 14), onde foram discretizadas as três metodologias propostas.

Os esforços foram obtidos a partir do modelo de pórtico tridimensional, no qual as peças estruturais são inseridas através de ferramenta gráfica, denominada Modelador.

Esta inserção é efetuada a cada planta de formas, onde as dimensões das diversas peças são modeladas através da sua tipologia. A sobreposição vertical, ou seja, a montagem do pórtico espacial, é feita através dos pilares e sua continuidade nos pavimentos.

Os carregamentos são inseridos nesta ferramenta, na qual o peso próprio das peças é calculado automaticamente, através de sua geometria. O efeito da temperatura nas peças estruturais foi inserido através das lajes, ou seja, a diferença de temperatura entre as duas faces da laje, onde o efeito térmico foi considerado.

A diferença de temperatura considerada para o processamento deve ser determinada através da natureza do principal elemento combustível, ou seja, óleo

mineral ou um hidrocarboneto, devendo ser adotada a curva de hidrocarbonetos, respeitando a função, conforme item 2.8 – Curvas normalizadas de incêndio.

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (5.1)$$

Onde:

$\theta_g$ : temperatura dos gases em °C;

t: tempo em minutos.

Na curva traçada, Figura 11 – Curva de Hidrocarbonetos do Capítulo 3 deste trabalho, a temperatura devido à natureza do material comburente, rapidamente atinge a máxima, portanto, para tempos superiores a 30 minutos de incêndio o patamar de 1.100°C é rapidamente alcançado.

A carga térmica incidente sob a laje, produz esforços que se propagam pelas demais peças estruturais, uma vez que a face aquecida sofre expansão, enquanto a oposta retração. É correto afirmar que as normatizações não abordam esta análise, todavia este trabalho pretende avaliar os efeitos da estabilidade da edificação variando-se o partido estrutural.

Optou-se por determinar a temperatura média da laje através dos ábacos constantes no EUROCODE part 1-2 (2004). No projeto original a laje possui altura total de 20 cm, entretanto possuía uma camada de sacrifício, ou seja, sem função estrutural com espessura de 3,0 cm. A partir desta consideração o centro da armadura encontra-se à 5,5 cm da face extrema da peça. Portanto para efeito de modelagem, foi considerada a temperatura incidente na armadura, conforme a Figura 42.

Para a consideração da temperatura foi considerado o tempo de exposição ao fogo de 240 minutos, ou seja, máxima especificação constante na normatização europeia.

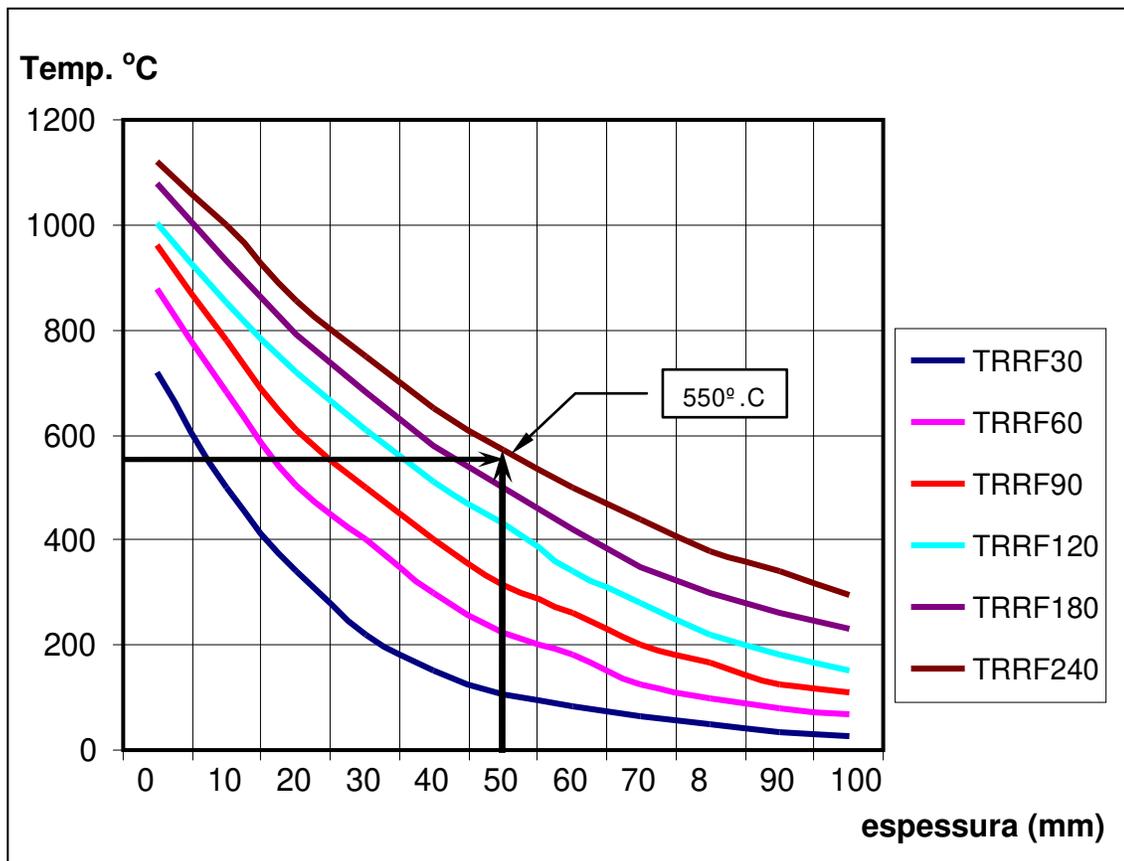


Figura 42 - Curvas de temperatura para laje - h-20 cm - Adaptado do EUROCODE (2004)

### 5.3. Modelagem estrutural

Este item tem por objetivo a descrição da montagem das estruturas para permitir a reprodução deste estudo.

Os materiais escolhidos para o processamento terão as seguintes características:

- Resistência características do concreto a compressão:  $f_{ck}$ : 30 MPa
- Módulo de Elasticidade Secante do concreto:  $E_{ci}$ : 26 GPa
- Aço CA-50:  $f_{yk}$ : 500 MPa
- Aço CA-60:  $f_{yk}$ : 600 MPa
- Cobrimento das armaduras: 3,0 cm

- Alvenaria de fechamento e corta fogo:  $\gamma_{\text{alv}}$ : 1,6 t/m<sup>3</sup>
- Sobrecargas utilizadas:
  - Cobertura Final: 0,15 t/m<sup>2</sup>
  - Sala de Exaustores: 0,30 t/m<sup>2</sup>
- Revestimentos Utilizados:
  - Cobertura Final: 0,15 t/m<sup>2</sup>
  - Sala de Exaustores: 0,10 t/m<sup>2</sup>

Na Figura 43, é mostrado um corte esquemático da edificação onde é possível verificar o desnível entre os pavimentos no trecho em estudo (topo do bloco – exaustores), é de 8,45 metros, compatível com edificações industriais em geral, o que permite posteriormente extrapolar este estudo.



**Figura 43 – Perfil esquemático da edificação processada**

O tempo escolhido para o estudo foi o máximo descrito pela normatização disponível que é de  $R = 240$  min (duzentos e quarenta minutos). Foram criadas duas condições de carregamento para representar o efeito da energia térmica, um deles na célula central e o segundo na célula lateral.

A estrutura processada conforme descrito acima foi dividida em 3 modelos distintos:

- Concreto pré-moldado sem continuidade – Modelo I;
- Concreto pré-moldado com continuidade – Modelo II;
- Concreto Moldado In-Loce – Modelo III.

A diferença principal entre as metodologias, está na variação da rigidez entre vigas e pilares, isto é, a plastificação dos momentos negativos e na conseqüente variação da rigidez da estrutura que é ajustada no software através da articulação parcial das ligações entre vigas e pilares, ou seja, a redução dos momentos negativos. No modelo I, esta redução é de 100% (cem por cento), enquanto no modelo III não haverá redução uma vez que todas as ligações são rígidas.

Esta variação está demonstrada através dos índices de plastificação, sendo 0 (zero) para articulação e 1 (um) para engastamento, conforme mostrado na Tabela 20

**Tabela 20 – Coeficiente de Plastificação / Rigidez das ligações do modelo estrutural**

Modelo		Plastificação
I	Concreto pré-moldado sem continuidade	0
II	Concreto pré-moldado com continuidade	0,85
III	Concreto Moldado In-Loce	1
0 = articulação ; 1 = engastamento		

O processamento desenvolvido através de programa computacional de elementos finitos tem a apresentação através de gráficos, conforme segue.

#### **5.4. Resultados**

Este item visa apresentar os resultados do processamento dos modelos analisados, separados pelo carregamento para a posterior análise das informações.

Optou-se por apresentar apenas os resultados do processamento das peças que foram afetadas pelo carregamento de incêndio, onde os nomes das peças analisadas estão apresentadas nas figuras 40 e 41, deste capítulo.

### 5.4.1 Lajes

As lajes processadas neste estudo, sob a condição de carga térmica conforme descrito anteriormente, apresentam diagramas de momento fletor demonstrado nas Figuras 44 e 45, através de curvas de isovalores. Para o processamento foi utilizada a combinação última, fornecida pela NBR8681 – Ações e segurança nas estruturas (2003):

$$S_k = S_g + \psi_0 * S_q + 0,857 * S_{temp} \quad (5.2)$$

Onde:

$S_k$  : combinação última da solicitação característica;

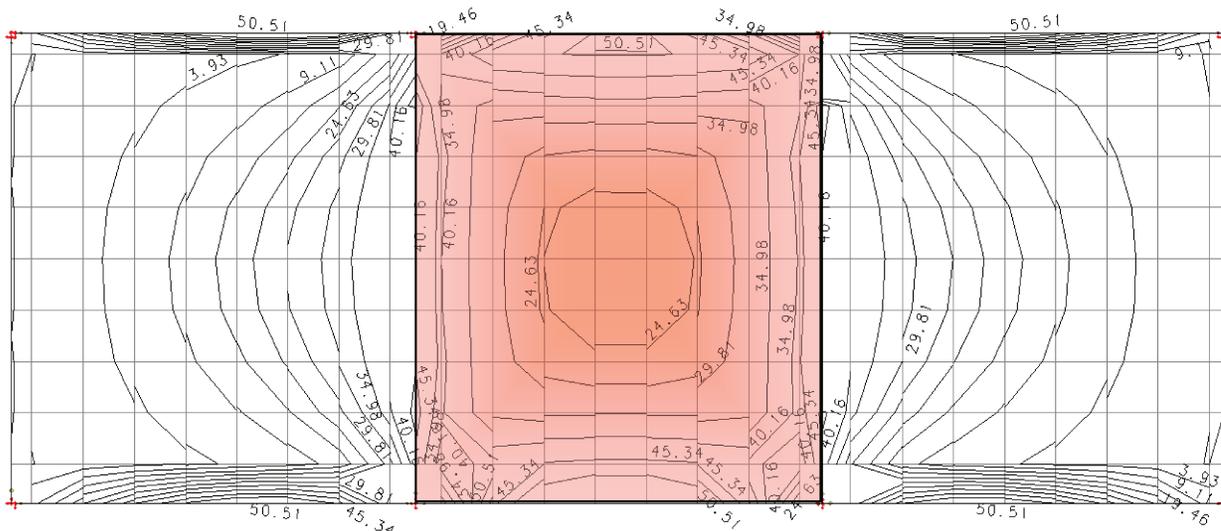
$S_g$  : solicitações devido a carregamento permanente;

$S_q$  : solicitações devido a carregamento acidental;

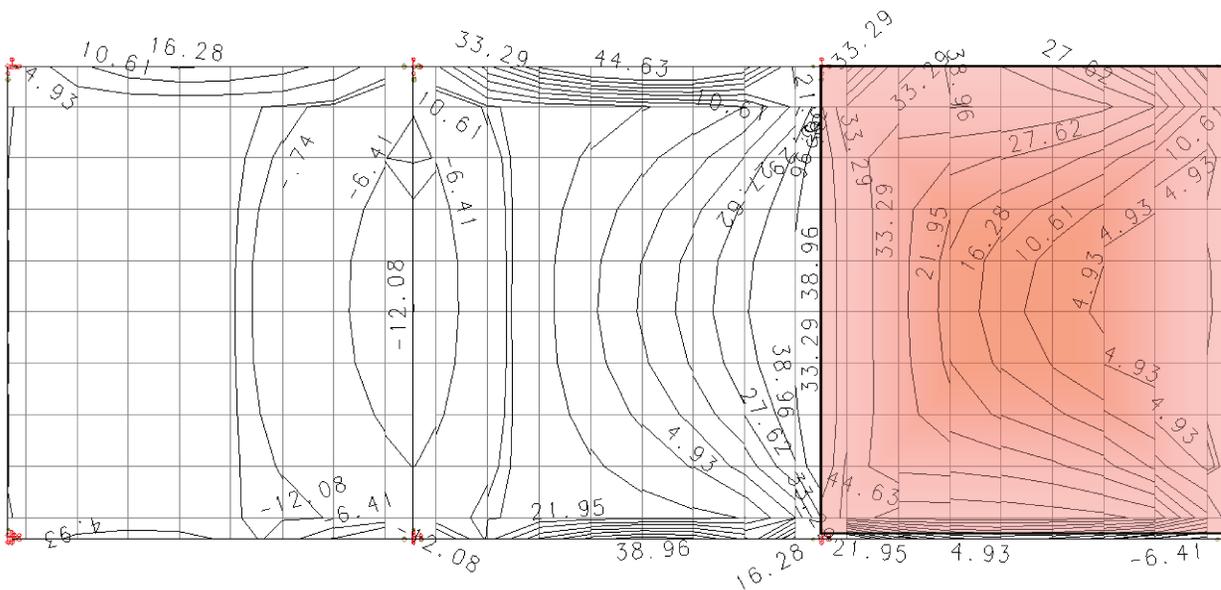
$S_{temp}$  : solicitações devido ao carregamento temperatura, reduzido pela relação 1,2/1,4, conforme preconiza a NBR8681:2003, que permite o dimensionamento no ELU com majorador dos esforços,  $\gamma_f = 1,2$ .

$\psi_0$  : fator de combinação efetivo das ações variáveis, que podem agir concomitantemente com a ação principal.

Neste estudo foi adotado o valor de 0,8, para o fator  $\psi_0$ , conforme orientação da NBR8681:2003, em sua Tabela 6 – Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$  e  $\psi_2$ ) para as ações variáveis.



**Figura 44 - Envoltória de momentos fletores ( $S_k = S_g + 0,8 \cdot S_q + 0,857 \cdot S_{temp}$ ) – Incêndio Célula Central**



**Figura 45 - Envoltória de momentos fletores ( $S_k = S_g + 0,8 \cdot S_q + 0,857 \cdot S_{temp}$ ) – Incêndio Célula Lateral**

A intensidade do momento fletor demonstra a majoração dos esforços característicos de utilização da estrutura, quando acrescido o carregamento referente à temperatura. Inicialmente, os momentos positivos máximos resultantes nas lajes são de

3,4 t\* m e 2,10 t\* m, para  $M_x$  e  $M_y$ , respectivamente, enquanto que durante o incêndio estes podem atingir valores aproximados de 40,0 t\* m.

No entanto apesar destes esforços limitarem o dimensionamento pelo Estado Limite Último – ELU deverá ser considerado que, a laje consegue transmitir os esforços para as vigas e assim cumprir sua função de absorver primeiramente as cargas distribuídas.

Sendo garantido o comportamento global da estrutura, rupturas locais são aceitas e a preparação da laje para absorção total da combinação de esforços com a carga térmica pode inviabilizar a estrutura, ou seja, a busca de uma altura útil que atenda ao Estado Limite Último, tende a elevar em demasia o peso próprio. No caso estudado a altura total da laje que resiste aos esforços é equivalente a 40 cm e uma taxa de aço correspondente a 150 Kg/m<sup>3</sup>.

Desta maneira, a tipologia das lajes é irrelevante. Podendo ela ser: maciça, alveolar ou qualquer outra disponível no mercado. Pois, em caso de incêndio, os esforços impostos ao elemento estrutural impossibilitam que haja o dimensionamento das lajes, devido à incidência direta da ação sob o elemento.

#### **5.4.2 Pilares**

Neste item, serão apresentados os resultados obtidos nos pilares quando do processamento dos modelos, através das reações de apoio impostas pelos carregamentos detalhados no modelo e o conseqüente dimensionamento das peças.

A Tabela 21 representa os esforços axiais dos pilares para o carregamento permanente e acidental, respectivamente, proporcional à área de influência. Pode se verificar que os pilares pertencentes ao vão central da estrutura (P3, P13, P6 e P9), apresentam migração de carga, devido ao momento fletor proporcionada pela continuidade da estrutura, sendo percebida nos modelos II e III.

**Tabela 21 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Peso Próprio + Cargas Permanentes+ Acidental**

Pilar	Reações - Peso Próprio + Permanente + Acidentais								
	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
	Fz (t) - Reação Vertical			Fz (t) - Reação Vertical			Fz (t) - Reação Vertical		
	g <sub>o</sub>	Perm	Acidental	g <sub>o</sub>	Perm	Acidental	g <sub>o</sub>	Perm	Acidental
P3	37,7	19,3	8	38,3	19,5	8,3	36,4	18,9	8
P4	30,1	13,1	6,2	30,6	13,4	6,3	28,4	12,8	6
P13	100,2	33,5	26,3	102,6	34,4	26,6	116,4	37,8	29,6
P14	63,9	24,1	17	63,5	24,5	16,7	56,8	23,5	15,3
P6	100,2	33,5	26,3	102,6	34,4	26,6	116,4	37,6	29,6
P7	63,9	24,1	17	63,5	24,5	16,7	56,8	23,3	15,3
P9	30,1	19,3	8	39,3	19,5	8,3	36,4	18,9	8
P10	30,1	13,1	6,2	30,1	13,4	6,3	28,4	12,9	6

Na Tabela 22, é apresentada a resultante dos esforços normais e momentos fletores para o carregamento de incêndio na célula central. Nas colunas são explicitados os seguintes dados:

- $v$  : corresponde a porcentagem de acréscimo de compressão para a seção transversal em relação a força normal admissível  $A_c \cdot f_{cd}$ ;
- $F_z$  : esforço normal resultante do carregamento incêndio;
- $\Delta F_z(\%)$  : porcentagem de acréscimo de carga normal em relação à reação vertical indicada na Tabela 22;
- $M_y$  : momento fletor no topo e na base resultante do carregamento incêndio.

**Tabela 22 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Incêndio Célula Central**

Pilar	Incêndio Célula Central											
	Modelo I				Modelo II				Modelo III			
	Carga Vertical			My (t* m) topo/base	Carga Vertical			My (t* m)	Carga Vertical			My (t* m)
	Fz (t)	$\Delta F_z(\%)$	$v$		Fz (t)	$\Delta F_z(\%)$	$v$		Fz (t)	$\Delta F_z(\%)$	$v$	
P3	22,4	34,46%	0,07	3,0 / 4,3	21,7	32,83%	0,07	2,9 / 1,7	18,4	29,07%	0,06	7,5 / 6,7
P4	22,4	45,34%	0,07	3,0 / 4,3	21,7	43,14%	0,07	2,9 / 1,7	18,4	38,98%	0,06	7,5 / 6,7
P13	-22,8	-14,25%	-0,07	8,6 / 8,9	-18,2	-11,12%	-0,06	0,6 / 0,7	-19,4	-10,55%	-0,06	6,7 / 7,5
P14	-22,8	-21,71%	-0,07	8,6 / 8,9	-18,2	-17,38%	-0,06	0,6 / 0,7	-19,4	-20,29%	-0,06	6,7 / 7,5
P6	-25,9	-16,19%	-0,08	4,0 / 4,9	-22,5	-13,75%	-0,07	2,0 / 0,6	-20,9	-11,38%	-0,06	8,5 / 5,0
P7	-25,9	-24,67%	-0,08	4,0 / 4,9	-22,5	-21,49%	-0,07	2,0 / 0,6	-20,9	-21,91%	-0,06	8,5 / 5,0
P9	25,6	44,60%	0,08	5,5 / 5,9	23	34,28%	0,07	3,3 / 1,4	19,2	30,33%	0,06	5,0 / 8,5
P10	25,6	51,82%	0,08	5,5 / 5,9	23	46,18%	0,07	3,3 / 1,4	19,2	40,59%	0,06	5,0 / 8,5

Nota:  $\Delta F_z(\%)$ , representa o acréscimo de carga referente ao carregamento temperatura

Na Tabela 23, são demonstrados a resultante dos esforços normais e momentos flettores para o carregamento de incêndio na célula lateral, sendo os dados das colunas os mesmos da Tabela 22.

**Tabela 23 – Esforço normal resultante nos pilares – Caso de Carregamento: Incêndio Célula Lateral**

Pilar	Incêndio Célula Lateral											
	Modelo I				Modelo II				Modelo III			
	Carga Vertical			My (t* m) topo/base	Carga Vertical			My (t* m)	Carga Vertical			My (t* m)
	Fz (t)	ΔFz (%)	v		Fz (t)	ΔFz (%)	v		Fz (t)	ΔFz (%)	v	
P3	29	44,62%	0,09	5,50 / 4,6	25,8	39,03%	0,08	2,8 / 1,0	22,4	35,39%	0,07	2,3/2,3
P4	29	58,70%	0,09	5,50 / 4,6	25,8	51,29%	0,08	2,8 / 1,0	22,4	47,46%	0,07	2,3/2,3
P13	-58,5	-36,56%	-0,18	4,6 / 5,50	-52,7	-32,21%	-0,16	2,5 / 0,9	-49,8	-27,09%	-0,15	5,5/5,5
P14	-58,5	-55,71%	-0,18	4,6 / 5,50	-52,7	-50,33%	-0,16	2,5 / 0,9	-49,8	-52,09%	-0,15	5,5/5,5
P6	32,8	20,50%	0,10	12,8 / 3,20	32,1	19,62%	0,10	2,7 / 1,7	30,3	16,50%	0,09	2,5/2,5
P7	32,8	31,24%	0,10	12,8 / 3,20	32,1	30,66%	0,10	2,7 / 1,7	30,3	31,76%	0,09	2,5/2,5
P9	-4,3	-7,49%	-0,01	3,20 / 12,8	-3,9	-5,81%	-0,01	0,4 / 0,3	-4,1	-6,48%	-0,01	0
P10	-4,3	-8,70%	-0,01	3,20 / 12,8	-3,9	-7,83%	-0,01	0,4 / 0,3	-4,1	-8,67%	-0,01	0

Nota: ΔFz (%), representa o acréscimo de carga referente ao carregamento temperatura

O processamento dos pilares demonstra que a influência da carga térmica sob a laje se reflete no esforço do pilar, através de esforços normais de compressão e tração, bem como os momentos flettores originados que são compatíveis com a seção transversal necessária para as tipologias estruturais adotadas e não significativos a ponto de alterar o dimensionamento das peças.

Para os pilares deste estudo, o carregamento incêndio não apresenta acréscimo de carga significativo em relação à capacidade portante do pilar, uma vez que o valor de v apresenta acréscimo que varia entre 6% e 10%, enquanto que para os esforços de tração esta relação atinge 15%, embora para tração seja apenas uma referência dos esforços.

Foi possível determinar um comportamento característico para todos os modelos, quando se alterna a localização da carga térmica. Quando esta foi posicionada em um vão extremo, os pilares internos (P6 / P7 ou P9 / P10), concentraram a reação de tração, enquanto os demais pilares foram submetidos à uma reação de compressão. Por outro lado, quando esta carga foi imposta ao vão central, ou seja, onde a laje possui continuidade em ambos os sentidos, os resultados do modelo permitiram analisar

que a reação de tração transmitida aos pilares foi distribuída entre os que suportam o pano de laje.

O dimensionamento demonstra que o carregamento incêndio adiciona esforços que não interferem ou alteram a armação resultante da estrutura, onde as reações permanentes variam entre 43 t e 140 t, de acordo com a contribuição da estrutura

Portanto pode-se ter o entendimento que, devido a intensidade dos esforços inseridos, compressão máxima de 30 t e tração máxima de 56 t, o carregamento incêndio para a envoltória dos esforços, não resulta uma armação superior a 0,40% da seção transversal, não influenciando na comparação entre as modelos estruturais do estudo.

Vale ressaltar que a concepção estrutural adotada no estudo de caso prioriza a proteção do pilar aos esforços térmicos, oriundos de um incêndio. A seção transversal adotada minimiza os esforços de segunda ordem, optando-se por não utilizar pilares-parede para divisão entre células. A característica dos pilares-parede levaria estas lâminas a um comportamento muito próximo ao das lajes, um elemento estrutural ao qual a estabilidade da edificação está diretamente ligada.

O projeto deste estudo de caso é baseado em uma estrutura de concreto pré-moldado cuja dimensão mínima dos pilares, para atender aos critérios de fabricação e montagem, é de 40 cm. No entanto, em estruturas moldadas *in loco* não existe tal imposição, sendo o critério utilizado para largura mínima do pilar a relação entre o pé-direito e a menor dimensão do pilar, denominada esbeltez. Esta relação deve ser controlada com o objetivo de minimizar os efeitos de segunda ordem. Entretanto para o caso específico do modelo moldado *in loco* é cabível um estudo específico focado em buscar a dimensão mínima necessária para estes pilares.

### **5.4.3 Vigas**

Neste item serão analisados os esforços e dimensionamentos para as vigas que compõem os vãos de laje submetidos ao carregamento térmico.

As Tabelas 24 e 25 demonstram os esforços de momento fletor e força cortante, respectivamente, das vigas cujas lajes serão submetidas ao carregamento térmico, para os três modelos escolhidos para este estudo. Foi feita a separação entre peso próprio, carga permanente e acidental, não sendo apresentadas as peças que não apresentaram diferença nos esforços quando do carregamento temperatura.

**Tabela 24 - Esforços solicitantes em Vigas - Momento Fletor**

VIGA	Esforço	Vigas - Esforços Solicitantes - Momento Fletor - Cargas Permanentes + Acidentais								
		Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Momento Fletor			Momento Fletor			Momento Fletor		
		Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	
VPM101	p. proprio		16,1		-5	14,8	-5	-6,9	12,6	-6,9
	perman.	0,0	11,8	0,0	-3,6	10,9	-3,6	-4,9	9,7	-4,9
	acidental		6,4		-1,8	5,9	-1,7	-2,5	5,1	-2,6
	Σ	0,0	34,3	0,0	-10,4	31,6	-10,3	-14,3	27,4	-14,4
VPM102	p. proprio		37,0		-6,6	31,5	-7,6	-9,1	29,5	-9,0
	perman.	0,0	13,6	0,0	-3	13,5	-3,4	-4,0	12,6	-4,2
	acidental		20,3		-3,5	16,1	-3,7	-4,6	15,1	-4,6
	Σ	0,0	70,9	0,0	-13,1	61,1	-14,7	-17,7	57,2	-17,8
VPM103	p. proprio		37,0		-6,6	31,5	-7,6	-9,1	29,5	-9,0
	perman.	0,0	13,6	0,0	-3	13,5	-3,4	-4,0	12,6	-4,2
	acidental		20,3		-3,5	16,1	-3,7	-4,6	15,1	-4,6
	Σ	0,0	70,9	0,0	-13,1	61,1	-14,7	-17,7	57,2	-17,8
VPM104	p. proprio		16,1		-5	14,8	-5	-6,9	12,6	-6,9
	perman.	0,0	11,8	0,0	-3,6	10,9	-3,5	-4,9	9,7	-4,9
	acidental		6,4		-1,8	5,9	-1,7	-2,5	5,1	-2,6
	Σ	0,0	34,3	0,0	-10,4	31,6	-10,2	-14,3	27,4	-14,4
VPM105= VPM108	p. proprio		10,5		-2,0	8,7	-3,2	-2,0	6,3	-8,5
	perman.	0,0	9,1	0,0	-1,9	7,3	-3,1	-2,0	5,1	-8,0
	acidental		3,8		-0,6	3,1	-1,1	-1,1	2,3	-2,9
	Σ	0,0	23,4	0,0	-4,5	19,1	-7,4	-5,1	13,7	-19,4
VPM106= VPM109	p. proprio		9,1		-3,2	6,8	-3,2	-8,5	2,9	-8,5
	perman.	0,0	9,0	0,0	-3,1	6,7	-3,1	-8,0	3,0	-8,0
	acidental		2,7		-0,9	2,1	-0,9	-2,5	0,8	-2,5
	Σ	0,0	20,8	0,0	-7,2	15,6	-7,2	-19,0	6,7	-19,0
VPM107= VPM110	p. proprio		10,1		-3,2	8,8	-2,0	-8,5	6,3	-2,0
	perman.	0,0	9,2	0,0	-3,1	7,3	-1,9	-8,0	5,1	-2,0
	acidental		3,8		-0,9	3,1	-0,6	-2,7	2,3	-1,1
	Σ	0,0	23,1	0,0	-7,2	19,2	-4,5	-19,2	13,7	-5,1

**Tabela 25 - Esforços solicitantes em Vigas - Esforço Cortante**

VIGA	Esforço	Vigas - Esforços Solicitantes - Força Cortante - Cargas Permanentes + Acidentais								
		Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Força Cortante			Força Cortante			Força Cortante		
		Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	
VPM101	p. proprio	7,0	0	-7,0	7,1	0	-7,4	7,1	0	-7,4
	perman.	6,0	0	-6,0	6,1	0	-6,2	6,0	0	-6,2
	acidental	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,6	2,5	0	-2,6
	Σ	15,6	0	-15,5	15,7	0	-16,3	15,6	0	-16,3
VPM102	p. proprio	15,9	0	-15,9	15,9	0	-15,9	15,6	0	-16,4
	perman.	9,4	0	-9,4	9,2	0	-9,2	8,1	0	-8,5
	acidental	8,3	0	-8,3	8,0	0	-8,1	7,9	0	-7,9
	Σ	33,6	0	-33,6	33,2	0	-33,2	31,7	0	-32,8
VPM103	p. proprio	15,9	0	-15,9	15,9	0	-15,9	15,6	0	-16,4
	perman.	9,4	0	-9,4	9,2	0	-9,2	8,1	0	-8,5
	acidental	8,3	0	-8,3	8,0	0	-8,1	7,9	0	-7,9
	Σ	33,6	0	-33,6	33,2	0	-33,2	31,6	0	-32,8
VPM104	p. proprio	7,0	0	-7,0	7,1	0	-7,4	7,1	0	-7,4
	perman.	6,0	0	-6,0	6,1	0	-6,2	6,0	0	-6,2
	acidental	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,6	2,5	0	-2,6
	Σ	15,5	0	-15,5	15,7	0	-16,3	15,6	0	-16,2
VPM105= VPM108	p. proprio	4,4	0	-5,6	3,8	0	-5,0	3,6	0	-7,0
	perman.	4,3	0	-6,0	4,4	0	-4,4	3,7	0	-6,0
	acidental	1,2	0	-2,1	1,2	0	-2,0	1,0	0	-2,5
	Σ	9,9	0	-13,7	9,4	0	-11,4	8,3	0	-15,5
VPM106= VPM109	p. proprio	4,6	0	-4,6	4,2	0	-3,9	5,3	0	-4,8
	perman.	4,4	0	-4,4	4,5	0	-4,2	5,2	0	-5,0
	acidental	1,4	0	-1,1	1,4	0	-1,1	1,6	0	-1,4
	Σ	10,4	0	-10,1	10,1	0	-9,1	12,0	0	-11,1
VPM107= VPM110	p. proprio	5,6	0	-4,4	4,6	0	-4,8	5,8	0	-4,9
	perman.	4,1	0	-5,5	4,2	0	-5,1	5,7	0	-4,6
	acidental	1,2	0	-1,9	1,2	0	-1,9	1,8	0	1,6
	Σ	10,9	0	-11,8	10,0	0	-11,8	13,2	0	-8,0

Os elementos da estrutura, onde observou-se maior diferença nos esforços resultantes, foram as vigas.

Nas estruturas hiperestáticas, o nó formado entre pilar e viga faz com que o efeito do carregamento térmico seja melhor distribuído e as propriedades da estrutura sejam melhor aproveitadas. Esta continuidade simplificada, é o que diferencia os três modelos propostos para este trabalho.

No caso do modelo I, onde as peças são isostáticas, o momento fletor negativo, no meio do vão, é de 247,4 t\*m, enquanto para os modelos II e III, os valores representam 81,5% e 80% da peça isostática, respectivamente.

As Tabelas 26 e 27 apresentam os esforços do carregamento temperatura, na célula lateral. Nestas são apresentados os esforços junto aos apoios e meio de vão, para os três modelos do estudo.

A Tabela 26 representa os valores de momento fletor, enquanto a Tabela 27, o esforço cortante.

**Tabela 26- Momento Fletor - Carregamento Temperatura –Incêndio Célula Lateral**

VIGA	Vigas - Esforços Solicitantes - Momento Fletor - Incêndio Célula Lateral								
	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
	Momento Fletor			Momento Fletor			Momento Fletor		
	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)
VPM101	0,0	-54,6	0,0	0,5	-28,6	0,5	16,1	-42,1	13,6
VPM102	0,0	-247,4	0,0	57,6	-201,6	54,0	61,6	-198,5	57,6
VPM103	0,0	59,9	0,0	-16,9	45,4	-16,9	-17,4	-44,3	-18,1
VPM104	0,0	-3,8	0,0	0,2	-3,6	0,6	0,0	-3,2	0,0
VPM105=VPM108	0,0	-6,5	0,0	0,0	-7,1	-0,8	1,6	-9,0	-6,3
VPM106=VPM109	0,0	44,8	0,0	-10,2	35,2	-14,6	-14,5	24,4	-36,6
VPM107=VPM110	0,0	26,8	0,0	-35,8	-6,0	12,1	-47,5	0,0	1,7

**Tabela 27- Força Cortante - Carregamento Temperatura - Incêndio Célula Lateral**

VIGA	Vigas - Esforços Solicitantes - Força Cortante - Incêndio Célula Lateral								
	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
	Força Cortante			Força Cortante			Força Cortante		
	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)
VPM101	-8	0	9,2	8,1	0	2,4	7,6	0	2,3
VPM102	-77	0	91,7	-64,9	0	70,4	-68,1	0	73
VPM103	25	0	-24	21,7	0	-22,8	18,8	0	-21,4
VPM104	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VPM105=VPM108	0	0	0	-1,8	0	1,8	-2	0	0
VPM106=VPM109	12,8	0	-24,6	12,7	0	-22,8	11,8	0	-27,4
VPM107=VPM110	40,5	0	-24,5	54,2	0	-29,5	50,7	0	-14,9

As Tabelas 28 e 29 apresentam a continuidade do estudo das tabelas anteriores para o carregamento temperatura, na célula central. São representados os esforços de momento fletor e força cortante, respectivamente.

**Tabela 28- Momento Fletor - Carregamento Temperatura –Incêndio Célula Central**

VIGA	Vigas - Esforços Solicitantes - Momento Fletor - Incêndio Célula Central								
	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
	Momento Fletor			Momento Fletor			Momento Fletor		
	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio	Apoio	Vão	Apoio	Apoio	Vão	Apoio
	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)
VPM101	0	23,5	0	-6	21,2	-6	-8,2	18,6	-8,7
VPM102	0	-195,4	0	48,5	-159,1	45	52,2	-156,6	48,1
VPM103	0	-218,8	0	68,6	-165,4	65,6	74,4	-161,4	70,1
VPM104	0	22,2	0	-2	21,1	-2	-8,2	18,6	-8,7
VPM105= VPM108	0	49,1	0	-5,5	36,9	-27,9	-5,3	25,1	-57,5
VPM106= VPM109	0	54,1	0	-35,1	25,8	-42,8	-57,5	14,9	-57,5
VPM107= VPM110	0	44,3	0	-18,4	33,3	-9,8	-57,5	25,1	-5,3

**Tabela 29- Força Cortante - Carregamento Temperatura - Incêndio Célula Central**

VIGA	Vigas - Esforços Solicitantes - Força Cortante - Incêndio Célula Central								
	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
	Força Cortante			Força Cortante			Força Cortante		
	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)
VPM101	8,2	0	-8,2	7,6	0	-7,9	8,2	0	-7,8
VPM102	-68,4	0	83,4	-61,9	0	70,9	-67,8	0	74,3
VPM103	-100,6	0	106,8	-103,4	0	120	-67,8	0	74,3
VPM104	8,2	0	-8,2	0,6	0	-0,2	8,2	0	-7,8
VPM105= VPM108	10,2	0	-33,5	9,8	0	-31,1	6,9	0	-37,7
VPM106= VPM109	38,2	0	-39,9	47,7	0	-53,8	52,7	0	-58,6
VPM107= VPM110	24,3	0	-12,6	23	0	-14,5	30	0	-11,1

A resposta aos esforços térmicos pode ser considerada como típica, pois, apesar de diferenças na modelagem computacional, a maneira com que os esforços se apresentam podem ser consideradas análogas, para os diversos casos de carregamento.

O carregamento temperatura é alternado entre as células lateral e central, em casos distintos. As vigas da célula carregada recebem a reação vertical negativa, que impõe flexão negativa às mesmas. No entanto, nas vigas das lajes contíguas, ocorre a alternância de reações positivas e negativas. A flexão positiva das vigas, oriunda dos carregamentos de serviço (cargas permanentes e acidentais), compensam a flexão negativa.

Deste comportamento, pode ser formado o entendimento que estruturas com sobrecargas elevadas podem minorar o efeito das altas temperaturas sobre a estrutura, visto que, a incidência dos esforços é concorrente.

No entanto, é importante salientar que apesar da peça permitir o dimensionamento, esta deve atender aos critérios impostos pelas normas nacionais e internacionais, no que tange ao cobrimento das armaduras e às dimensões mínimas das peças, com o objetivo de preservar a armação nas altas temperaturas da superfície.

Através das Tabelas 30 e 31, são apresentadas as envoltórias de esforços para momento fletor e força cortante, respectivamente. As combinações de esforços foram montadas conforme segue a formulação.

$$F_k = F_{g0} + F_p + 0.8 * F_q + 0,87 * F_i \quad (5.1)$$

Onde:

$F_k$  : combinação última de esforços característicos;

$F_{g0}$  : esforços referentes ao peso próprio;

$F_p$  : esforços referentes às cargas permanentes;

$\psi_0 * F_q$  : esforços referentes a carga acidental reduzida pelo fator  $\psi_0$ , conforme orientação da NBR8681:2003, para combinação das ações variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal;

$0,87 * F_i$  : esforços referentes ao carregamento Incêndio, reduzido pela relação 1,2/1,4, conforme preconiza a NBR8681:2003, que permite o dimensionamento no ELU com majorador dos esforços,  $\gamma_f = 1,2$ .

**Tabela 30 - Envoltória de Esforços - Momento Fletor**

VIGA	Esforço	Vigas - Envoltória de Esforços Solicitantes - Momento Fletor								
		Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Momento Fletor			Momento Fletor			Momento Fletor		
		Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	Mk (t* m)	
VPM101=104	Σ máximos	0,0	54,5	0,0	-10,0	49,8	-9,9	-0,5	43,4	-2,7
	Σ mínimos	0,0	-12,7	0,0	-10,0	7,0	-9,9	-0,5	-8,8	-2,7
VPM102=103	Σ máximos	0,0	-97,1	0,0	36,4	-75,7	31,7	35,3	-77,5	31,7
	Σ mínimos	0,0	-141,9	0,0	36,4	-112,3	32,3	35,3	-113,5	32,3
VPM105=VPM108 = VPM107=VP110	Σ máximos	0,0	65,6	51,5	-19,0	50,8	31,6	-20,1	35,3	-57,5
	Σ mínimos	0,0	17,8	51,5	-19,0	13,0	31,6	-20,1	6,0	-57,5
VPM106=VPM109	Σ máximos	0,0	39,9	0,0	-7,0	33,7	-6,7	-19,0	22,7	-19,0
	Σ mínimos	0,0	17,5	0,0	-7,0	12,5	-6,7	-19,0	3,9	-19,0

**Tabela 31 - Envoltória de Esforços - Força Cortante**

VIGA	Esforço	Vigas - Envoltória de Esforços Solicitantes - Força Cortante								
		Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Força Cortante			Força Cortante			Força Cortante		
		Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	Vk (t)	
VPM101=104	Σ máximos	22,6	0,0	-22,6	22,2	0,0	-23,1	22,7	0,0	-23,0
	Σ mínimos	8,7	0,0	-7,6	22,6	0,0	-14,2	22,2	0,0	-14,3
VPM102=103	Σ máximos	-25,3	0,0	38,2	-20,1	0,0	27,7	-26,7	0,0	31,1
	Σ mínimos	-32,7	0,0	45,3	-22,6	0,0	27,3	-26,9	0,0	30,0
VPM105=VPM108 = VPM107=VP110	Σ máximos	45,8	0,0	-40,6	56,6	0,0	-38,6	56,8	0,0	-40,4
	Σ mínimos	19,7	0,0	-22,6	18,4	0,0	-24,3	19,1	0,0	-17,5
VPM106=VPM109	Σ máximos	43,2	0,0	-44,4	51,1	0,0	-55,4	57,3	0,0	-61,5
	Σ mínimos	21,4	0,0	-31,2	21,0	0,0	-28,7	22,2	0,0	-34,7

Nas vigas extremas, ou seja, aquelas que formam as fachadas da edificação (VPM101 e VPM104), o comportamento durante o incêndio resulta em uma inversão de esforços, que corresponde a 138% do carregamento em serviço. Para o incêndio na célula central, o carregamento temperatura representa um acréscimo dos esforços em serviço equivalente a 58%, sendo este comportamento proporcional para momentos fletores e força cortante.

Quando são analisadas as vigas do vão central (VPM102 e VPM103), pode-se notar o efeito da continuidade da laje na concentração de esforços, ocorrendo a inversão de esforços nas duas posições da carga térmica.

No entanto a alternância do carregamento, para as vigas do vão central, provoca efeitos distintos:

- acréscimo de 173% para o carregamento temperatura no vão lateral;
- acréscimo de 300% no vão central;

Estes resultados impõe às peças uma condição diferente daquela que condiciona o dimensionamento convencional da estrutura.

Para as vigas que formam a borda das lajes (VPM105 A VPM110), o carregamento temperatura promove as seguintes alterações:

- aumento dos esforços em 281% para os vãos extremos;
- aumento de 192% para o vão central;
- não ocorre inversão dos esforços no vão extremo.

Os esforços acima descritos, resultam no dimensionamento e detalhamento das peças para totalização do aço, e apresentam características próprias quando comparados a uma estrutura cujo dimensionamento não contemple o efeito do fogo.

Em edificações convencionais é comum por parte dos escritórios de cálculo estrutural, não utilizar peças que resultem em armadura dupla, ou seja, utilizar a armadura para reforço da parcela comprimida da peça, uma vez que, este dimensionamento resulta em peças cuja ruptura é frágil e sem aviso.

No entanto em ocasiões especiais é aceitável considerar o dimensionamento com utilização de armadura de compressão. A NBR6118:2007, com o objetivo de melhorar a ductilidade das peças, orienta que a relação  $x/d$  (altura comprimida da peça / distância do topo da peça ao centro da armação), para flexão negativa seja limitada em 0,45. Para os momentos positivos não existe tal limitação, sendo a relação  $x/d$ , igual a 0,63.

Neste estudo as envoltórias de carregamentos mostraram o surgimento de flexão negativa no meio dos vãos, conforme a Tabela 30, sendo válida portanto a orientação da normatização em vigor quanto a preservação da ductilidade das peças.

Através da Tabela 32 é possível analisar a relação  $x/d$ , constatando a necessidade de utilização de armadura dupla para as vigas que compõe os vãos centrais (VPM102 e VPM103). Entretanto esta armação de compressão já está presente, pois

ocorre a inversão dos esforços, e a armação de compressão é utilizada para o serviço convencional da peça, ou seja, flexão positiva.

**Tabela 32 - Relação x/ d para vigas - Envoltória de Carregamentos**

		Relação x/d para dimensionamento de vigas ; para d= 85 cm								
VIGA	Esforço	Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Momento Fletor			Momento Fletor			Momento Fletor		
		Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito	Apoio Esquerdo	Vão	Apoio Direito
		x/d	x/d	x/d	x/d	x/d	x/d	x/d	x/d	x/d
VPM101= 104	Σ maximos	0,00	0,27	0,00	0,04	0,25	0,04	0,04	0,21	0,04
	Σ minimos	0,00	0,06	0,00	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
VPM102= 103	Σ maximos	0,00	0,45	0,00	0,17	0,40	0,17	0,17	0,41	0,15
	Σ minimos	0,00	0,45	0,00	0,17	0,54	0,17	0,17	0,45	0,15
VPM105= VPM108 = VPM107= VP110	Σ maximos	0,00	0,34	0,00	0,09	0,21	0,09	0,09	0,17	0,29
	Σ minimos	0,00	0,05	0,00	0,09	0,06	0,09	0,09	0,04	0,29
VPM106= VPM109	Σ maximos	0,00	0,19	0,00	0,04	0,13	0,04	-0,57	0,10	0,09
	Σ minimos	0,00	0,08	0,00	0,04	0,05	0,04	-0,57	0,04	0,09

É válido ressaltar que em todos os casos onde a flexão positiva era predominante, a armação superior constante nas peças, para o meio do vão, é apenas construtiva, denominada porta-estribo, ou seja, sem função estrutural.

Existindo a possibilidade de flexão negativa no meio do vão, faz-se necessária a adição da armadura mínima, evitando-se assim a ruptura frágil das peças.

Desta maneira, é possível obter o dimensionamento e detalhamento das peças, possibilitando a comparação efetiva da influência do carregamento fogo sobre a estrutura de concreto, sendo as parcelas de armação de cisalhamento e flexão que compõe as peças diferentes para cada viga.

O processo de degradação do concreto, quando submetido à altas temperaturas propicia uma redução da aderência entre concreto e aço, comprometendo a resistência à flexão da peça, conforme já descrito no capítulo 3.

Segundo a NBR9062:2006, os ensaios mostram que as peças rompem usualmente devido à compressão e flexo-compressão e não por cisalhamento. No entanto através do modelo analisado é possível perceber que o carregamento térmico adiciona esforços cortantes às peças, conforme demonstrado na Tabela 31.

Esta condição propicia um acréscimo da armadura de cisalhamento de até 196,63%, conforme observado na Tabela 33, no entanto, nas vigas de vão extremo não ocorrem alterações na armadura necessária para o cisalhamento.

As vigas mais afetadas, conforme já descrito acima, são aquelas pertencentes aos vãos centrais, chegando a um acréscimo de até 145,26%, da armadura original de flexão. Contudo é válido ressaltar que apesar do aumento da armação de cisalhamento ser superior ao de flexão, a proporção desta última na armação total é de pelo menos quatro vezes.

Na média, a consideração do efeito do fogo como carregamento impõe uma adição de armação de 104%, sendo a opção do Modelo III, aquela que totaliza a menor massa de aço, enquanto a maior é alcançada pelo Modelo I.

A diferença obtida entre os modelos Modelos II e III foi de 7% e entre os Modelos II e I, foi de 4%, conforme a Tabela 33.

**Tabela 33 - Resumo de Aço - Comparativo**

VIGA	Esforço	Armação Resultante - Comparação								
		Modelo I			Modelo II			Modelo III		
		Massa de Aço			Massa de Aço			Massa de Aço		
		Original	Estudo	$\Delta\%$	Original	Estudo	$\Delta\%$	Original	Estudo	$\Delta\%$
VPM101=104	Flexão	408,00	567,00	38,97%	358,00	539,00	50,56%	356,00	509,00	42,98%
	Cisalhamento	89,00	89,00	0,00%	89,00	89,00	0,00%	89,00	89,00	0,00%
VPM102=103	Flexão	610,00	1358,00	122,62%	520,00	1138,00	118,85%	548,00	1344,00	145,26%
	Cisalhamento	89,00	226,00	153,93%	89,00	264,00	196,63%	89,00	254,00	185,39%
VPM105=VPM108 = VPM107=VP110	Flexão	522,00	1066,00	104,21%	514,00	1164,00	126,46%	658,00	1382,00	110,03%
	Cisalhamento	148,00	303,00	104,73%	148,00	255,00	72,30%	222,00	382,00	72,07%
VPM106=VPM109	Flexão	261,00	639,00	144,83%	227,00	610,00	168,72%			
	Cisalhamento	74,00	169,00	128,38%	74,00	169,00	128,38%			
TOTAL		2201,00	4417,00	100,68%	2019,00	4228,00	109,41%	1962,00	3960,00	101,83%

Cabe ressaltar que, para todas as peças deste estudo não foi necessária a alteração de seção, portanto podemos concluir que, o volume de concreto manteve-se imparcial para comparações.

## 5.5. Custo das estruturas propostas

Para o desenvolvimento dos valores de custo da obra foi solicitado orçamento a uma construtora de grande porte e a um fabricante de estruturas pré-moldadas, filiado à ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto.

O levantamento de custo foi limitado à área cujas peças foram afetadas pelo carregamento temperatura.

Na Tabela 34 são demonstrados os valores obtidos do levantamento de preços das estruturas resultantes do dimensionamento com a combinação da carga térmica e a diferença percentual do modelo original. Para se desenvolver uma base de comparação, que não fique sujeita aos valores indicados por cada empresa, foi efetuado o levantamento das estruturas do projeto original, ou seja, sem o efeito da carga térmica.

Os valores descritos na Tabela 34, são base de custo dos fornecedores, para execução dentro da cidade de São Paulo. No caso das estruturas pré-moldadas, modelos I e II estão consideradas a montagem da estrutura e capeamento.

**Tabela 34 - Custo comparativo das estruturas estudadas**

Custo dos Modelos Estudados			
	Original	Estudo	$\Delta$ (%)
Modelo I	R\$ 115.770,77	R\$ 137.432,17	18,71%
Modelo II	R\$ 113.991,72	R\$ 135.584,69	18,94%
Modelo III	R\$ 119.868,91	R\$ 126.400,37	5,45%

O estudo dos Modelos I e II, resultou em um acréscimo no custo da estrutura de aproximadamente 20% do inicial, no caso da estrutura moldada *in loco* este acréscimo fica próximo a 6%, como demonstra a Tabela 34. Entretanto se forem comparados os valores na condição final do estudo, a diferença entre o maior e o menor valor (Modelo I e III), fica em 8,73%.

## 6. CONCLUSÃO

Diante do exposto e analisado no desenvolvimento deste trabalho é possível constatar que o estudo do comportamento da edificação quando sua estrutura é exposta à altas temperaturas, não deve ser limitado a atender dimensões mínimas e recobrimento das armaduras.

Impor à edificação os efeitos da carga térmica foi a hipótese básica deste trabalho com o objetivo de avaliar a resposta da edificação e os efeitos diretos nos elementos estruturais, mensurando o impacto desta nova condição ao dimensionamento da estrutura. Foi constatado que este carregamento adicional resulta em esforços superiores ao dimensionamento convencional, o que obriga um reestudo do detalhamento para que seja possível atender à nova condição imposta à estrutura.

É imprescindível inicialmente atender às prescrições dos métodos tabulares das diversas normatizações quanto às dimensões mínimas das peças bem como o recobrimento das armaduras foram atendidas.

Estas prescrições visam evitar o deslocamento superficial, consequência do aquecimento da peça e movimentação do vapor de água no interior da peça, e degradação da capacidade portante, seja pela integridade do material concreto, ou pela perda das propriedades do aço.

Os critérios adotados no desenvolvimento da estrutura resultam na garantia da estabilidade global da edificação, entretanto permitindo rupturas locais, resultantes do efeito direto da carga térmica, ou seja, do fogo.

O processo de estudo foi separado em partes distintas, caracterizados pela avaliação das normas e legislações, e em outro extremo a avaliação estrutural e dimensional da edificação.

As legislações são de responsabilidade dos governos estaduais e muitas vezes são conflitantes, conforme demonstrado no Capítulo 4, não havendo uma homogeneização quanto aos critérios determinado pelas mesmas. O conflito entre estas legislações fica evidente quando são comparadas com a - NBR15200:2004, uma vez que

a legislação do Estado do Paraná impõe valores de TRRF, superiores ao indicado pela Normatização nacional, bem como resistências diferenciadas para paredes externas e divisórias.

Em todas as Leis, Decretos e Instruções Técnicas – IT, o objetivo único é o de preservar a vida humana, sem considerar a importância e o valor econômico dos equipamentos instalados. Entretanto este trabalho demonstrou que a manutenção da estabilidade da edificação, durante a ação térmica, garante diretamente a condição imposta pelas legislações estaduais, permitindo a completa evacuação e ainda minorar os efeitos do carregamento térmico à estrutura.

O processamento e o dimensionamento demonstraram que o efeito térmico aplicado à estrutura, motiva respostas distintas dos diversos elementos estruturais, as quais podem ser itemizadas.

#### Lajes:

Para os três modelos estudados, foi demonstrado que a utilização dos esforços resultantes da carga térmica resulta em aumento excessivo do peso próprio, em decorrência do aumento da espessura da peça para atender ao Estado Limite Último. Esta diferença, para o projeto em estudo, resultou em um acréscimo de 100% na espessura inicial, ou seja, 40 cm.

Em todos os casos não se apresentou variação do comportamento, portanto, é mais racional atender aos métodos tabulares e em caso de colapso local, ou seja, a ruptura de trechos das lajes, promover serviços de recomposição estrutural de apenas uma parte da estrutura.

Sendo válido ressaltar que a partir desta abordagem, independente do modelo estrutural adotado, haja a variação do tipo de laje, uma vez que esta não influencia no comportamento, sendo apenas necessário o atendimento dos métodos tabulares das normatizações em uso.

Visto que a diferença provocada pela consideração de esforços resulta na majoração do peso próprio e influência direta nas vigas e pilares, devido ao caminhamento das cargas, bem como no custo da laje em 100%.

#### Pilares:

Nos pilares a análise indicou que os esforços agregados pelo carregamento térmico, não provocam alterações significativas ao dimensionamento das peças, não influenciando na comparação entre os métodos executivos estudados.

#### Vigas:

As reações de apoio das lajes sobre as vigas resultam uma condição de esforços que é claramente influenciada pela continuidade das lajes e conseqüente concentração destes esforços nas vigas pertencentes aos vãos intermediários.

Conforme demonstrado no Capítulo 5, o carregamento temperatura resulta na inversão dos esforços para as vigas dos vãos centrais, produzido uma flexão negativa, que é aliviada pelos carregamentos de serviço da estrutura. Esta condição impõe ao detalhamento uma revisão, que se caracteriza por preparar a peça para esforços negativos no meio do vão, promovendo um aumento de armação das vigas de aproximadamente 110%.

Outra característica deste dimensionamento é a condição de armadura dupla resultante para o vão que recebe diretamente a incidência da carga térmica, devido a intensidade do carregamento. Desta maneira a armadura responsável por absorver os esforços de tração das ações de serviço, passa a absorver esforços de compressão na condição excepcional de incêndio.

Este comportamento descrito apresenta variações para os três modelos estudados influenciados diretamente pela ligação continua com os pilares.

- Modelo I: este modelo não apresenta continuidade entre os pilares apresentando apenas peças isostáticas, sendo que a armação adicional da solicitação de incêndio fica toda concentrada na fibra superior,

existindo a necessidade da armadura de compressão anteriormente citada. Esta condição promove uma maior concentração de armadura na parte superior da peça, uma vez que todo o esforço resultante se reflete na flexão negativa no meio da peça e momentos nulos nos apoios.

- Modelos II e III: se diferenciam basicamente pelo processo executivo, e ao contrário do Modelo I, possuem continuidade com os pilares, fazendo com que a solicitação imposta pela reação térmica seja melhor absorvida pela peça. Apesar do modelo II apresentar o maior aumento da quantidade de aço, não apresenta a maior concentração de armação, visto que este acréscimo é distribuído na armação responsável por absorver aos esforços de momento positivo dos apoios e negativo do meio do vão. Entre os Modelos II e III, existe a redução de 0,85 no engastamento entre vigas e pilares, devido à metodologia executiva empregada aos pré-moldados que não garantem um engastamento perfeito nas peças, sendo responsável pelo Modelo III apresentar o menor aumento da quantidade de aço, visto que já possui armação negativa nos apoios correspondente a armadura mínima prescrita pela NBR6118:2007, ou seja, 0,15% da seção transversal, enquanto o Modelo II, apenas apresenta porta estribo, sem função estrutural.

Quanto ao cisalhamento, apesar da NBR9062:2006 afirmar que os ensaios demonstram que as peças rompem usualmente devido à compressão e flexo-compressão e não por cisalhamento. No entanto através dos modelos analisados é possível perceber que o carregamento térmico adiciona esforços cortantes às peças o que resulta em um acréscimo da armadura de cisalhamento de até 196,63%. No entanto este acréscimo não é a maior influência do estudo uma vez que a massa dos estribos é inferior quando comparada com a armadura de flexão.

Outra análise feita foi em relação ao custo da estrutura total que é aumentado em 20%, em função ao aumento da armação das vigas.

Demonstrou-se a necessidade de atendimento dos esforços térmicos no dimensionamento das peças, visto que afetam significativamente o comportamento estático das peças.

É correto afirmar que o Modelo II – Pré-Moldado Hiperestático apesar de encontrar-se 7,5% mais dispendioso do que o Modelo III – Moldado *in loco*, tende a compensar o aumento da concentração de armaduras nas peças, uma vez que no concreto moldado *in loco* não existe controle tão preciso deste processo, havendo a possibilidade de falhas de concretagem que venham a fragilizar as peças.

Quando comparados às opções em pré-moldado (modelos I e II), é possível verificar que para o modelo estudado não apresentam diferenças significativas, entretanto quando implantados em estruturas com múltiplos vãos, ou seja, vigas com continuidade, esta diferença tende a aumentar e o Modelo II representar o melhor desempenho e aproveitamento das características da estrutura visto a continuidade das peças.

Pode-se considerar que este trabalho seja complementado pelo estudo de edifícios que contemplem um número diferente de pavimentos e vigas com continuidade, trazendo extrapolações para maior utilização no meio técnico, bem como a influência do efeito térmico em um modelo com pilares de vários lances.

## **7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ANDERBERG, Y. - **Structural fire design for composite slabs and beams.**

<http://www.fsd.se/FoU/artiklar/Bali2001-123.pdf>, acessado em jun/2010.

ASSIS, V. T. – **Carga de incêndio em edifícios de escritórios; Estudo de Caso: Belo Horizonte/ MG, Brasil.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR6118:2007**. Projeto de estruturas em concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR8681:2003**. - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR9062:2006**. Projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR15200:2004**. Estruturas de Concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR14432:2000**. Exigências de Resistência ao Fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2000.

BAHIANA, M. – **Radiação de corpo negro**. Disponível em:  
<http://omnis.if.ufrj.br/~marta/cederj/quanta/mq-unid2-textocompl-1.pdf>. Acesso em nov. 2010.

CAMPOS, A. S. - **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp, Campinas, 2006

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

COSTA, C. N.; RITA, R. I.; SILVA, V. P. – **Princípio do método dos 500° C aplicado no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR6118 (2003) para projeto a temperatura ambiente.** In CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – 46, IBRACON, 2004, Florianópolis.

COSTA, C. N.; ONO, R. ; SILVA, V. P. - **A importância da compartimentação e suas implicações no dimensionamento das estruturas de concreto para situação.** In CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – 47, IBRACON, 2005, Olinda-PE.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. – **Análise termoestrutural de lajes nervuradas de concreto em incêndio.** Disponível <http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir>. Acessado em jun/10.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. – **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas.** NUTAU – Núcleo de Pesquisa em Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. São Paulo – SP, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. – **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais.** In: Anais do V Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto, EPUSP, 2005, São Paulo.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. - **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** In JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL– XXX UnB – Universidade de Brasília, 2002, Brasília.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. – **Influência da geometria das nervuras na capacidade de isolamento térmico de lajes nervuradas e situação de incêndio.** Disponível <http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir>. Acessado em jun/10.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. – **Métodos simplificados para dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas a flexão simples, em situação de incêndio.** Disponível <http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir>. Acessado em jun/10.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. - **Recomendação para o dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio.** In: Anais do VI Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto – Estruturas de Concreto Submetidas a Situações de Incêndio e a Efeitos do Vento e Sismos, EPUSP, 2006, São Paulo.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. - **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio.** NUTAU – Núcleo de Pesquisa em Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. São Paulo – SP, 2006.

CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CB-PMESP). **Segurança estrutural nas edificações – resistência ao fogo dos elementos de construção.** Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros IT 08/01. São Paulo: Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, 2001a. [Decreto [Lei nº 46.076 do Estado de São Paulo, 31 de agosto de 2001]

CUOGUI, R. S. - **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006

DICKMAN, A.G.; DICKMAN, R. – **A lei do resfriamento de Newton : Condução e Radiação.** In: XVII Simpósio Nacional do Ensino de Física, São Luis – MA, 2008.

DRYSDALE, D. - **An introduction to fire dynamics**. [London: John Wiley & Sons Ltd., 1998].

EUROPEAN STANDARD EUROCODE - **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. ENV 1992 -1-2** . CEN. Brussels, 2004.

FERNANDES, D. H. - **Análise não-linear elástica de pórticos planos em aço sob ação de incêndio**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

FERNANDES, M. A. S. - **Dimensionamento de esforços resistentes em barras de aço sob incêndio natural compartimentado “one zone”**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

GUIMARÃES, P.P. O. **Sobre o dimensionamento contra fogo de estruturas de aço**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. - **Spalling and Pore Pressure In HPC at High Temperatures**. Cement and Concrete Research, nº30. Isevier Science Ltd. Amsterdam, 2000

Kirchhof, L. D. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – São Carlos. São Carlos, 2004.

KIMURA, Erika Fernanda Aiko. **Pilares mistos esbeltos em aço preenchidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp, 2009.

LIMA, R.C. A.; Kirchhof, L. D.; CASONATO, C. A.; SILVA FILHO L. C. P.. **Efeitos de altas temperaturas no concreto.** In SEMINARIO DE PATOLOGIAS DAS EDIFICAÇÕES – Novos materiais e tecnologias emergentes. UFRGS, 2004, Porto Alegre.

MLAKAR, P. F.; DUSENBERRY, D. O.; HARRIS, J. R.; HAYNES, J.; PHAN, L. T.; SOZEN, M. A. – **The Pentagon building performance report.** Reston, Virginia: ASCE – American Society of Civil Engineers, 2003.

MELHADO, S. B. **Edifícios de estrutura de aço: segurança contra incêndio e sistemas de proteção da estrutura.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1990.

MIRAVALL, D. O. - **Análise não-linear de temperaturas para verificação da resistência de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2009.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. - **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

NEVILLE, Adam Matthew, **Propriedades do Concreto.** Trad. Salvador E. Giamusso. São Paulo: PINI, 1997.

NINCE, A. A. – **Lascamentos de Concreto exposto a altas temperaturas.** Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

OLIVEIRA, T. A. C P. **Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2006

POLICIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO – CORPO DE BOMBEIROS. **INSTRUÇÃO TÉCNICA No. 37/ 01 – Subestações Elétricas.** São Paulo – SP, PMESP, 2001.

POLICIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO – CORPO DE BOMBEIROS.  
**INSTRUÇÃO TÉCNICA No. 08/ 01 – Segurança Estrutural das Edificações - Resistência ao fogo dos elementos de construção.** São Paulo – SP, PMESP, 2001.

POLICIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO – CORPO DE BOMBEIROS.  
**INSTRUÇÃO TÉCNICA No. 09/ 01 – Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical.** São Paulo – SP, PMESP, 2004.

POLICIA MILITAR DO ESTADO DO PARANÁ – CORPO DE BOMBEIROS. **Código de Prevenção de Incêndio.** Curitiba – PR, PMEPR, 2001.

POGGIALI, F.S.J. – **Durabilidade de estruturas de concreto em usinas siderúrgicas.** Monografia. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte, 2009

REGOBELLO, R. **Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – São Carlos. São Carlos, 2007

REGOBELLO, R.; ALMEIDA S. J. C.; NETO, J. N. ;MALITE, M, SILVA, V. P. – **Influência da vinculação em modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto em situação de incêndio.** In: Anais do Congresso Brasileiro do Concreto – 50, IBRACON, Salvador, 2008.

RIBEIRO, J. C. L. - **Desenvolvimento e aplicação de um sistema computacional para simulação via método dos elementos finitos do comportamento de estruturas de aço mistas em situação de incêndio.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2009.

SANTA'ANNA, M. S. - **Pilares mistos esbeltos em aço preenchidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio.** Dissertação apresentada à FEC/UNICAMP, 2009.

SANTANA, M. A. L., SILVA, V. P. - **Determinação do TRRF das estruturas tendo por base métodos simplificados de análise de risco de incêndio.** Produção em Iniciação Científica da EPUSP – 2002.

SANTOS, R. T. - **Modelos Numéricos de Pilares Mistos Curtos de Seções Circulares de Aço Preenchidos com Concreto em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – São Carlos. São Carlos, 2009.

SAHMARAN, M.; LACHEMI, M.; LI, V. C. - **Assessing Mechanical Properties and Microstructure of Fire-Damaged Engineered Cementitious Composites.** ACI Materials Journal – Maio – Junho / 2010, pg 297 - 304.

SHIELDS, T.J., SILCOCK, G.W. - **Buildings and fire.** [Longman Scientific & Technical, 1987].

SILVA, Valdir Pignatta, 2006, <http://valdir.sites.uol.com.br/> Considerações sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio.

SILVA, V. P. - **Considerações sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio.** In Revista Incêndio no. 46, 2007.

SILVA, V. P. - **Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da nbr15200:2004.** In Revista Ibracon de estruturas e materiais, p.331 – 392, . IBRACON, 2008, São Paulo.

SEITO, A. I.; GIL, A. A.; PANNONI F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. - **A segurança contra incêndio no Brasil.** Projeto Editora, São Paulo, 2008.

SILVA, W.P.; PRECKER J.W.; SILVA, C.M.D.P.S., SILVA, D.D.P.S.; SILVA C.D.P.S. - **Medida de Calor Específico e Lei de Resfriamento de Newton: Um Refinamento na Análise dos Dados Experimentais.** In Revista Brasileira de Ensino de Física, Vol. 25, nº4, Dezembro, 2003. Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande – PB, 2003.

SILVA, C. J. – **Comportamento de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2002.

SILVEIRA, C. – **Proteção passiva de estruturas e sistemas elétricos contra incêndio aplicada a uma unidade de refino de petróleo.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005

SOUZA, A. A. A. - **Influência do Tipo de Agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp, 2005.

SOUZA, A. A. A. ; MORENO Jr., A. L. – **Efeito de Altas Temperaturas na Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação do Concreto.** In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2003.

TASHIMA, M. M. ; SALLES, F. M.; BERNARDES, H. M.; SCARABELLO, R. D.; AKASAKI, J. L. - **Estudo da Difusidade Térmica de um concreto com basalto.** In CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – 46, IBRACON, 2004, Florianópolis.

VELARDE, J. S. S. - **Sobre o comportamento de Pilares em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

VELASCO, R. V. – **Concreto de alto desempenho reforçado com fibras de polipropileno e sisal.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

VILELA, R. F. T.; DUARTE, D. – **Análise de risco de incêndio em subestação de energia elétrica 230 kV.** Disponível em:  
[http://www.abepro.org.br/biblioteca/ENEGEP2000\\_E0018.PDF](http://www.abepro.org.br/biblioteca/ENEGEP2000_E0018.PDF). Acesso em mai. 2010.

VIVAS, B. M. M. – **Determinação experimental de limites de inflamabilidade e temperatura de auto-ignição de petro e biocombustíveis em tubos de combustão.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná - Curitiba, 2010

WENDT, S. C. – **Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre, 2006