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

PILARES MISTOS ESBELTOS EM AÇO PREECHIDOS COM CONCRETO, DE SEÇÃO QUADRADA, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Matheus Sarcedo Sant'Anna

Campinas

2009

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

Matheus Sarcedo Sant'Anna

PILARES MISTOS ESBELTOS EM AÇO PREECHIDOS COM CONCRETO, DE SEÇÃO QUADRADA, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Dissertação apresentado 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: Armando Lopes Moreno Jr.

Campinas

2009

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

Sa59p

Sant'Anna, Matheus Sarcedo
Pilares mistos esbeltos em aço preechidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio / Matheus Sarcedo Sant'Anna. -- Campinas, SP: [s.n.], 2009.

Orientador: Armando Lopes Moreno Junior.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Construção mista. 2. Engenharia de estruturas. 3. Aço estruturas. 4. Incêndios e prevenção de incêndio. 5. Colunas. I. Moreno Junior, Armando Lopes. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Slender concrete filled steel columns with square section in fire condition
Palavras-chave em Inglês: Mixed structures, Mixed columns, Fire
Área de concentração: Estruturas
Titulação: Mestre em Engenharia Civil
Banca examinadora: João Alberto Venegas Requena, Carlito Calil Junior
Data da defesa: 30/01/2009
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

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

PILARES MISTOS ESBELTOS EM AÇO PREECHIDOS COM CONCRETO, DE SEÇÃO QUADRADA, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Matheus Sarcedo Sant'Anna

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior
Presidente e Orientador/ FEC/UNICAMP

Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena
FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Carlito Calil Junior
EESC/USP

Campinas, 30 de janeiro de 2009.

Dedico aos meus pais, com todo carinho,
pelo constante incentivo e apoio.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, agradeço a Deus, sem o qual não poderia começar nem terminar este trabalho.

Ao meu orientador Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr., pelo apoio indispensável, pela amizade e compreensão.

Aos meus professores de graduação Renato Soleane e Edson Pigoreti pelo grande incentivo.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida, a qual possibilitou a realização deste trabalho.

À Empresa V & M do Brasil S.A., pela doação dos tubos de aço e pela contribuição financeira de diversas despesas da pesquisa.

À FAPESP pelo apoio financeiro à pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório do Departamento de Estruturas, pela orientação nos trabalhos, disponibilidade, atenção e amizade conquistada nesse período.

Aos amigos do departamento de estruturas, Kleber e Geraldo, tanto pelos momentos de trabalho, quanto pelos momentos de descontração, os quais sempre lembrarei.

Aos meus pais Paulo e Vera, pelo apoio e encorajamento que sempre me deram, e por quem tenho grande amor e respeito.

A minha namorada pelo grande apoio e horas de paciência.

A todos, que direta ou indiretamente contribuíram para realização deste trabalho.

No fim, tudo dá certo.

Se não deu, é porque ainda não chegou ao fim.

(Fernando Sabino)

RESUMO

SANT'ANNA, Matheus Sarcedo. **Pilares mistos esbeltos em aço preechidos com concreto, de seção quadrada, em situação de incêndio.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2009. 205p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2009.

O desenvolvimento técnico e científico fez surgir sistemas estruturais mistos, entre eles os pilares mistos preenchidos, com grande aplicação em edifícios altos. Como a estrutura mista tem um bom comportamento estrutural aliado a uma redução de custos com materiais, mão-de-obra e tempo de execução, ela tem tido um crescente avanço na utilização em países europeus, americanos e asiáticos. Buscando contribuir com o avanço tecnológico estrutural, este trabalho analisou experimentalmente o comportamento estrutural de pilares mistos esbeltos preenchidos axialmente comprimidos, em situação de incêndio, obtendo a influência de variáveis como: nível de carga e resistência à compressão do concreto de preenchimento. Foram analisados pilares esbeltos de seção quadrada preenchidos com concreto de resistência usual e alta resistência, submetidos a diferentes níveis de carregamentos axiais, a saber 30, 50 e 70% da carga última de ruptura. Os resultados dos tempos de resistência ao fogo foram comparados com os resultados previstos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e também, com resultados disponíveis na literatura. Verificou-se, ao final do trabalho, um aumento no tempo de resistência ao fogo de pilares mistos preenchidos em comparação com pilares de aço sem preenchimentos.

Palavras-chave: estrutura mista, pilares mistos, incêndio.

ABSTRACT

SANT'ANNA, Matheus Sarcedo. **Slender concrete filled steel columns with square section in fire condition.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2009. 205p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2009.

The technical and scientific development has given origin to mixed structural systems, including the columns filled with great application in high buildings. As the mixed structure has a good structural behavior combined with a reduction of costs of materials, manpower and time of execution, it has had a breakthrough in use in European, American and Asian countries. Seeking to contribute to the structural technological advancement, this study experimentally examined the structural behavior of slender columns filled, axially compressed, on fire, getting the influence of variables such as level of load and resistance to compression of the concrete to be filled. We analyzed slender columns of square section filled with concrete of usual resistance and high resistance, submitted to different levels of axial loads, namely 30, 50 and 70% of the last load of collapse. The results of time for fire resistance were compared to results expected by EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) and with results available in the literature. It was verified, at the end of work, an increase in time of fire resistance of columns filled in comparison with steel pillars without fills.

keyword: mixed structures, mixed columns, fire.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aplicação de elementos mistos no sistema estrutural de uma ponte na China (ausência de formas). 2

Figura 1.2 – Edifício Petronas Twin Towers – Malásia. 3

Figura 1.3 – Edifício esquina da Faria Lima com Leopoldo – São Paulo. 3

Figura 1.4 – Exemplo de uso de pilares mistos no Brasil: associação com laje nervurada plana. 4

Figura 1.5 e 1.6 – Exemplo de uso de pilares mistos no Brasil: À esquerda, Edifício Sede do Grupo Pão de Açúcar. À direita, Shopping Santa Cruz. 4

Figura 2.1 – Triângulo do fogo. 7

Figura 2.2 – Tetraedro do fogo. 8

Figura 2.3 – Fases do incêndio. 10

Figura 2.4 – Fase de propagação do incêndio. 11

Figura 2.5 – Curva de incêndio-padrão (1) x Curva de incêndio-natural(2). 13

Figura 2.6 – Gráfico comparativo entre as curvas nominais tempo-temperatura. 16

Figura 2.7 – Mecanismos de transmissão de calor. 17

Figura 2.8 – Fluxo de calor por condução. 17

Figura 2.9 – Fluxo de calor por condução. 18

Figura 2.10 – Fluxo de calor por radiação. 19

Figura 2.11– Relação de transmissão de calor com as fases do incêndio. 20

Figura 2.12 – Elemento de compartimentação que necessita da verificação dos três métodos. 21

Figura 3.1 – Redução da resistência ao escoamento do aço, em função da 25

temperatura.
Figura 3.2 – Redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura. 25
Figura 3.3 – Alongamento Específico do Aço, em função da temperatura. 27
Figura 3.4 – Calor Específico do Aço, em função da temperatura. 28
Figura 3.5 – Condutividade Térmica do Aço, em função da temperatura. 29
Figura 3.6 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura. 31
Figura 3.7 – Alongamento térmico do concreto, em função da temperatura 33
Figura 3.8 – Calor específico do concreto, em função da temperatura 35
Figura 3.9 – Simplificação para obtenção do calor específico do concreto, em função da temperatura. 36
Figura 3.10 – Condutividade térmica do concreto 37
Figura 3.11 – Fatores de Redução para Massa Específica do Concreto 38
Figura 3.12 – Simplificação para obtenção da massa específica do concreto, em função da temperatura. 39

Figura 4.1 – Curvas de Dimensionamento 43
Figura 4.2 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço 47
Figura 4.3 – Redução do comprimento de flambagem de pilares contínuos 50

Figura 5.1 – Seções típicas apresentadas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) 53
Figura 5.2 - Flambagem local para pilares mistos constituídos por perfis tubulares retangulares. 62
Figura 5.3 – Características Geométricas das amostras 63
Figura 5.4 – Ruptura típica das amostras 64
Figura 5.5 – Ruptura típica das amostras ensaiadas por Oliveira (2008) 65
Figura 5.6 – Divisão da seção transversal em camadas 67
Figura 5.7 – Ruptura típica dos pilares mistos preenchidos, à esquerda, compressão do concreto seguido por flambagem local, à direita, 75

flambagem global
Figura 5.8 – Ruptura típica das amostras, por instabilidade global 78
Figura 5.9 – Modo de ruptura típico das amostras ensaiadas 79
Figura 5.10 – Ruptura das amostras C-34 (esquerda) e C-13 (direita), ambas por instabilidade global 81
Figura 5.11 – Gráfico deformação axial x tempo. 82
Figura 5.12 – Esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC, à esquerda preenchimento por concreto simples, ao centro concreto armado, à direita concreto com fibras 84

Figura 6.1 – Forno vertical para ensaio de pilares em situação de incêndio – FEC-UNICAMP 93
Figura 6.2 – Interior do módulo 2 do forno vertical – FEC-UNICAMP 94
Figura 6.3 – Novo módulo interno do forno vertical – FEC-UNICAMP 95
Figura 6.4 – Pórtico de reação para 2000kN – FEC UNICAMP. 96
Figura: 6.5 – Pórtico de reação para 5000kN – FEC_UNICAMP. 96
Figura 6.6 – Macaco hidráulico e célula de carga. 97
Figura 6.7 – Esquema de instrumentação dos pilares em situação ambiente. 98
Figura 6.8 – Esquema de instrumentação dos pilares em situação de incêndio. 100
Figura 6.9 – Vedação do forno com manta cerâmica. 102
Figura 6.10 – Distribuição Granulométrica da Areia. 106
Figura 6.11 – Distribuição Granulométrica da Brita. 107
Figura 6.12 – Pilares posicionadas para concretagem. 109
Figura 6.13 – Mistura de concreto em betoneira. 109
Figura 6.14 – Retirada dos corpos de prova. 110

Figura 7.1 – Comparação dos resultados obtidos, em situação ambiente. 113
Figura 7.2 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C30-1 por instabilidade global. 115
Figura 7.3 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C30-2 por instabilidade global. 115
Figura 7.4 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C75-1 por instabilidade global. 115
Figura 7.5 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C75-2 por instabilidade global. 115

Figura 7.6 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C00-1 116
Figura 7.7 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C00-2 116
Figura 7.8 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C30-2 117
Figura 7.9 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C75-1 117
Figura 7.10 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C75-2 117
Figura 7.11 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C00-1 118
Figura 7.12 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C00-2 118
Figura 7.13 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C30-1 118
Figura 7.14 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C30-2 118
Figura 7.15 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C75-1 119
Figura 7.16 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C75-2 119
Figura 7.17 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-30-1 122
Figura 7.18 – Ruptura por instabilidade local do perfil de aço do pilar FC-TQ140-C00-30-1 123
Figura 7.19 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-50-1 124
Figura 7.20 – Ruptura por instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C00-50-1 124
Figura 7.21 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-50-2 125
Figura 7.22 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C00-50-2 126
Figura 7.23 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-70-1 127
Figura 7.24 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C00-70-1 127
Figura 7.25 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-70-3 129
Figura 7.26 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C00-70-3 129
Figura 7.27 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-30-1 130
Figura 7.28 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-30-1 131

Figura 7.29 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-30-2 132
Figura 7.30 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-30-2 132
Figura 7.31 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-50-1 133
Figura 7.32 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-50-1 134
Figura 7.33 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-50-2 135
Figura 7.34 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-50-2 135
Figura 7.35 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-70-2 137
Figura 7.36 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-70-2 137
Figura 7.37 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-30-2 139
Figura 7.38 – Ruptura por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C75-30-2 139
Figura 7.39 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-50-1 140
Figura 7.40 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C75-50-1 141
Figura 7.41 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-50-2 142
Figura 7.42 – – Ruptura por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C75-50-2 142
Figura 7.43 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-70-1 143
Figura 7.44 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C75-70-1 144
Figura 7.45 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-70-2 145
Figura 7.46 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C75-70-2 145
Figura 7.47 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção sem preenchimento. 146

Figura 7.48 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção com preenchimento de 31,39MPa. 147
Figura 7.49 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção com preenchimento de 74,78MPa. 147

Figura 7.50 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 30%. 148
Figura 7.51 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 50%. 149
Figura 7.52 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 70%. 149
Figura 7.53 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento e do nível de carga. 150

Figura C.1 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-30-1. 169
Figura C.2 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-50-1. 170
Figura C.3 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-50-2. 170
Figura C.4 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-70-1. 171
Figura C.5 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-70-3. 171
Figura C.6 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-30-1. 172
Figura C.7 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-30-2. 172
Figura C.8 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-50-1. 173
Figura C.9 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-50-2. 173
Figura C.10 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-70-2. 174
Figura C.11 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-30-2. 174
Figura C.12 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-50-1. 175
Figura C.13 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-50-2. 175
Figura C.14 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-70-1. 176
Figura C.15 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-70-2. 176

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de Tempo-Temperatura da ASTM E 119 15

Tabela 3.1 – Fatores de Redução para o Aço 24
Tabela 3.2 – Fatores de Redução para o Concreto 30
Tabela 3.3 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto 34

Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento. 43
Tabela 4.2 – Coeficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados 44

Tabela 5.1 – Relações Geométricas para que não ocorra flambagem local dos elementos de aço 55
Tabela 5.2 – Utilização de pilares mistos preenchidos em Edifícios 61
Tabela 5.3 – Método Tabular proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) 69
Tabela 5.4 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4, para colunas mistas preenchidas sem revestimento contra-fogo 70
Tabela 5.5 – Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$ 72
Tabela 5.6 – Resultados obtidos por Han *et al* (2003a) 74
Tabela 5.7 – Características das amostras ensaiadas por Han *et al* (2003b) 77
Tabela 5.8 – Valores do parâmetro “f” para Eq. 5.14 86
Tabela 5.9 – Limites de Aplicabilidade para Eq. 5.14 86

Tabela 6.1 – Séries de ensaios. 91
Tabela 6.2 – Características do aço 104
Tabela 6.3 – Ensaios de Caracterização do agregado miúdo (areia). 106
Tabela 6.4 – Ensaios de Caracterização do agregado graúdo (brita). 107
Tabela 6.5 – Traço de Concreto Utilizado 108

Tabela 7.1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado 111
Tabela 7.2 – Resultados Obtidos – Série RT 112
Tabela 7.3 – Comparação Experimental x EUROCODE – Série RT 113
Tabela 7.4 – Resultados Obtidos – Série FC 120
Tabela 7.5 – Desvio percentual na área da curva temperatura-tempo da ISO 834-1 (1999) para a área da curva Temperatura-tempo do forno. 121
Tabela 7.6 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 3 1-2 152
Tabela 7.7 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 4 1-2 153
Tabela 7.8 – Comparação de resultados: Experimental x Kodur (1999) 154
Tabela 7.9 – Comparação de resultados: Experimental x PotFire 155

Tabela A.1 – Classificação das edificações quanto à ocupação. 165

Tabela B.1 - TRRF - Tempos requeridos de resistência ao fogo (min). 167

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Espessura do revestimento contra-fogo
b	Largura da mesa do perfil I ou H
c_a	Calor específico do aço
$c_{c,\theta} = c_{p,\theta}$	Calor específico do concreto
$c_{p,peak}$	Calor específico de pico, em função da umidade do concreto
d_e	Desvio percentual
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão
$f_{c\theta}$	Resistência a compressão do concreto, a temperatura elevada
f_{sd}	Resistência de escoamento das armaduras
f_y	Resistência característica ao escoamento do aço
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço, a temperatura θ_a
f_{yd}	Resistência ao escomento de cálculo do aço
h	Maior dimensão do perfil retangular
$\dot{h}_{net,c}$	Fluxo de calor, devido à convecção
$\dot{h}_{net,d}$	Fluxo de calor por unidade de área
$\dot{h}_{net,r}$	Fluxo de calor, devido à radiação
$k_{c,\theta}$	Índice de redução da resistência característica a compressão do concreto
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço
$k_{Ec,\theta}$	Índice de redução do módulo de deformação longitudinal do concreto

kL	Comprimento efetivo de flambagem
k_{shadow}	Fator de correção para o efeito shadow
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço
l	Comprimento inicial, a 20 ºC
l_{fi}	Comprimento efetivo de flambagem, em situação de incêndio
t	Tempo de incêndio, para utilização nas curvas-padrão
t	Espessura da parede do perfil tubular [m].
t_f	Espessura da mesa do perfil I ou H
u	Umidade do concreto, em porcentagem
A	Área da seção transversal do elemento
A	Área sob a curva tempo x temperatura verificada no forno
A_a	Área de aço
A_c	Área de concreto
A_m	Área da superfície do elemento por unidade de comprimento
A_m/V	Fator de massividade
$[A_m/V]_{box}$	Fator de massividade para uma caixa que envolva o elemento.
A_s	Área de aço das armaduras;
As	Área sob a curva tempo x temperatura padrão
D	Diâmetro da seção tubular
E_a	Módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura ambiente.
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil
$E_{a,\theta} = \overline{E}_{a,\theta}$	Módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura θ_a
$E_{c,0}$	Módulo de deformação longitudinal do concreto, em temperatura ambiente
$E_{c,sec,\theta}$	Módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura θ, na tensão de compressão $f_{c,\theta}$
E_{cm}	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do concreto
$(EI)_{eff}$	Rigidez efetiva à flexão da seção mista
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez efetiva do pilar misto à flexão, em situação de incêndio
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura

$E_{s,\theta}$	Módulo de deformação longitudinal do aço das barras da armadura, a temperatura θ
FC	Fire Condition
F_d	Valor de cálculo da ação
I_a	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
$I_{a,\theta}$	Momento de inércia da seção do perfil de aço
I_c	Momento de inércia da seção transversal do concreto
$I_{c,\theta}$	Momento de inércia da seção do concreto
I_s	Momento de inércia das armaduras presentes
$I_{s,\theta}$	Momento de inércia da seção das barras da armadura
IT	Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo
K	Coeficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados
L_{cr}	Comprimento efetivo de flambagem
L_θ	Comprimento efetivo de flambagem do pilar em situação de incêndio
$N_{b,Rd}$	Normal resistente de cálculo
$N_{b,fi,t,Rd}$	Normal resistente, em situação de incêndio
N_{cr}	Normal de flambagem elástica, ou força de EULER
N_{Ed}	Normal solicitante de cálculo
$N_{fi,cr}$	Carga crítica de EULER ou carga elástica crítica, em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$	Força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
$N_{pl,Rk}$	Força axial resistente característica da seção transversal à plastificação total
R_d	Normal resistente de cálculo, à temperatura ambiente
RT	Room Temperature
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
V	Volume do elemento por unidade de comprimento

α	Fator de imperfeição, dependente da curva de dimensionamento
α_c	Coeficiente de transferência de calor por convecção
$\gamma_a = \gamma_{M1}$	Coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_g	Coeficiente de majoração de forças permanentes
γ_q	Coeficiente de majoração de forças variáveis
γ_s	Coeficiente de minoração da resistência das barras de armadura
$\varepsilon_{c(\theta)}$	Alongamento específico do concreto
ε_a	Alongamento específico do aço
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Deformação do concreto, no regime elástico
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	Deformação do concreto, na ruptura
ε_f	Emissividade do fogo
ε_m	Emissividade do membro em aço
$\eta_{fi,t}$	Nível de carregamento, em situação de incêndio
θ_0	Temperatura dos gases, no instante t=0
θ_a	Temperatura no elemento de aço
θ_c	Temperatura no concreto
θ_g	Temperatura dos gases quentes, no instante t
λ_1	Índice de esbeltez
λ_a	Condutividade térmica do aço
λ_c	Condutividade térmica do concreto
$\overline{\lambda}$	Índice de esbeltez relativo
$\overline{\lambda}_\theta$	Índice de esbeltez relativo em situação de incêndio
$\rho_{(20\ ^oC)}$	Massa específica do concreto, temperatura ambiente
ρ_a	Massa específica do aço
$\rho_{(\theta)} = \rho_{c,\theta}$	Massa específica do concreto, a temperaturas elevadas
$\varphi_{a,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no perfil de aço
$\varphi_{c,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no concreto

$\varphi_{s,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas nas barras da armadura
φ_t	Coeficiente de fluência do concreto
φ_θ	Coeficiente, em função do coeficiente α e do índice de esbeltez admensional, em situação de incêndio – $\bar{\lambda}_\theta$
χ	Fator de redução, em função do índice de esbeltez admensional ($\bar{\lambda}$) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção
χ_{fi}	Fator de redução em função da instabilidade, em situação de incêndio
Δl	Expansão devido à ação térmica
$\Delta l / l$	Alongamento específico do material
Δ_t	Intervalo de tempo
Δ_θ	Variação de temperatura com o tempo
$\sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a\,max,\theta})$	Somatório dos produtos da área dos elementos componentes do perfil de aço pelo limite de escoamento do aço do mesmo
$\sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s\,max,\theta})$	Somatório dos produtos dos elementos de área do concreto pela resistência característica à compressão deste material
$\sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c\,max,\theta})$	Somatório dos produtos da área das barras da armadura pelo limite de escoamento do aço das mesmas
Φ	Fator de configuração
ϕ	Coeficiente, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez admensional

SUMÁRIO

RESUMO vii

ABSTRACT viii

LISTA DE FIGURAS ix

LISTA DE TABELAS xv

LISTA DE SÍMBOLOS xvii

1 INTRODUÇÃO 1
- 1.1 Considerações Iniciais 1
- 1.2 Objetivo 4
- 1.3 Justificativa 5
- 1.4 Metodologia 5

2 INCÊNDIO 7
- 2.1 Incêndio Real 8
  - 2.1.1 Ocorrência e intensidade de incêndio 9
  - 2.1.2 Fases do incêndio 9
- 2.2 Incêndio Natural 12
- 2.3 Incêndio- Padrão 12
  - 2.3.1 Curva-padrão temperatura-tempo, conforme ISO 834 14
  - 2.3.2 Curva de Hidrocarbonetos 14

2.3.3 Curva temperatura-tempo, conforme ASTM E 119 15
2.3.4 Comparativo entre curvas nominais 15
2.4 Transferência de calor 16
2.4.1 Condução 17
2.4.2 Convecção 18
2.4.3 Radiação 18
2.4.4 Transferência de Calor em Incêndio 19
2.5 Resistência ao Fogo 20

3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS, SOB TEMPERATURAS ELEVADAS 23
3.1 Aço 23
3.1.1 Propriedades Mecânicas 23
3.1.2 Propriedades Térmicas 26
3.1.2.1 Alongamento Específico 26
3.1.2.2 Calor Específico 27
3.1.2.3 Condutividade Térmica 29
3.1.2.4 Massa Específica 30
3.2 Concreto 30
3.2.1 Propriedades Mecânicas 30
3.2.2 Propriedades Térmicas 32
3.2.2.1 Alongamento Específico 32
3.2.2.1.1 Concreto com Agregados Silicosos 32
3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Calcários 32
3.2.2.2 Calor específico 33
3.2.2.3 Condutividade Térmica 36
3.2.2.4 Massa Específica 37

4. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE AÇO 41
4.1 Dimensionamento em Situação Ambiente 41
4.1.1 Comprimentos Efetivos de Flambagem 44
4.2 Dimensionamento em Situação de Incêndio 45

4.2.1 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural 45
4.2.2 Dimensionamento em situação de Incêndio 48

5 PILARES MISTOS 51
5.1 Classificação de pilares mistos 52
5.2 Comportamento Estrutural 53
5.3 Limites de Aplicabilidade 54
5.4 Dimensionamento de pilares mistos de aço preenchidos com concreto 55
5.4.1 Formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) 55
5.5 Trabalhos de pesquisa em situação ambiente 58
5.6 PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 66
5.6.1 Princípios do Dimensionamento, em situação de incêndio 66
5.6.2 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural Misto 66
5.6.3 Dimensionamento pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) 67
5.6.3.1 Método Tabular 67
5.6.3.2 Métodos Analíticos 69
5.7 Trabalhos de pesquisa em situação de incêndio 73

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL 89
6.1 Contexto Global 89
6.2 Contexto específico do trabalho 89
6.3 Equipamentos 93
6.3.1 Equipamento para Aquecimento 93
6.3.2 Equipamento para aplicação de carga 95
6.3.3 Equipamento para leitura de dados 97
6.4 Ensaios em Situação Ambiente 97
6.4.1 Instrumentação 98
6.4.2 Procedimentos de Ensaio 98
6.5 Situação de incêndio 99
6.5.1 Instrumentação 99

6.5.2 Procedimentos de Ensaio 100
6.5.3 Vedação 101
6.5.4 Ruptura 102
6.5.5 Controle das temperaturas do forno 103
6.6 Caracterização dos Materiais 104
6.6.1 Aço 104
6.6.1.1 Verificação da relação geométrica 105
6.6.2 Concreto 105

7 RESULTADOS E ANÁLISE 111
7.1 Ensaios preliminares 111
7.2 Ensaios em Situação Ambiente 112
7.3 Ensaios em Situação de Incêndio 119
7.3.1 Pilar – FC-TQ140-C00-30-1 122
7.3.2 Pilar – FC-TQ140-C00-30-2 123
7.3.3 Pilar – FC-TQ140-C00-50-1 123
7.3.4 Pilar – FC-TQ140-C00-50-2 125
7.3.5 Pilar – FC-TQ140-C00-70-1 126
7.3.6 Pilar – FC-TQ140-C00-70-2 128
7.3.7 Pilar – FC-TQ140-C00-70-3 128
7.3.8 Pilar – FC-TQ140-C30-30-1 130
7.3.9 Pilar – FC-TQ140-C30-30-2 131
7.3.9 Pilar – FC-TQ140-C30-50-1 133
7.3.10 Pilar – FC-TQ140-C30-50-2 134
7.3.11 Pilar – FC-TQ140-C30-70-1 136
7.3.12 Pilar – FC-TQ140-C30-70-2 136
7.3.13 Pilar – FC-TQ140-C75-30-1 138
7.3.14 Pilar – FC-TQ140-C75-30-2 138
7.3.15 Pilar – FC-TQ140-C75-50-1 140
7.3.16 Pilar – FC-TQ140-C75-50-2 141
7.3.17 Pilar – FC-TQ140-C75-70-1 143

7.3.18 Pilar – FC-TQ140-C75-70-2 144
7.4 Análise de Resultados 146
7.4.1. Análise Comparativa 151
7.4.1.1 Análise Comparativa dos pilares sem preenchimento 152
7.4.1.2 Análise Comparativa dos pilares mistos 153

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES 157
8.1 Conclusão 157
8.2 Sugestões para trabalhos futuros 159

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 161

ANEXOS 165
ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À OCUPAÇÃO 167

ANEXO B – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO 169

ANEXO C – CAMPOS DE TEMPERATURA DOS PILARES 171

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento econômico, técnico e científico fez surgir diversos sistemas estruturais e construtivos, entre os quais estão os sistemas formados por elementos mistos aço-concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. Dentre os elementos estruturais que compõem tal sistema estão os pilares mistos aço-concreto.

Nas construções mistas, o concreto foi primeiramente usado, no início do século, como material de revestimento (pilares mistos revestidos), protegendo os perfis de aço contra o fogo e a corrosão. Embora o concreto tivesse uma participação em termos estruturais, inicialmente sua contribuição na resistência era ignorada nos cálculos.

Posteriormente, pensou-se em usar o concreto como material de preenchimento para os perfis tubulares, surgindo desta forma os pilares mistos preenchidos. O núcleo de concreto é responsável por aumentar a rigidez e a resistência do perfil tubular, melhorando seu comportamento isolado. Além destas características, a utilização de pilares mistos preenchidos em sistemas formados por elementos mistos confere vantagens como: facilidades construtivas devido à ausência de fôrmas e armaduras (Figura 1.1), pela significativa redução do peso total da estrutura, propiciando assim fundações mais econômicas, e bom comportamento estrutural que, aliada à redução de custos com materiais e mão-de-obra são responsáveis pelo crescimento e divulgação de sua utilização em países como Estados Unidos, Canadá, Japão, Austrália e China. Hoje, estruturas mistas são intensamente usadas em edifícios de múltiplos pavimentos como nos das Figuras 1.2 a 1.6.

No Brasil, as primeiras construções mistas restringiram-se a alguns edifícios e pequenas pontes construídas entre os anos de 1950 e 1960. (MALITE, 1990 apud ALVA, 2000).

São obstáculos ao desenvolvimento e utilização dos elementos mistos no Brasil, especialmente dos pilares mistos preenchidos, o conservadorismo dos profissionais da construção civil, identificado pela escolha preferencial por estruturas em concreto armado, e o desconhecimento quanto à existência e comportamento destes elementos.

Na ocorrência de incêndio em um edifício a principal conseqüência é a possibilidade de perda de vidas humanas, entretanto a também os grandes prejuízos econômicos, devido aos danos causados às propriedades. Em edifícios industriais e comerciais, o prejuízo pode ser maior devido à interrupção das atividades. Existe ainda o problema do impacto ambiental. Assim, os objetivos do projeto de segurança contra incêndio têm sido minimizar a perda de vidas e minimizar os prejuízos econômicos.

Com relação ao projeto estrutural que leva em consideração a ação do fogo, existe a necessidade de que o custo da segurança adicional para proteção ao fogo seja compatível ao custo do empreendimento. Pois estabelecer critérios racionais de proteção ao fogo pode evitar a inviabilidade econômica do projeto, principalmente no caso de pequenos edifícios.

Sob o aspecto estrutural, temperaturas elevadas provocam uma alteração nas propriedades dos materiais, reduzindo suas resistências.

Figura 1.1 – Aplicação de elementos mistos no sistema estrutural de uma ponte na China (ausência de formas).

Figura 1.2 – Edifício Petronas Twin Towers – Malásia.

Figura 1.3 – Edifício esquina da Faria Lima com Leopoldo – São Paulo.

Figura 1.4 – Exemplo de uso de pilares mistos no Brasil: associação com laje nervurada plana.

Figura 1.5 e 1.6 – Exemplo de uso de pilares mistos no Brasil: À esquerda, Edifício Sede do Grupo Pão de Açúcar. À direita, Shopping Santa Cruz.

1.2 Objetivo

Analisar o comportamento estrutural de pilares mistos axialmente comprimidos em situação de incêndio. Os pilares mistos serão formados por perfis de aço laminados, de seção quadrada, preenchidos com concreto. Esse trabalho é quase todo

experimental, utilizando o forno vertical adquirido pela UNICAMP com verba da FAPESP, simulando a curva de tempo-temperatura adotado pela norma brasileira.

Obter a influência das seguintes variáveis na resistência ao fogo:

- níveis de carga;
- diferentes resistências do concreto de preenchimento do perfil quadrado.

Analisar também pilares mistos em situação ambiente, pois são referenciais para a série em situação de incêndio.

1.3 Justificativa

A principal justificativa para esse trabalho é a verificação do comportamento estrutural de pilares mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio, complementando a linha de pesquisa sobre Efeito do Fogo em Estruturas, iniciada em 2002, na FEC-UNICAMP.

Entre outras justificativas para esse trabalho, encontram-se:

- O crescente avanço no uso de estruturas mistas no país, torna-se importante a verificação dessas estruturas em situação de incêndio.
- A carência de trabalhos técnico-científicos nessa área de pilares mistos esbeltos, preenchidos com concreto, em situação de incêndio.
- A contribuindo assim com a comunidade cientifica no avanço tecnológico estrutural na segurança contra incêndio.

1.4 Metodologia

Ensaio de pilares mistos comprimidos axialmente por um cilindro hidráulico e pórtico de reação, simulando carregamento não excêntrico, e envolvido pelo forno elétrico vertical da FEC-UNICAMP, simulando incêndio-padrão em todo seu perímetro.

2 INCÊNDIO

O fogo é uma reação química exotérmica acompanhada pela intensa liberação de calor. Inicialmente acreditava-se somente ocorre quando três elementos estão reunidos: material combustível, oxigênio (comburente) e uma fonte de calor. Esses três elementos formam o “triângulo do fogo” (Figura 2.1). Caso um dos três elementos estiver ausente em um ambiente não existirão condições para o início de incêndio ou, caso esteja em progresso, o incêndio se extinguirá.

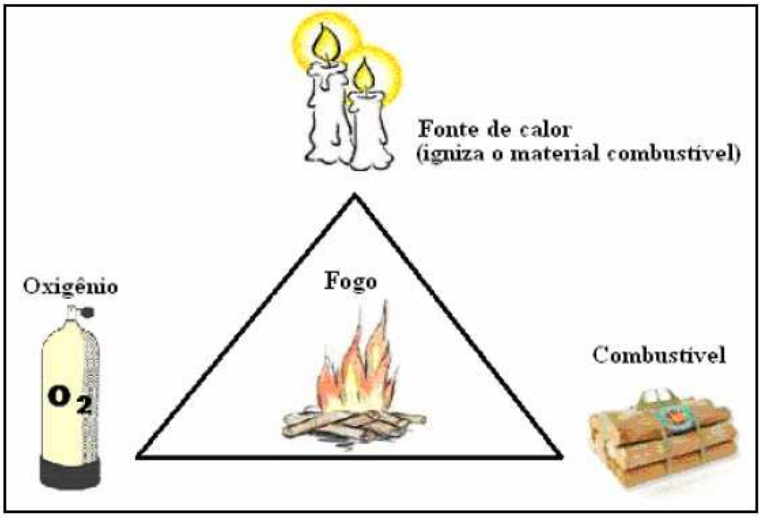


Figura 2.1 – Triângulo do fogo.
Fonte: Fernandes (2006)

Com a descoberta do agente extintor “halon”, foi necessário mudar a teoria, a qual atualmente é conhecida como Tetraedro do Fogo (Figura 2.2). A interpretação desta figura geométrica espacial é: cada uma das quatro faces representa um elemento

do fogo - combustível, comburente, calor e reação em cadeia - e devem coexistir ligados para que o fogo se mantenha.

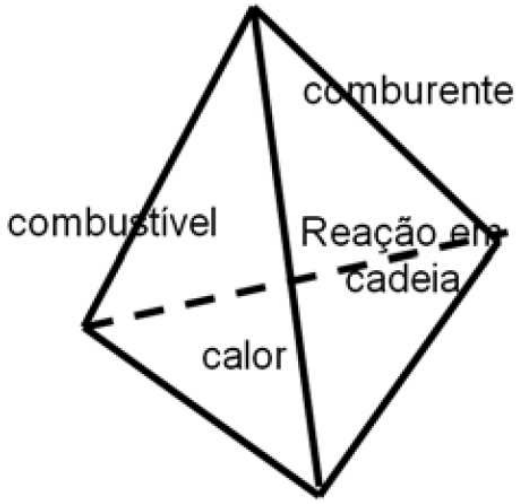


Figura 2.2 – Tetraedro do fogo.
Fonte: Seito et al (2008)

Combustíveis podem entrar em combustão se aplicada uma fonte de ignição capaz de iniciar uma reação em cadeia. A substância combustível reage com o oxigênio liberando energia (calor) e gerando produtos de combustão, alguns dos quais podem ser tóxicos.

O incêndio é o fogo sem controle, que causa danos e prejuízos à vida, ao meio ambiente e ao patrimônio.

2.1 Incêndio Real

Incêndio real é aquele que representa exatamente o que ocorre na realidade. Cada incêndio é único e depende das características exclusivas do lugar de ocorrência. A seguir serão apresentadas algumas características de um incêndio real.

2.1.1 Ocorrência e intensidade de incêndio

Os fatores que devem ser considerados na probabilidade de ocorrência e propagação de incêndio são:

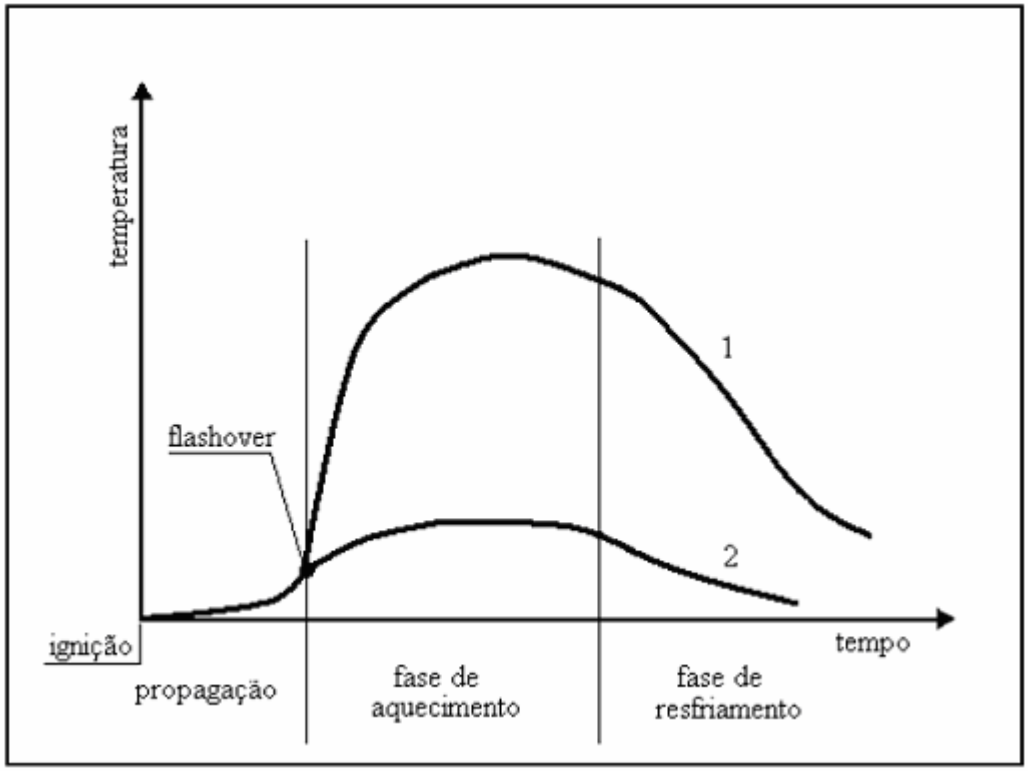
- Atividade e o conteúdo de combustíveis (carga de incêndio) na edificação: Os riscos são maiores em edificações cuja atividade envolva fontes de calor, por exemplo, fornos ou atividades que utilizem ou estoquem material combustível;
- Tipo de edificação: Edificações sem compartimentação ou vedação não resistente ao fogo, possibilitam o alastramento de pequenos focos;
- Prevenção ativa do incêndio: As chances de desenvolvimento de um incêndio são fortemente reduzidas se forem instalados detectores de fumaça e chuveiros automáticos.

A intensidade e duração de um incêndio no compartimento em chamas estão relacionadas com as seguintes características:

- Carga de incêndio: A carga de incêndio é determinada pela quantidade e tipo de materiais;
- Distribuição da carga de incêndio: Materiais podem ser armazenados de maneira que o oxigênio tenha fácil acesso a eles, facilitando a combustão.
- Características da ventilação do compartimento: Influencia a intensidade e a duração do incêndio. Compartimentos com maior ventilação propiciam incêndios mais intensos e, por conseqüência, de duração menor;
- Propriedades térmicas e espessura dos pisos e paredes que envolvem o compartimento: Materiais com características isolantes reduzem a possibilidade de propagação de fogo para outros ambientes, entretanto, mais severo será o incêndio no interior do compartimento, e assim, mais rápido.

2.1.2 Fases do incêndio

O incêndio é dividido em três fases. São elas: propagação, fase de aquecimento, fase de resfriamento representados na Figura 2.3.



Curva 1 – Incêndio com inflamação generalizada.

Curva 2 – Incêndio localizado, sem inflamação generalizada.

Figura 2.3 – Fases do incêndio.

A fase da propagação inicia-se com a ignição, geralmente iniciada em uma pequena região do compartimento.

Essa primeira fase caracteriza-se pelo alastramento das chamas. O alastramento das chamas acontece em diferentes configurações que são organizadas por orientação do combustível e direção do fluxo de gases. (WHITE; DIETENBERGER, 1999 apud FERNANDES, 2006) Uma pluma de fogo é formada sobre o foco de incêndio (Figura 2.4). Há geração de fumaça concentrando-se na parte superior do compartimento. À medida que os gases quentes encontram as paredes do compartimento forma-se uma camada de fumaça quente abaixo do teto, irradiando calor para a porção inferior do compartimento, portanto, ao combustível. O calor radiativo realimenta a produção de fumaça e a ignição de outros materiais combustíveis no compartimento.

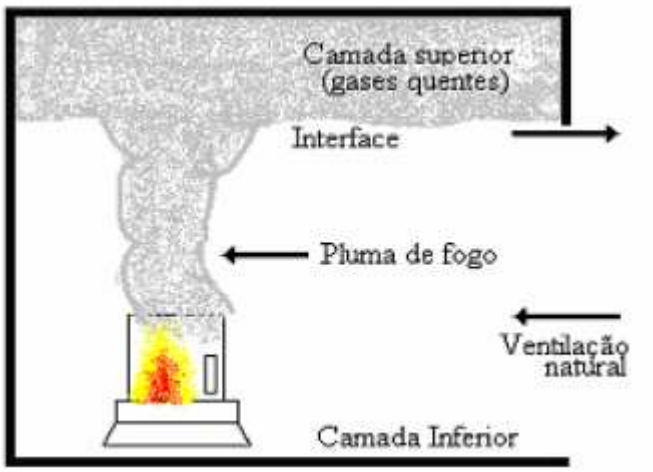


Figura 2.4 – Fase de propagação do incêndio.
Fonte: Fernandes (2006)

Para situações de combustível escasso, a chama queimará todo o combustível disponível e se extinguirá. Para situações de ventilação insuficiente, a chama se extinguirá com o fim do oxigênio. Nos dois casos, o incêndio será localizado. Caso haja material combustível e ventilação suficiente, a temperatura aumentará intensamente e alastrará o fogo por todo o compartimento - está deflagrado o flashover.

A inflamação generalizada ou flashover, é a transição de um incêndio localizado para uma conflagração generalizada dentro de um compartimento onde toda a superfície combustível está em chamas.

Na fase de aquecimento, o incêndio é totalmente desenvolvido e atinge um taxa de pirólise (quantidade de massa de combustível sólido que é transformada em gases combustíveis por unidade de tempo) constante. As temperaturas altas são sustentadas até que o combustível seja quase totalmente consumido.

A última fase é a de resfriamento. O período de resfriamento inicia-se após a redução da temperatura média para um pouco abaixo do valor máximo, contudo, a temperatura pode-se manter alta por um longo período.

2.2 Incêndio Natural

Denomina-se de incêndio natural o incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases respeitem as curvas temperatura-tempo naturais. (SILVA, 2001).

O modelo de incêndio natural compartimentado é um método mais preciso de determinação da temperatura dos gases no interior de um compartimento em chamas. O incêndio natural compartimentado pode ser modelado por curvas paramétricas. Este modelo é aferido por ensaios, cujos resultados demonstram que a curva temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado depende dos seguintes parâmetros:

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

2.3 Incêndio- Padrão

Denomina-se incêndio-padrão o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente respeite as curvas padronizadas para ensaios. As curvas de incêndio-padrão ou curvas nominais foram desenvolvidas para uniformizar ensaios em elementos como portas corta-fogo, paredes, divisórias, forros e de partes isoladas de uma estrutura (vigas, pilares, conexões, etc.) e assim, classificá-los de acordo com o tempo resistente a ação térmica associada à curva de incêndio-padrão.

Os testes de incêndio-padrão foram requisitados pelas companhias de seguro, pois precisavam avaliar comparativamente os diferentes tipos de construção. Os testes mais antigos foram registrados no Reino Unido, Alemanha e EUA. (LAMONT *et al*, 2001 apud FERNANDES, 2006).

Essas curvas são pouco representativas de um incêndio real, já que desconsideram aspectos como compartimentação, ventilação, carga de incêndio, etc. A característica principal dessa família de curvas é a de possuir apenas um ramo ascendente, sendo geradas a partir de equações cuja única variável é o tempo. O valor de resistência ao fogo obtido por meio dessas curvas não indica, portanto, o tempo real

que a estrutura resistirá ao incêndio. “É usual em normas nacionais e internacionais, ao invés de exigir segurança à temperatura, exigir-se segurança por um determinado tempo associado à curva-padrão”. (SILVA, 2001).

Segundo a NBR 14432:2000, esse tempo é conhecido como tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), ou seja, o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio padrão.

A Figura 2.5 apresenta a curva de incêndio-padrão e uma curva representativa de incêndio (incêndio natural). Nota-se que as curvas nominais não simulam a fase de resfriamento.

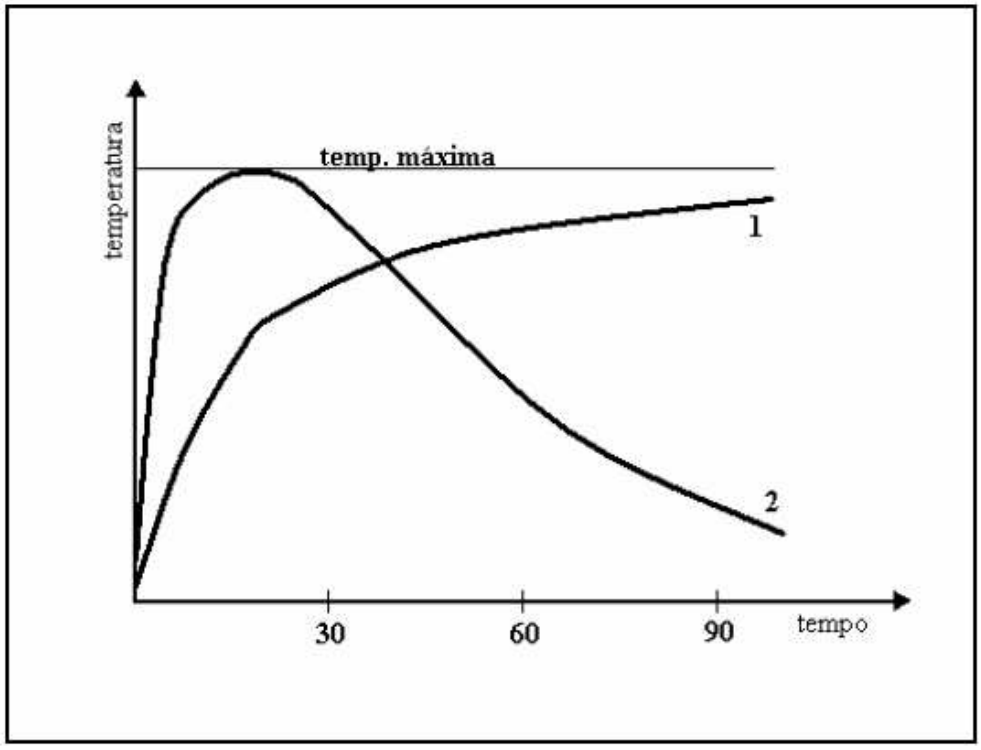


Figura 2.5 – Curva de incêndio-padrão (1) x Curva de incêndio-natural(2).

A seguir serão apresentadas as formulações e as curvas de incêndio-padrão advindas do Eurocode e da norma americana ASTM E119 (2000). Em todas as equações, a temperatura ambiente é fixada em 20ºC.

2.3.1 Curva-padrão temperatura-tempo, conforme ISO 834

A curva-padrão é empregada em incêndios à base de materiais celulósicos (lã, papel, algodão, etc). Ela é caracterizada pelo aumento contínuo da temperatura ao longo do tempo numa velocidade preestabelecida, expressa pela abaixo. Essa curva é também padronizada pela NBR 5628:1980. A curva ISO 834 é determinada pela Eq. 2.1.

$$\theta_g = 345\log(8t+1)+20 \qquad (2.1)$$

onde:

θ_g: temperatura dos gases, em ºC;

t: tempo em minutos.

2.3.2 Curva de Hidrocarbonetos

Há casos em que os materiais combustíveis no compartimento são hidrocarbonetos que provocam um incêndio de maior intensidade do que incêndio-padrão. Nesse caso, utiliza-se a curva de incêndio chamada de curva “H”. A curva de hidrocarbonetos é determinada pela Eq. 2.2.

$$\theta_g = 1080\left(1-0{,}325e^{-0{,}167t}-0{,}675e^{-2{,}5t}\right)+20 \qquad (2.2)$$

Onde:

θ_g: temperatura dos gases, em ºC;

t: tempo em minutos.

Os materiais celulósicos (lã, papel, algodão, etc) possuem potencial calorífico específico em torno de 20 MJ/kg. Os hidrocarbonetos (polipropileno, poliestireno, polietileno, etc) possuem potencial calorífico específico em torno de 40 MJ/kg.

2.3.3 Curva temperatura-tempo, conforme ASTM E 119

Essa curva foi adotada em 1918 pela ASTM baseada na proposta do UL – Underwriter's Laboratory de Chicago de 1916 para curva-padrão na fase de aquecimento em ensaios de pilares (SILVA 2001).

A curva de incêndio ASTM E119 (2000) é apresentada na forma tabular (ver Tabela 2.1), ou seja, a norma americana retrata por meio de uma tabela, o valor correspondente de temperatura ao tempo associada (intervalo de 5 minutos) para materiais celulósicos.

Tabela 2.1 – Valores de Tempo-Temperatura da ASTM E 119

Tempo (min)	Temperatura(ºC)	Tempo (min)	Temperatura(ºC)
0	20	45	892
5	538	50	905
10	704	55	916
15	760	60	927
20	795	75	955
25	821	90	978
30	843	105	996
35	862	120	1010
40	878	180	1052

2.3.4 Comparativo entre curvas nominais

O EUROCODE denomina as curvas de incêndio-padrão como curvas nominais. O desenvolvimento das curvas citadas anteriormente está explicitado na Figura 2.6**.**

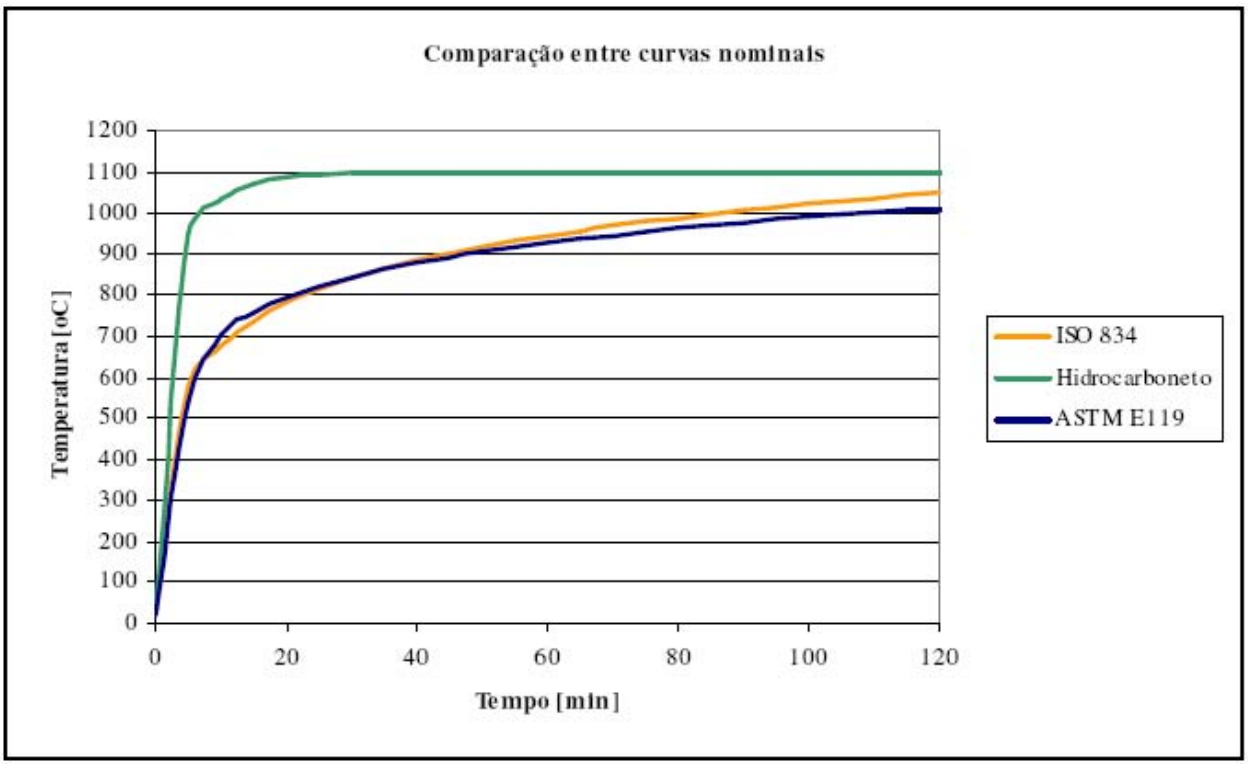


Figura 2.6 – Gráfico comparativo entre as curvas nominais tempo-temperatura.

A curva de hidrocarboneto converge para um patamar de temperatura, já a curva ISO 834 de 1975 e a ASTM E119 (2000) são indefinidamente crescentes.

2.4 Transferência de calor

Ao existir um gradiente de temperatura no interior de um sistema ou que sistemas em diferentes temperaturas forem colocados em contato, haverá transferência de energia térmica (calor). A literatura especializada reconhece três modos distintos de transmissão de calor: condução, convecção e radiação. Os mecanismos de transmissão de calor estão ilustrados no esquema da Figura 2.7.

Figura 2.7 – Mecanismos de transmissão de calor.
Fonte AZEVEDO 2005.

2.4.1 Condução

O processo de transferência de calor ocorre devido à interação entre as moléculas que constituem os materiais. Ocorre nos três estados da matéria, contudo, é mais expressivo nos materiais sólidos. É o processo no qual a energia (calor) flui de uma região à alta temperatura, para outra à baixa temperatura, num mesmo meio, conforme Figura 2.8.

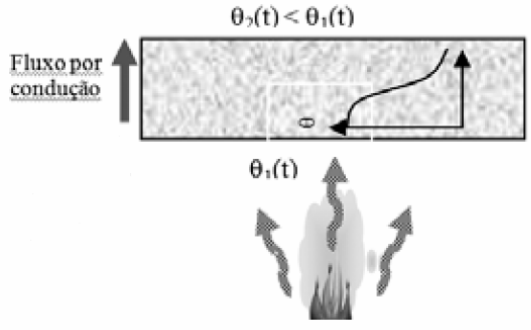


Figura 2.8 – Fluxo de calor por condução.
Fonte: Seito et al (2008)

2.4.2 Convecção

A convecção é o processo de transferência de energia (calor) devido a movimentação macroscópica da massa do próprio fluído (gases quentes) por meio do contato desse fluído com uma superfície sólida, depende de fatores complexos para sua ocorrência e determinação, tais como a temperatura e a pressão, sendo determinado por meio de fórmulas empíricas. A Figura 2.9 apresenta um exemplo de transferência de calor por convecção em um ambiente.

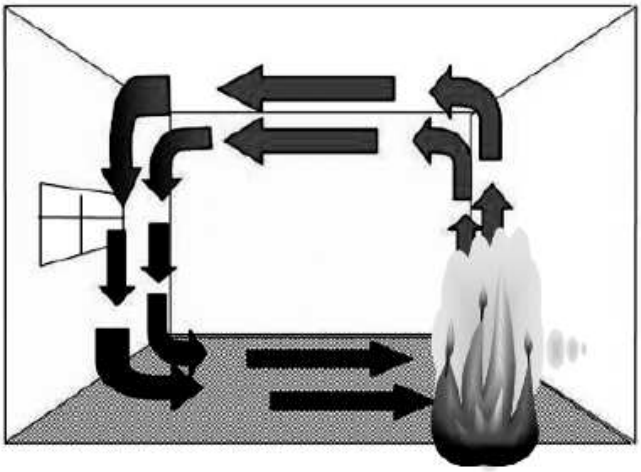


Figura 2.9 – Fluxo de calor por condução.
Fonte: Seito et al (2008)

2.4.3 Radiação

A radiação é o processo pelo qual o calor flui na forma de propagação de ondas de um corpo à alta temperatura para outro à temperatura mais baixa, como ilustra a Figura 2.10. A radiação térmica assim como qualquer radiação eletromagnética propaga-se à velocidade da luz. Este fenômeno é distinto dos anteriores, pois não necessita de um meio material interveniente entre duas superfícies ou a dependência de posição entre elas. Todos os corpos cuja temperatura é superior ao zero absoluto, emitem radiação proporcional a sua temperatura superficial. (KRIEGER, 2001 apud FERNANDES, 2006)

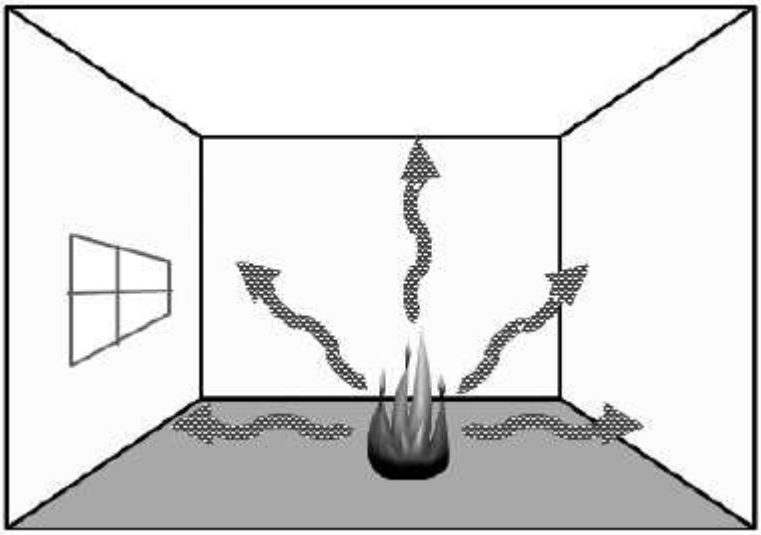


Figura 2.10 – Fluxo de calor por radiação.
Fonte:Seito et al (2008)

2.4.4 Transferência de Calor em Incêndio

Embora os três processos de transferência de calor (condução, convecção e radiação) atuem no incêndio, é observado que apenas um deles é predominante durante um certo estágio do aquecimento ou em um certo local do compartimento, conforme apontado na Figura 2.11. A condução determina a velocidade do fluxo de calor dentro do material das estruturas; a convecção comparece em todos os estágios do incêndio, sendo a sua ação predominante no início do incêndio, quando os níveis de radiação térmica são baixos; a radiação é emitida na maioria do incêndio como conseqüência da difusão das chamas.

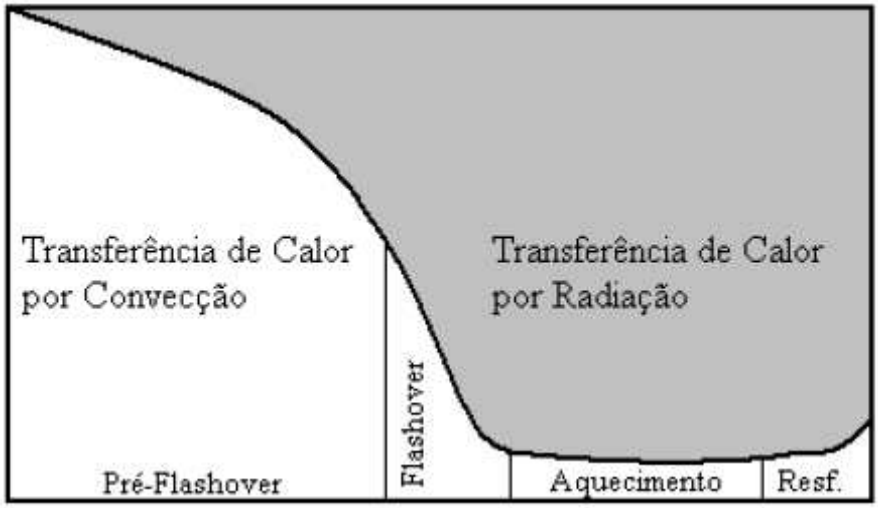


Figura 2.11– Relação de transmissão de calor com as fases do incêndio.
Fonte: Fernandes (2006)

2.5 Resistência ao Fogo

A resistência ao fogo é um dos parâmetros mais importantes nos estudos relativos a ações dos incêndios nas estruturas. Caracteriza-se pelo tempo em que um elemento estrutural mantém as funções pelas quais foi projetado, antes de atingir o colapso.

A resistência ao fogo é medida por meio de três métodos normatizados pela ABNT NBR 5628:2001, a saber:

Em um primeiro método, a resistência ao fogo pode ser obtida observando-se a resistência mecânica do elemento estrutural em função da temperatura sob o programa de temperatura-tempo padrão em condições de utilização, ou seja, simulando-se as condições de carregamento e vinculação reais da estrutura.

Em um segundo método, pode também ser obtida, diante da estanqueidade do elemento, verificando-se o surgimento de fissuras pelas quais as chamas ou gases atravessam o elemento e passam de um ambiente para outro.

No terceiro método a resistência ao fogo, pode ser obtida por meio do isolamento térmico, submetendo uma face do elemento ao incêndio-padrão e verificando o aquecimento da outra face não-exposta, devendo limitar a temperatura média dessa

face em 140 ºC e em 180 ºC em qualquer ponto medido, acima da temperatura inicial, evitando a ignição de outros materiais.

A Figura 2.12 apresenta um esquema de um elemento de compartimentação que necessita da verificação pelos três métodos.

Figura 2.12 – Elemento de compartimentação que necessita da verificação dos três métodos.
Fonte: Seito et al (2008)

Se o elemento tiver apenas função resistente basta verificar o primeiro método de resistência ao fogo.

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF, normalizado pela NBR 14432:2000 é definido como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão.

O TRRF não pode ser confundido com o tempo de desocupação da edificação ou tempo de duração do incêndio. Os valores de TRRF são valores teóricos que serão utilizados para o dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, podendo ser determinado por meio de tabelas ou pelo Método do Tempo Equivalente descrito na Instrução Técnica nº 08 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo – IT:08 (2004).

As edificações são classificadas, conforme sua ocupação, de acordo com a NBR 14432:2000 e também pelo Decreto Estadual n.º 46076/01 do Estado de São Paulo.

Com as devidas classificações consegue-se obter os TRRFs correspondentes em função da ocupação, área e altura das edificações.

A classificação das edificações segundo a NBR 14432:2000 é apresentada no Anexo A deste trabalho. Os valores de TRRF são apresentados no Anexo B deste trabalho.

3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS, SOB TEMPERATURAS ELEVADAS

Os materiais estruturais, em geral, apresentam redução dos valores de suas propriedades mecânicas, quando submetidos à elevação de temperatura.

3.1 Aço

3.1.1 Propriedades Mecânicas

O aço, submetido a temperaturas entre 500 e 600 ºC, tem uma redução da capacidade resistente do material em torno de 50%, o que é, bastante preocupante, do ponto de vista da segurança estrutural contra incêndios.

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) apresenta coeficientes de redução para a resistência ao escoamento do aço e de seu módulo de deformação longitudinal, em função da temperatura desenvolvida no elemento estrutural. Os valores dos coeficientes de redução são apresentados na Tabela 3.1 e, também nas Figuras 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Fatores de Redução para o Aço

Temperatura do Aço θ_a	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados	Fator de redução para o módulo de deformação longitudinal dos aços laminados
(ºC)	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1,000	1,000
100	1,000	1,000
200	1,000	0,900
300	1,000	0,800
400	1,000	0,700
500	0,780	0,600
600	0,470	0,310
700	0,230	0,130
800	0,110	0,090
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

Fonte: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

onde:

θ_a: temperatura no elemento de aço;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço;

$f_{y,\theta}$: resistência ao escoamento do aço, a temperatura θ_a;

f_y: resistência ao escoamento do aço, a temperatura ambiente;

$k_{E,\theta}$: fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço;

$E_{a,\theta}$: módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura θ_a;

E_a: módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura ambiente.

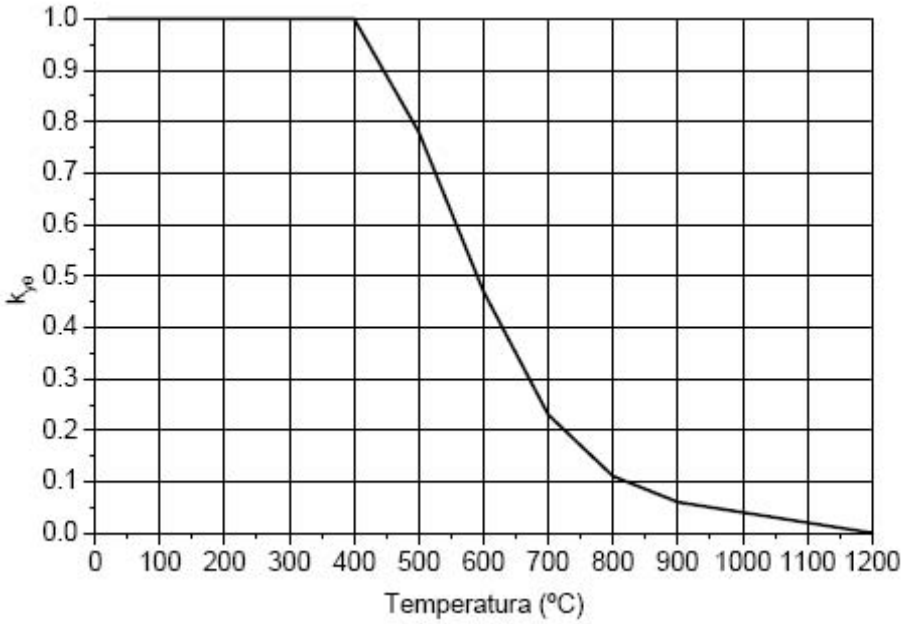


Figura 3.1 – Redução da resistência ao escoamento do aço, em função da temperatura.
Fonte: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

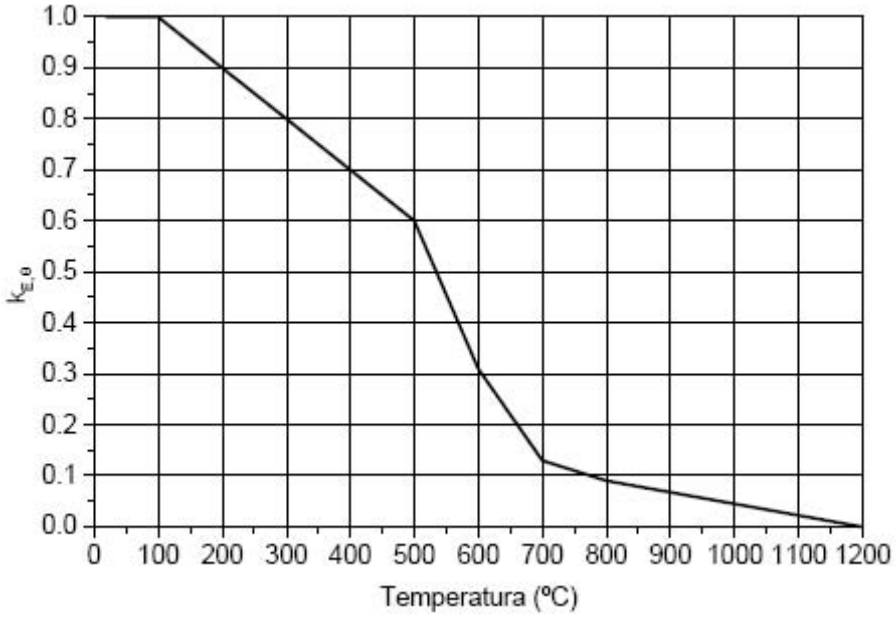


Figura 3.2 – Redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura.
Fonte: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2 Propriedades Térmicas

Serão abordadas as propriedades térmicas do aço, submetido a temperaturas elevadas.

3.1.2.1 Alongamento Específico

O alongamento específico do aço é dado, em função da temperatura no elemento de aço (θ_a). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ_a < 750ºC, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.1.

$$\Delta l / l = 1{,}2x10^{-5} \cdot \theta_a + 0{,}4x10^{-8} \cdot \theta_a{}^2 - 2{,}416x10^{4} \qquad (3.1)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 750ºC ≤ θ_a ≤ 860ºC, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.2 e, assume valor constante.

$$\Delta l / l = 1{,}1x10^{-2} \qquad (3.2)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 860ºC < θ_a ≤ 1200ºC, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.3.

$$\Delta l / l = 2x10^{-5} \cdot \theta_a - 6{,}2x10^{-3} \qquad (3.3)$$

onde:

l: comprimento inicial, a 20ºC;

Δl: expansão devido à ação térmica;

θ_a: temperatura do elemento estrutural em aço.

No gráfico da Figura 3.3 é apresentada a variação do alongamento específico do aço, em função da temperatura.

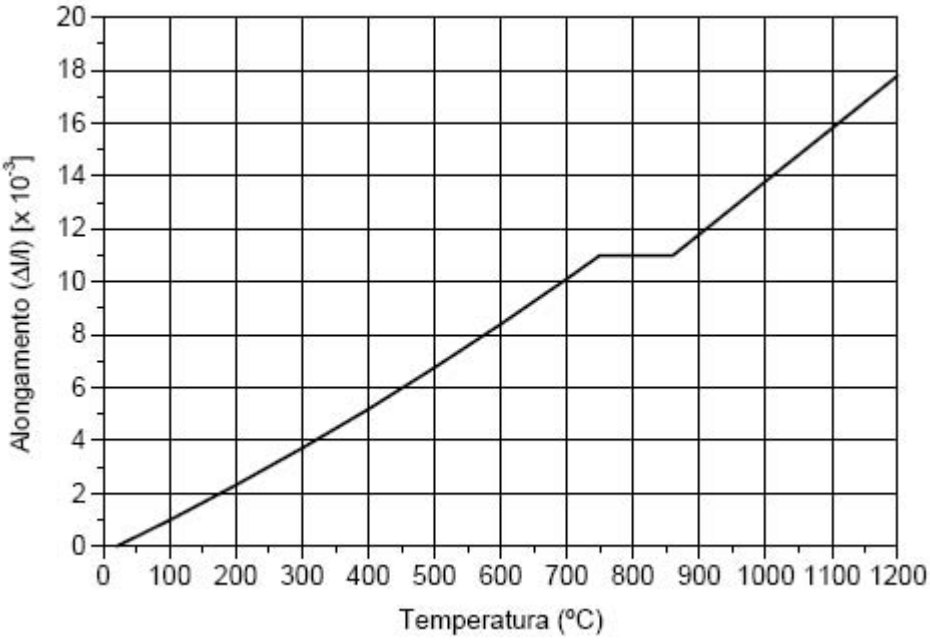


Figura 3.3 – Alongamento Específico do Aço, em função da temperatura.
Fonte: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2.2 Calor Específico

O calor específico do aço é dado, em função da temperatura no elemento de aço (θ_a). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ_a < 600ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.4, em J/kg·ºC.

$$c_a = 425 + 7{,}73x10^{-1} \cdot \theta_a - 1{,}69x10^{-3} \cdot \theta_a{}^2 - 2{,}22x10^{-5} \cdot \theta_a{}^3 \qquad (3.4)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 600ºC ≤ θ_a < 735ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.5.

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \qquad (3.5)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 735ºC ≤ θ_a < 900ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.6.

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \qquad (3.6)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 900ºC ≤ θ_a ≤ 1200ºC, o calor específico assume valor constante c_a = 650 J/kg·ºC.

No gráfico da Figura 3.4 é apresentada a variação do calor específico do aço, em função da temperatura.

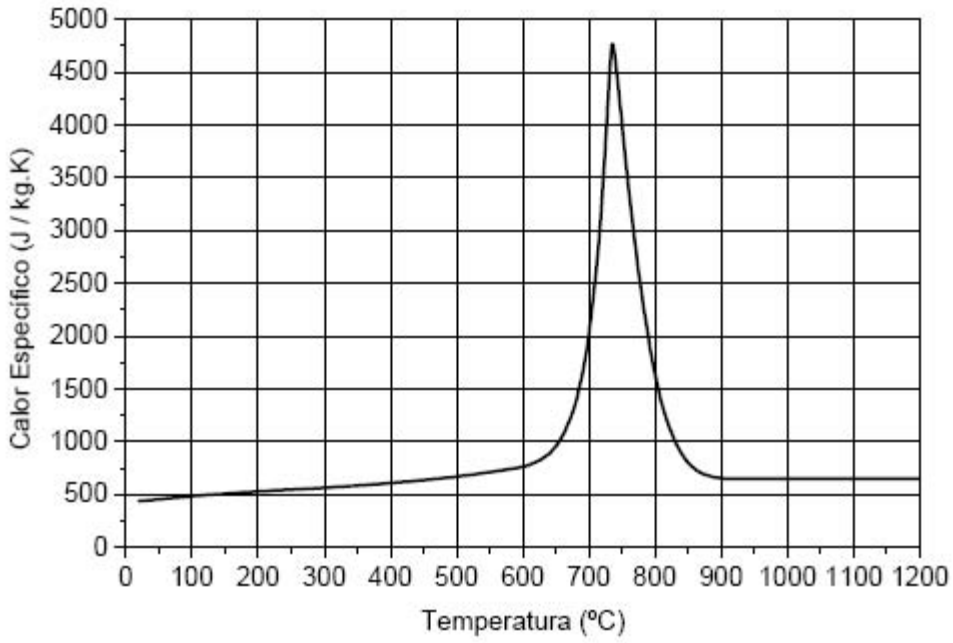


Figura 3.4 – Calor Específico do Aço, em função da temperatura.
Fonte: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) permite uma simplificação do valor de calor específico do aço para um valor constante de 600 J/kg·ºC.

3.1.2.3 Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço é dada, em função da temperatura no elemento de aço (θ_a). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ_a < 800ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.7, em W/m²·ºC.

$$\lambda_a = 54 - 3{,}33\text{x}10^{-2} \cdot \theta_a \qquad (3.7)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 800ºC ≤ θ_a ≤ 1200ºC, a condutividade térmica assume valor constante λ_a = 27,3 W/mº·C.

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) permite uma simplificação do valor de condutividade térmico do aço para um valor constante de 45 W/m·ºC.

No gráfico da Figura 3.5 é apresentada a variação da condutividade térmica do aço, em função da temperatura.

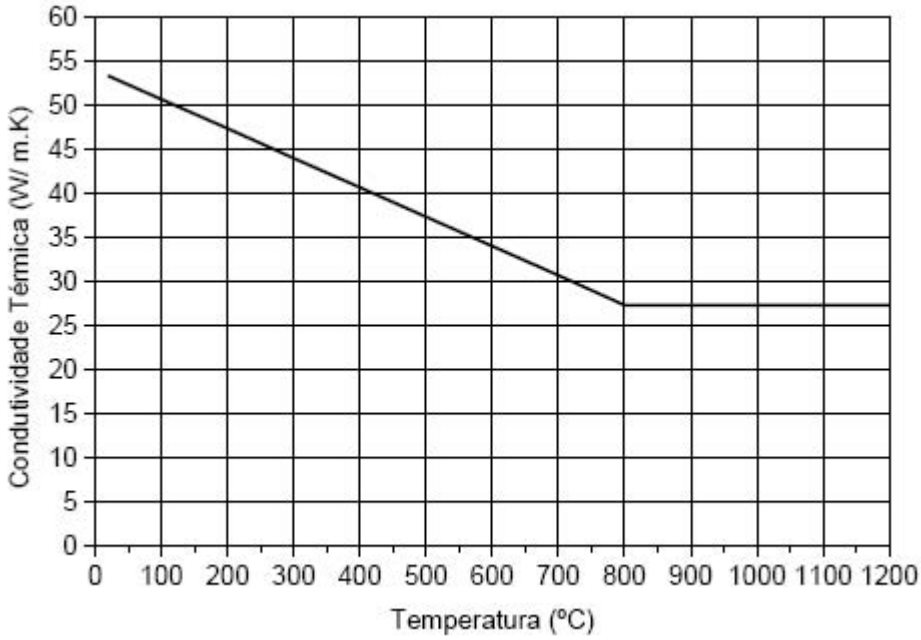


Figura 3.5 – Condutividade Térmica do Aço, em função da temperatura.
Fonte: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2.4 Massa Específica

Segundo o EUROCODE 3 (prEn 1993-1-2:2002) a massa específica do aço não se altera com a elevação de temperatura, sendo dada por ρ_a= 7850 kg/m^3.

3.2 Concreto

3.2.1 Propriedades Mecânicas

O concreto sofre redução das suas propriedades mecânicas quando da elevação da temperatura. O caso do concreto pode ser agravado, devido a grande probabilidade de ocorrência de desplamentos explosivos de porções do concreto, mais conhecidos como *spalling*, o que acaba por diminuir a seção do elemento estrutural.

Os valores de redução das propriedades mecânicas do concreto são dados na Tabela 3.2 e, também, pela Figura 3.6, segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003).

Tabela 3.2 – Fatores de Redução para o Concreto

Temperatura do concreto θ_c	Agregados Silicosos			Agregados Calcários		
(ºC)	$f_{c\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
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	0,0055	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	-	-	0,00	-	-

Fonte: Adaptada EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

Para obtenção do índice de redução para o módulo de deformação longitudinal do concreto $k_{Ec,\theta}$ deverá ser utilizada a Eq. 3.8.

$$k_{Ec,\theta} = \frac{k_{c,\theta} \cdot f_{ck}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot E_{c0}} \qquad (3.8)$$

onde:

$k_{Ec,\theta}$: índice de redução do módulo de deformação longitudinal do concreto;

$k_{c,\theta}$: índice de redução da resistência característica a compressão do concreto,dado na Tabela 3.2 como $f_{c\theta}/f_{ck}$;

f_{ck}: resistência característica do concreto a compressão;

$f_{c\theta}$: resistência a compressão do concreto, a temperatura elevada;

$\varepsilon_{c1,\theta}$: deformação do concreto, no regime elástico;

$\varepsilon_{cu1,\theta}$: deformação do concreto, na ruptura;

$E_{c,0}$: módulo de deformação longitudinal do concreto, em temperatura ambiente.

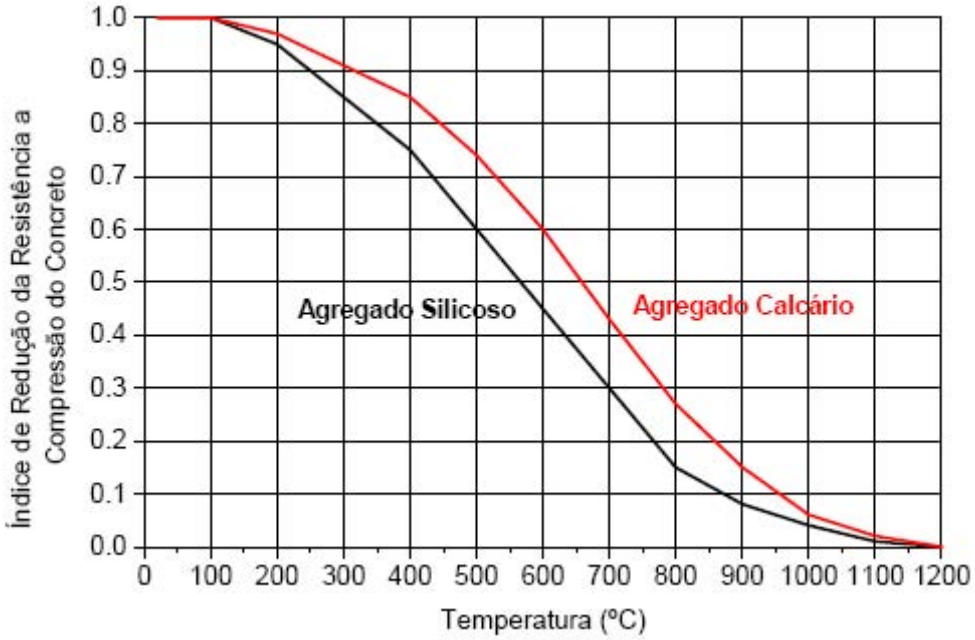


Figura 3.6 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura
Fonte: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2 Propriedades Térmicas

Neste tópico serão abordadas as propriedades térmicas do concreto, submetido a temperaturas elevadas.

3.2.2.1 Alongamento Específico

3.2.2.1.1 Concreto com Agregados Silicosos

O alongamento específico do concreto, constituído de agregados silicosos, é dado, em função da temperatura no concreto (θ). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ ≤ 700ºC, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.9.

$$\varepsilon_{c(\theta)} = -1{,}8\text{x}10^{-4} + 9\text{x}10^{-6} \cdot \theta + 2{,}3\text{x}10^{-11} \cdot \theta^3 \qquad (3.9)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 700ºC < θ ≤ 1200ºC, o alongamento específico assume valor constante $\varepsilon_{c(\theta)} = 14 \times 10^{-3}$.

3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Calcários

O alongamento específico do concreto, constituído de agregados calcários, é dado, em função da temperatura no concreto (θ). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ ≤ 805ºC, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.10.

$$\varepsilon_{c(\theta)} = -1{,}2\text{x}10^{-4} + 6\text{x}10^{-6} \cdot \theta + 1{,}4\text{x}10^{-11} \cdot \theta^3 \qquad (3.10)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 805ºC < θ ≤ 1200ºC, o alongamento específico assume valor constante $\varepsilon_{c(\theta)} = 12 \times 10^{-3}$.

No gráfico da Figura 3.7 é apresentada a variação do alongamento específico para concretos constituídos de agregados silicosos e calcários, em função da temperatura.

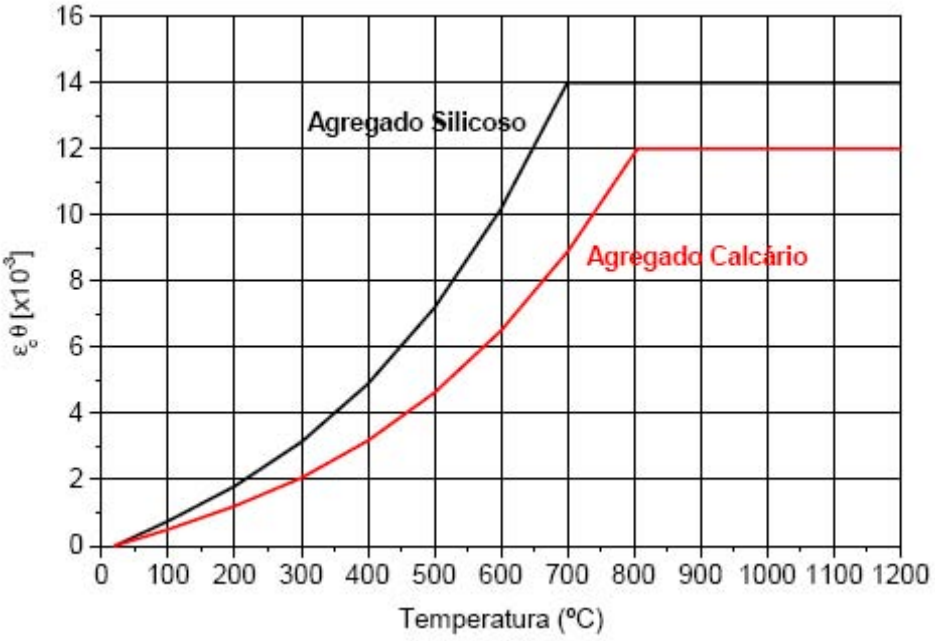


Figura 3.7 – Alongamento térmico do concreto, em função da temperatura
Fonte: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2.2 Calor específico

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), o calor específico do concreto, independe do tipo de agregado constituiente e, é dado, em função da temperatura no concreto (θ). Para temperaturas situadas no intervalo 20ºC ≤ θ ≤ 100ºC, o calor específico assume valor constante $c_{p(\theta)} = 900$ J/kg·ºC.

Para temperaturas situadas no intervalo 100ºC < θ ≤ 200ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.11.

$$c_{p(\theta)} = 900 + (\theta - 100) \qquad \text{J/kg·ºC} \qquad (3.11)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 200ºC < θ ≤ 400ºC, o calor específico é dado pela Eq. 3.12.

$$c_{p(\theta)} = \frac{1000 + (\theta - 200)}{2} \qquad \text{J/kg·ºC} \qquad (3.12)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 400 ºC < θ ≤ 1200 ºC, o calor específico volta a assumir valor constante $c_{p(\theta)}$ = 1100 J/kg·ºC.

A umidade presente no concreto altera, significativamente, o calor específico deste, atingindo um pico entre as temperaturas de 100ºC e 115ºC, decrescendo, linearmente, até a temperatura de 200ºC, onde voltam a ser válidas as equações propostas. A este pico, dá-se o nome de calor específico de pico, $c_{p,peak}$, segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), seus valores são apresentados na Tabela 3.3, em função da porcentagem entre a umidade e o peso do concreto.

Tabela 3.3 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto

Umidade	0,0%	1,5%	3,0%
$c_{p,peak}$	900 J/kg.K	1470 J/kg.K	2020 J/kg.K

Fonte: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

No gráfico da Figura 3.8 é apresentada a variação do calor específico, em função da temperatura, bem como, as variações em função, da umidade do concreto.

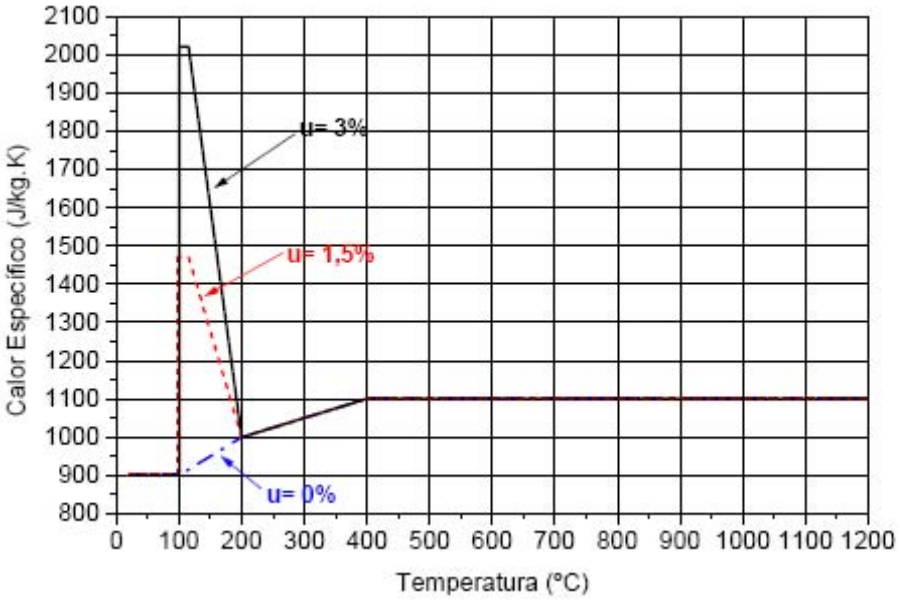


Figura 3.8 – Calor específico do concreto, em função da temperatura
Fonte: EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003) propõe algumas simplificações para o calor específico, que, quando a umidade é tomada igual a 0, pode ser dada pela Eq. 3.13, onde θ_c é a temperatura no concreto.

$$c_{c,\theta} = 890 + 56{,}2 \cdot (\theta_c / 100) - 3{,}4 \cdot (\theta_c / 100)^2 \qquad (3.13)$$

A mesma norma, ainda, apresenta uma outra simplificação, admitindo que o calor específico assuma um valor constante $c_{c,\theta}$ = 1000 J/kg·ºC. No gráfico da Figura 3.9 são apresentadas as variações do calor específico e a simplificação adotada pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003).

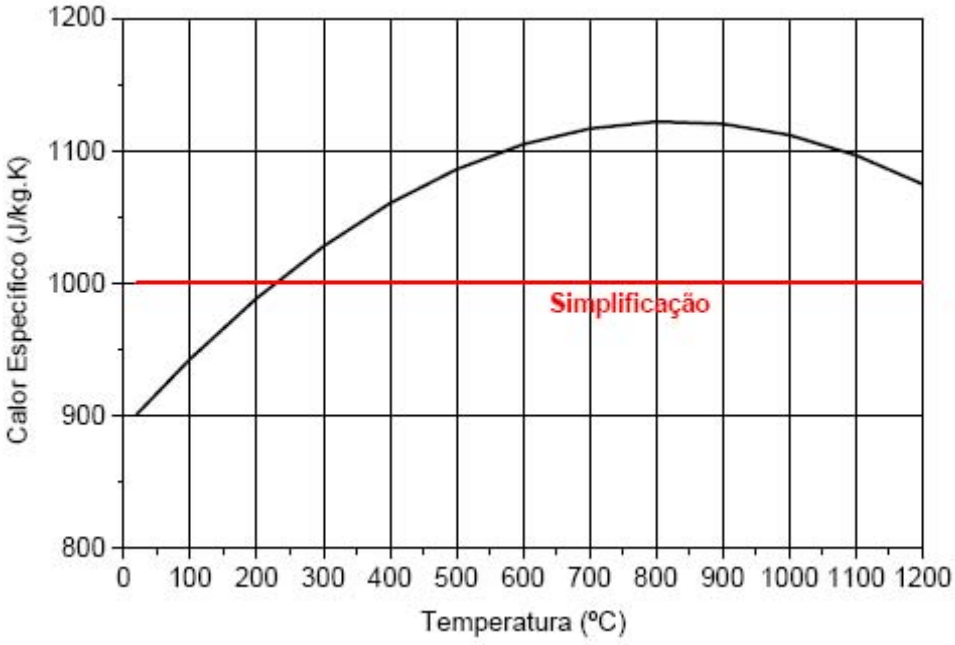


Figura 3.9 – Simplificação para obtenção do calor específico do concreto, em função da temperatura
Fonte: Adaptado do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003)

3.2.2.3 Condutividade Térmica

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a condutividade térmica do concreto, independe do tipo de agregado constituiente e, é dada, em função da temperatura no concreto (θ) . A condutividade térmica do concreto está em um intervalo entre os limites superior e inferior.

O limite superior para a condutividade térmica do concreto é dada pela Eq. 3.14, em função da temperatura.

$$\lambda_c = 2 - 0{,}2451 \cdot (\theta/100) + 0{,}0107 \cdot (\theta/100)^2 \qquad W/m.ºC \qquad (3.14)$$

O limite inferior para a condutividade térmica do concreto é dada pela Eq. 3.15, em função da temperatura.

$$\lambda_c = 1{,}36 - 0{,}136 \cdot (\theta/100) + 0{,}0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad W/m.^oC \qquad (3.15)$$

As Eqs. 3.14 e 3.15 são válidas para o intervalo de temperatura compreendido entre 20ºC e 1200ºC. No gráfico da Figura 3.10 são apresentadas as variações dos limites de condutividade térmica do concreto, em função da temperatura.

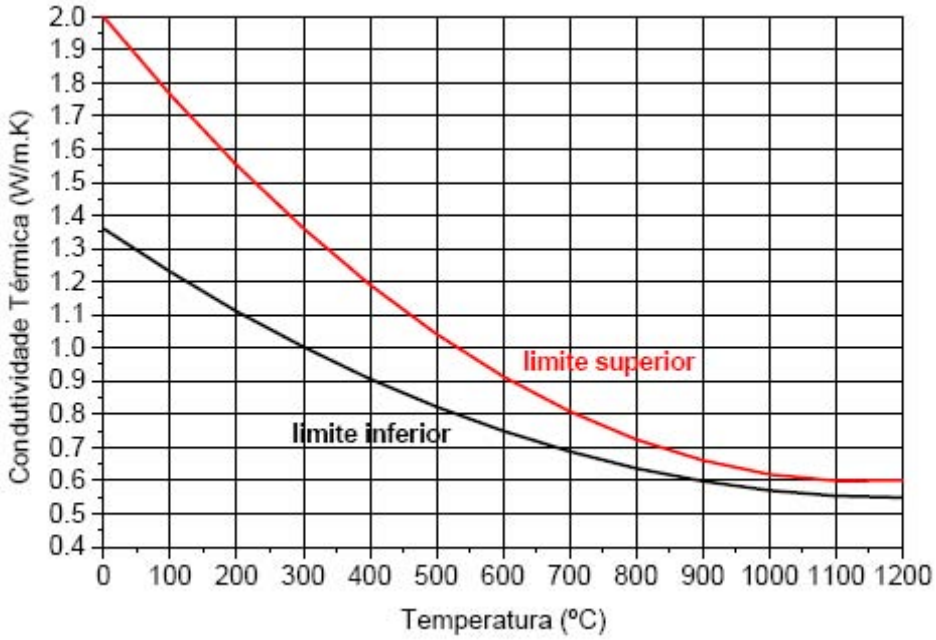


Figura 3.10 – Condutividade térmica do concreto
Fonte: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2.4 Massa Específica

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a massa específica do concreto, independentemente do tipo de agregado que os constitui, varia em função da temperatura no concreto (θ) . Para temperaturas entre 20ºC e 115ºC, o valor da massa específica é a mesma que, em temperatura ambiente ($\rho_{(\theta)}=\rho_{(20\,^oC)}$).

Para temperaturas situadas no intervalo 115ºC < θ ≤ 200ºC, a massa específica é dada pela Eq. 3.16.

$$\rho_{(\theta)} = \rho_{(20^oC)} \cdot (1 - 0{,}02 \cdot (\theta - 115)/85) \qquad (3.16)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 200 ºC < θ ≤ 400 ºC, a massa específica é dada pela Eq. 3.17.

$$\rho_{(\theta)} = \rho_{(20^oC)} \cdot (0{,}98 - 0{,}03 \cdot (\theta - 200)/200) \qquad (3.17)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 400ºC < θ ≤ 1200ºC, a massa específica é dada pela Eq. 3.18.

$$\rho_{(\theta)} = \rho_{(20^oC)} \cdot (0{,}95 - 0{,}07 \cdot (\theta - 400)/800) \qquad (3.18)$$

No gráfico da Figura 3.11 é apresentada um fator de redução da massa específica, em função da temperatura.

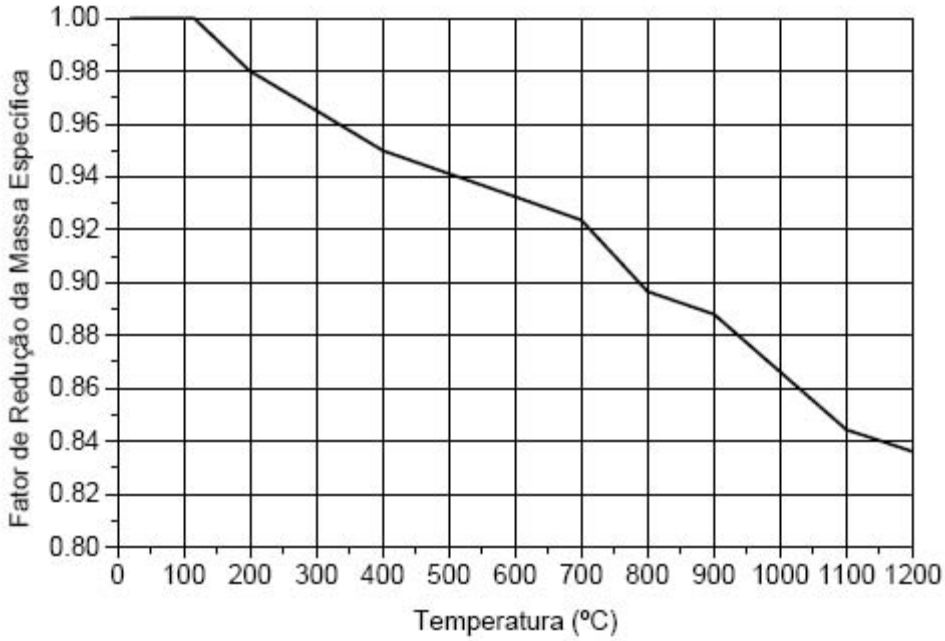


Figura 3.11 – Fatores de Redução para Massa Específica do Concreto
Fonte: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003) propõe algumas simplificações para a obtenção do valor da massa específica, em temperaturas elevadas, que pode ser calculada pela Eq. 3.19, onde θ_c é a temperatura no concreto.

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23{,}47 \cdot (\theta_c / 100) \qquad (3.19)$$

E, ainda, segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003), numa outra simplificação, pode-se adotar a massa específica do concreto igual a 2300kg/m^3, quando este não dispor de armadura. No gráfico da Figura 3.12 é apresentada a variação da massa específica, em função da temperatura e, também, a simplificação adotada.

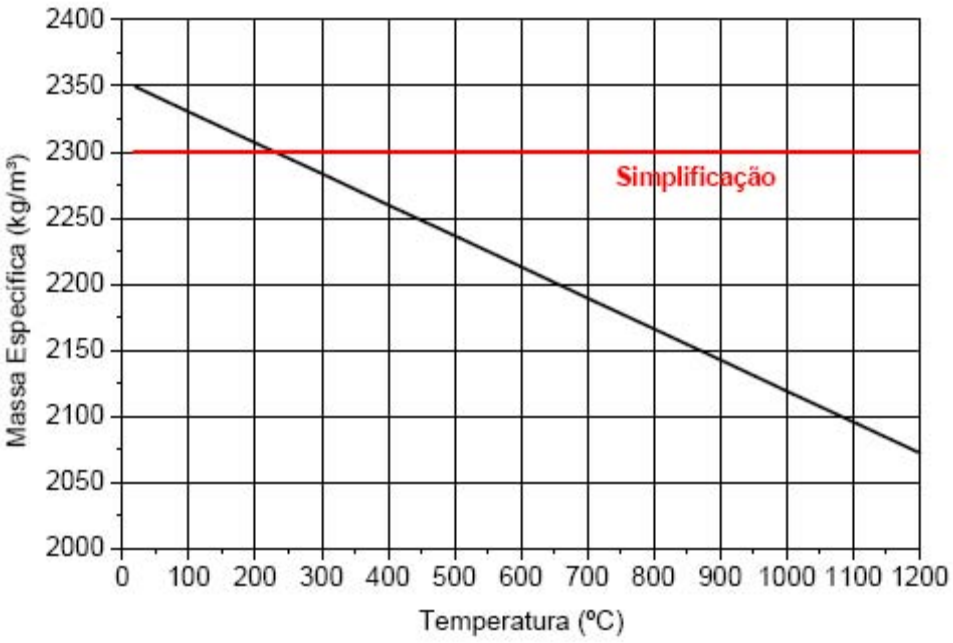


Figura 3.12 – Simplificação para obtenção da massa específica do concreto, em função da temperatura
Fonte: EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003)

4. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE AÇO

Abordaremos neste capítulo o dimensionamento de pilares tubulares de aço sem preenchimento, em situação ambiente e em situação de incêndio.

4.1 Dimensionamento em Situação Ambiente

Segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2005) o quociente entre a força normal solicitante de cálculo e a força normal resistente de cálculo deve ser inferior a 1, como apresentado na Eq 4.1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (4.1)$$

onde:

N_{Ed}: normal solicitante de cálculo;

$N_{b,Rd}$: normal resistente de cálculo, dada pela Eq. 4.2.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (4.2)$$

onde:

χ : fator de redução dado pela Eq. 4.3, em função do índice de esbeltez relativo ($\bar{\lambda}$) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção;

A: área da seção transversal do elemento;

f_y: resistência ao escoamento do aço;

γ_{M1}: coeficiente de minoração da resistência do aço, tomado igual a 1,0.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1{,}0 \qquad (4.3)$$

onde:

ϕ : coeficiente dado pela Eq. 4.4, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez relativo;

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez relativo, dado pela Eq. 4.5 ou Eq. 4.6.

$$\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad (4.4)$$

onde:

α: fator de imperfeição geométrica, dependendo da curva de dimensionamento associada à peça, no caso de seções tubulares, a curva “a”, e o valor de será 0,21.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad (4.5)$$

onde:

N_{cr}: normal de flambagem elástica, ou força de EULER.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \qquad (4.6)$$

onde:

L_{cr}: comprimento efetivo de flambagem da peça;

λ_1: índice de esbeltez dado pela Eq. 4.7.

i : raio de giração.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (4.7)$$

onde:

E: módulo de deformação longitudinal do aço, tomado igual a 20500N/cm².

Na Tabela 4.1 são apresentados os fatores de imperfeição, α, em função das curvas de dimensionamento, associadas a cada tipo de seção. Na Figura 4.1 são apresentadas às curvas de dimensionamento, em função do índice de esbeltez relativo do elemento comprimido.

Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento.

Curva de Dimensionamento	a_0	a	b	c	d
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2005)

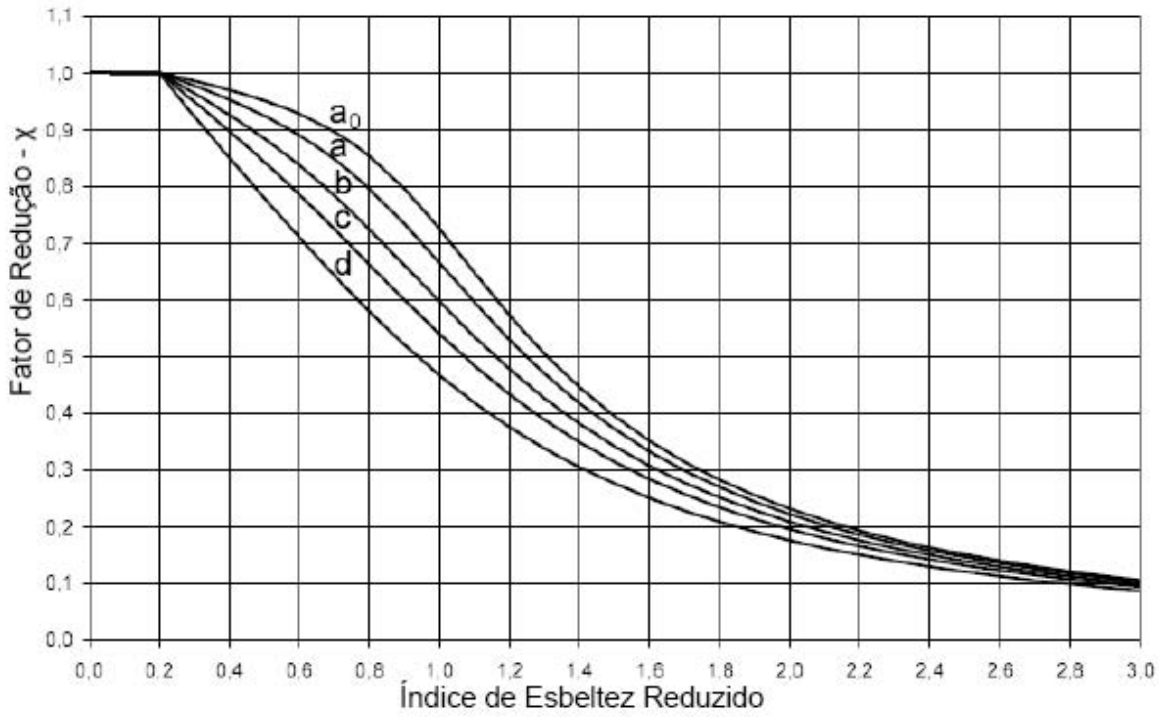


Figura 4.1 – Curvas de Dimensionamento
FONTE: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2005)

4.1.1 Comprimentos Efetivos de Flambagem

O comprimento efetivo de flambagem, denominado “kL” é a distância entre os pontos de inflexão, real ou imaginária, equivalente a coluna birrotulada. É preciso determinar com precisão os coeficientes de flambagem “k”, o que pode ser feito conhecendo-se as condições de fixação e de deslocabilidade das extremidades do elemento em análise.

A dificuldade na maioria das situações é avaliar o grau de engastamento oferecido pelos membros da estrutura, pela fundação e a ação do solo sobre ela. Existindo dúvidas nessa determinação devemos optar por valores mais conservadores.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta, uma tabela com os coeficientes de flambagem por flexão, para elementos isolados. Esses valores são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Coeficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

Fonte: ABNT NBR 8800: 2008

4.2 Dimensionamento em Situação de Incêndio

Para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio é necessário determinar a temperatura a qual o elemento estrutural está submetido, partindo-se das equações de transferência de calor do ambiente incendiado. Essas equações normalmente são, de difícil solução.

A partir da determinação da temperatura no elemento estrutural para o tempo ao qual deseja-se verificar o elemento estrutural, minoram-se as propriedades mecânicas do aço e encontra-se sua resistência em situação de incêndio.

4.2.1 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural

Segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) para obtenção da elevação da temperatura – $\Delta\theta_{a,t}$, para um elemento de aço sem revestimento contra fogo, submetido ao incêndio em todas as suas faces, num intervalo de tempo Δ_t, é apresenta a Eq. 4.8.

$$\Delta\theta_{a,t} = 0{,}9 \cdot k_{shadow} \frac{(Am/v)}{c_a \cdot \rho_a} \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta_t \qquad (4.8)$$

onde:

k_{shadow}: fator de correção para o efeito *shadow*, dado pela Eq. 4.9;

A_m/V: o fator de massividade – F, para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em m^{-1};

A_m: área da superfície do elemento por unidade de comprimento [m^2];

V: volume do elemento por unidade de comprimento [m3];

ρ_a : massa específica do aço [kg/m^3];

c_a : calor específico do aço [J / kg ºC];

$\dot{h}_{net,d}$: fluxo de calor por unidade de área [W/m^2];

Δ_t: intervalo de tempo [s] menor que 5 segundos, por recomendação da norma.

O fator de correção para o efeito *shadow* é dado pela Eq. 4.9.

$$k_{shadow} = \left[A_m / V \right]_{box} / \left[A_m / V \right] \quad (4.9)$$

onde:

$[A_m/V]_{box}$: fator de massividade para uma caixa virtual que envolva o elemento.

O fluxo de calor por unidade de área é dado pela Eq. 4.10, segundo o EUROCODE 1 (prEN 1991-1-2:2002).

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} \dot{h}_{net,r} \quad (4.10)$$

onde:

$\dot{h}_{net,c}$: fluxo de calor, devido à convecção [W/m²], dada pela Eq. 4.11;

$\dot{h}_{net,r}$: fluxo de calor, devido à radiação [W/m²], dada pela Eq. 4.12.

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (4.11)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot 5{,}67 x 10^{-0,8} \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (4.12)$$

onde:

α_c: coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser adotado igual a 25 W/m².ºC

Φ: fator de configuração, adotado como 1,0;

ε_m: emissividade do membro em aço analisado, tomado como 0,7;

ε_f: emissividade do fogo, tomado como 1,0;

θ_g: temperatura dos gases quentes [ºC];

θ_m: temperatura da superfície do elemento estrutural [ºC];

Para o caso de pilares de aço, o fator de correção para o efeito shadow é tomado como 1,0.

O fator de massividade para pilares tubulares de aço, segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), é dado pela Eq. 4.13.

Se t<<b: $$\frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t} \qquad (4.13)$$

onde:

t: espessura da parede do perfil tubular [m];

b: menor dimensão do perfil.

A Figura 4.2 apresenta um exemplo de elevação de temperatura de um perfil de aço, submetido a aquecimento por todas as faces, segundo a curva-padrão ISO 834-1 (1999).

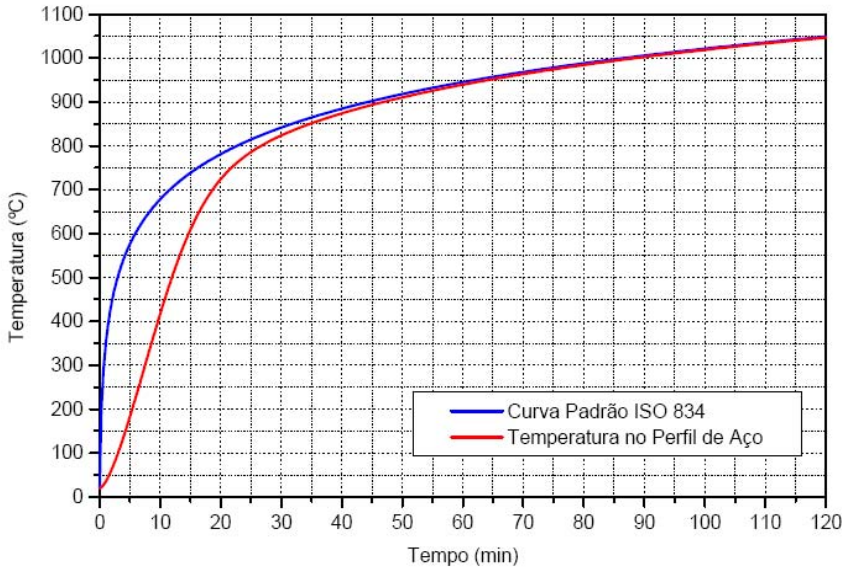


Figura 4.2 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço

4.2.2 Dimensionamento em situação de Incêndio

Após a determinação da temperatura no perfil de aço, a normal resistente, em situação de incêndio é dada pela Eq. 4.14.

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} \qquad (4.14)$$

onde:

$N_{b,fi,t,Rd}$: normal resistente, em situação de incêndio;

χ_{fi} : fator de redução em função da instabilidade, em situação de incêndio;

A: área da seção transversal do perfil de aço;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço, a determinada temperatura θ_a;

f_y: resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{M,fi}$: coeficiente de minoração da resistência do aço, dado como 1,0.

O fator de redução χ_{fi} é dado pela Eq. 4.15.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^{\,2} - \overline{\lambda}_\theta^{\,2}}} \qquad (4.15)$$

onde:

φ_θ: coeficiente dado pela Eq. 4.16, em função do coeficiente α e do índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio – $\overline{\lambda}_\theta$;

$\overline{\lambda}_\theta$: índice de esbeltez em situação de incêndio, dado pela Eq. 4.18.

$$\varphi_\theta = 0{,}5 \cdot (1 + \alpha \cdot \overline{\lambda}_\theta + \overline{\lambda}_\theta^{\,2}) \qquad (4.16)$$

O coeficiente de redução α é dado pela Eq. 4.17.

$$\alpha = 0{,}65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (4.17)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \qquad (4.18)$$

onde:

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez da seção, dado pelas Eq. 4.5 ou 4.6;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço, em função da temperatura;

$k_{E,\theta}$: fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura;

O comprimento de flambagem da seção comprimida, l_{fi}, pode ser tomado igual ao adotado em situação ambiente, ou no caso de pilares contínuos em ambientes compartimentados, pode-se reduz para 0,7.L em pavimentos de cobertura e 0,5.L para pavimentos intermediários. Para o primeiro pavimento, não será considerada redução do comprimento. Figura 4.3 ilustra este método de redução.

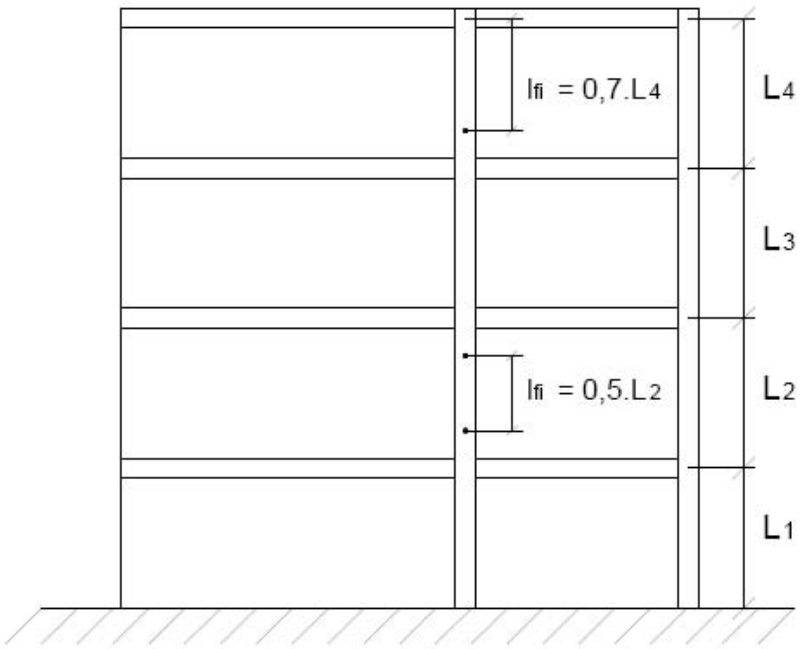


Figura 4.3 – Redução do comprimento de flambagem de pilares contínuos
FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

5 PILARES MISTOS

Os pilares mistos, de maneira geral, são constituídos por um ou mais perfis de aço, preenchidos ou revestidos de concreto.

Os pilares mistos revestidos inicialmente surgiram da necessidade de proteger os perfis de aço contra a ação nociva do fogo, onde o concreto se encarregaria de fornecer tal proteção.

Como possuía apenas função protetora, o concreto utilizado era de baixa resistência e sua contribuição para a capacidade resistente da seção, pequena devido à sua qualidade não estrutural, era desprezada.

Atualmente, graças à evolução das técnicas de produção de materiais, são encontrados no mercado, materiais de proteção contra ação do fogo e da corrosão com custo as vezes inferior ao do concreto. Decorrente disso, o emprego do concreto, seja contra a ação do fogo ou da corrosão, nem sempre é a alternativa mais viável economicamente.

A idéia de proteção aos pilares metálicos impulsionou o surgimento dos primeiros pilares mistos aço-concreto, que desde então evoluíram e hoje apresentam variações no arranjo destes materiais, sendo classificados em função deste.

Os pilares mistos preenchidos surgiram posteriormente, da utilização do concreto como material de preenchimento para perfis tubulares.

A combinação dos materiais aço e concreto em pilares mistos podem propiciar algumas vantagens. Além da proteção ao fogo e do aumento da resistência do pilar, essa combinação contribui para um aumento na rigidez da estrutura aos carregamentos horizontais devido ao vento e às solicitações decorrentes de sismos. A ductilidade é

outro ponto que diferencia os pilares mistos, os quais apresentam um comportamento mais “dúctil” quando comparados com os pilares de concreto armado isolados.

Existem também outras vantagens, tal como a ausência de fôrmas, no caso de pilares mistos preenchidos, possibilitando a redução de custos com materiais e mão de obra.

O emprego de pilares mistos tem sido uma tendência, principalmente em edifícios de andares múltiplos, em diversos países europeus, americanos e asiáticos. No Brasil, entretanto, sua utilização ainda é restrita a poucas obras.

5.1 Classificação de pilares mistos

Os pilares mistos são classificados em função da posição em que o concreto ocupa na seção mista. A Figura 5.1 ilustra algumas seções típicas de pilares.

Os pilares mistos revestidos caracterizam-se pelo envolvimento, por completo, do elemento estrutural em aço, conforme ilustra a Figura 5.1 a). A presença do concreto como revestimento, além de propiciar maior resistência, impede a flambagem local dos elementos da seção de aço, além de fornecer maior proteção ao fogo e à corrosão do pilar de aço. A principal desvantagem desse tipo de pilar é a necessidade de utilização de fôrmas para a concretagem, tornando sua execução mais trabalhosa, quando comparada ao pilar misto preenchido.

Os pilares mistos parcialmente revestidos caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço pelo concreto, conforme ilustra a Figura 5.1 b) e c).

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais formados por perfis tubulares, preenchidos com concreto de qualidade estrutural, conforme a Figura 5.1 d), e) e f). A principal vantagem desse tipo de pilar é que este dispensa fôrmas e armadura.

Para os pilares preenchidos circulares, é possível ainda a consideração do efeito de confinamento do concreto na resistência do pilar misto.

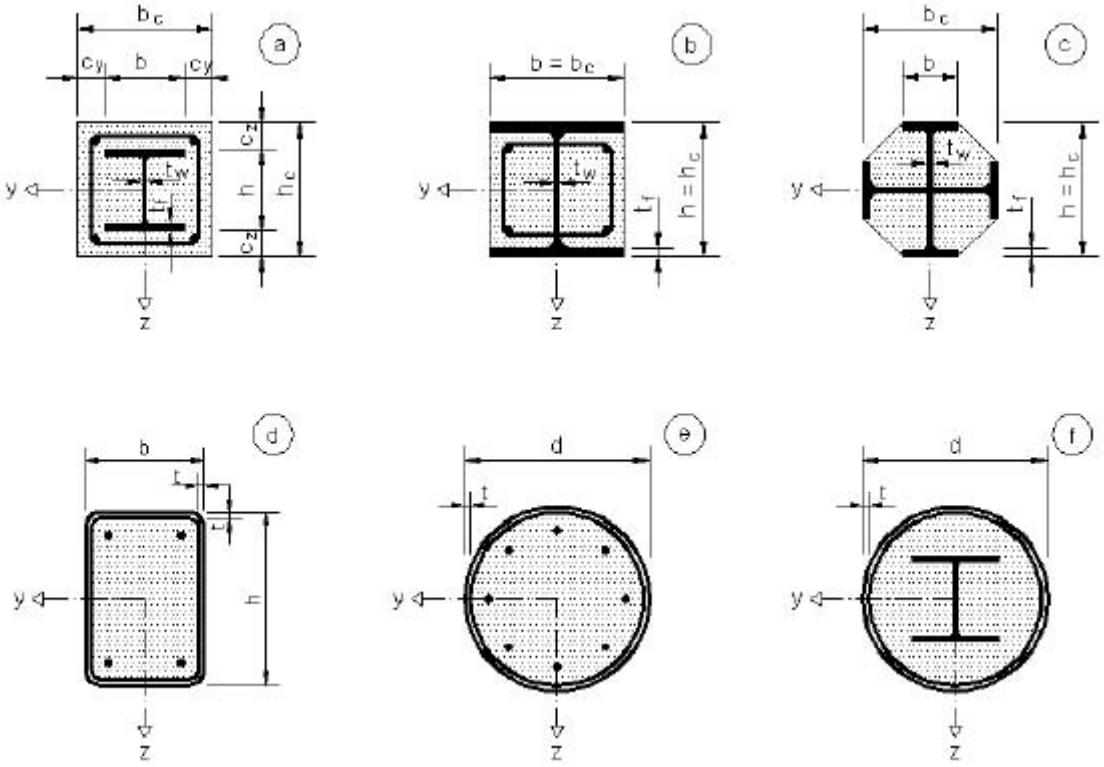


Figura 5.1 – Seções típicas apresentadas pelo
EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)
FONTE: EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

5.2 Comportamento Estrutural

Diversos parâmetros influenciam o comportamento conjunto dos componentes aço e concreto e, conseqüentemente, o comportamento do pilar misto. Entre esses parâmetros, estão o efeito do confinamento do concreto, o efeito da fluência e da retração, a aderência, a forma da seção transversal, a esbeltez, a razão entre as áreas do perfil de aço e a área total da seção, entre outros. No entanto, alguns desses fatores são mais significativos do que outros na avaliação da resistência final do pilar. (ALVA, 2000) Diversas pesquisas foram realizadas com o interesse de avaliar a influência desses parâmetros, de modo que possam ser considerados no projeto de pilares mistos de maneira prática e eficiente.

5.3 Limites de Aplicabilidade

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) prevê limites de aplicabilidade da referida norma, quanto ao dimensionamento de colunas e pilares mistos. Para tanto, os seguintes limites devem ser obedecidos:

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- O fator de contribuição do aço do perfil deve estar entre 20 e 90%, sendo calculado como a razão entre o produto da área de aço (A_a) e a resistência ao escoamento de cálculo (f_{yd}) pela normal resistente de plastificação total ($N_{pl,Rd}$);
- A resistência ao escoamento do aço, f_y, deve estar compreendida entre 235 e 460 MPa;
- A resistência à compressão do concreto deve estar compreendida entre 20 e 60 MPa;
- A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto pode ser de até 6,0%;
- O índice de esbeltez relativo do pilar, $\bar{\lambda}$, deve ser inferior a 2,0;
- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- Para as seções total ou parcialmente envolvidas com concreto, obrigatoriamente, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto;
- Para as seções preenchidas por concreto, as armaduras poderão ser dispensadas, em condições em que a estrutura não necessite ser verificada em situação de incêndio.
- Recomenda-se que sejam realizados dois furos circulares de 20 mm de diâmetro a 100 mm de cada extremidade da coluna, para saída de vapor, em situação de incêndio, esses furos devem estar espaçados de no máximo 5 m;

Além desses limites de aplicabilidade, deve-se garantir que não ocorra flambagem local das paredes dos elementos de aço. Com isso não podem ser ultrapassadas as relações geométricas apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Relações Geométricas para que não ocorra flambagem local dos elementos de aço

Tipo da Seção	Relações EUROCODE 4	Relações NBR 8800: 2008
Tubular Circular preenchida por concreto	$D / t \leq 90 \cdot 35 / f_y$	$D / t \leq 0{,}15 \cdot E / f_y$
Tubular Retangular preenchida por concreto	$h / t \leq 52 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$	$h / t \leq 2{,}26 \cdot (E / f_y)^{0,5}$
Seções I ou H parcialmente revestidas com concreto	$b / t_f \leq 44 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$	$b / t_f \leq 1{,}49 \cdot (E / f_y)^{0,5}$

onde:
- D: diâmetro da seção tubular;
- t: espessura do perfil;
- h: maior dimensão do perfil retangular;
- b: largura da mesa do perfil I ou H;
- t_f: espessura da mesa do perfil I ou H;
- E: módulo de deformação longitudinal do aço, tomado igual a 21.000 kN/cm²;
- f_y: resistência ao escoamento do aço do perfil (N/mm^2).

Fonte: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) e da ABNT NBR 8800:2008.

5.4 Dimensionamento de pilares mistos de aço preenchidos com concreto

5.4.1 Formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

A formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) abrange colunas mistas submetidas à compressão axial e, também, a esforços combinados de flexão e compressão. Neste trabalho será transcrito o dimensionamento de colunas mistas submetidas apenas à compressão axial.

A força axial resistente de cálculo é dada pela relação apresentada na Eq. 5.1.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (5.1)$$

onde:

N_{Ed}: força axial solicitante de cálculo;

χ : fator de redução, em função do índice de esbeltez relativo e da curva de flambagem adequada, sendo adotada a curva "**a**" no caso de seções tubulares preenchidas por concreto.

$N_{pl,Rd}$: força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada pela Eq. 5.2.

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0{,}85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \qquad (5.2)$$

onde:

f_{yd}: resistência de escoamento de cálculo do aço, dada por f_y / γ_a, sendo

γ_a dado por 1,1;

A_a: área da seção transversal do perfil de aço;

f_{cd}: resistência à compressão de cálculo do concreto, dada por f_{ck} / γ_c sendo γ_c dado por 1,5;

A_c: área da seção transversal do núcleo de concreto;

f_{sd}: resistência de escoamento das armaduras, dada por f_{ys} / γ_s, sendo γ_s dado por 1,15;

A_s: área de aço das armaduras;

O coeficiente de redução 0,85 pode ser elevado para 1,0 quando se tratar de seções tubulares preenchidas por concreto, tanto retangulares, como circulares.

O índice de esbeltez relativo, $\bar{\lambda}$, é dado pela Eq. 5.3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \qquad (5.3)$$

onde:

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez relativo;

$N_{pl,Rk}$: é o valor de $N_{pl,Rd}$, tomando-se os coeficientes γ_a, γ_c e γ_s iguais a 1,0, ou seja, considerando as resistências características dos materiais;

N_{cr}: força axial de flambagem elástica, ou força de EULER, dada pela Eq. 5.4, com $(EI)_e$, tomado como $(EI)_{eff}$ e dado pela Eq. 5.5.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{(KL)^2} \qquad (5.4)$$

onde:

$(EI)_{eff}$: rigidez efetiva à flexão da seção mista, dada pela Eq. 5.5;

(KL): comprimento efetivo de flambagem do pilar, adotando-se as prescrições da Tabela 4.2.

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + 0{,}6 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \qquad (5.5)$$

onde:

E_a: módulo de elasticidade do aço do perfil;

E_{cm}: módulo de elasticidade do concreto, dado pelas Eqs. 5.6 e 5.7;

E_s: módulo de elasticidade do aço da armadura;

I_a: momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

I_c: momento de inércia da seção transversal do concreto;

I_s: momento de inércia das armaduras presentes.

O módulo de elasticidade do concreto, pode ser tomado como na Eq. 5.6. Ao se considerar os efeitos de retração e fluência do concreto, deve-se tomar $E_{c,eff}$ no lugar de E_{cm}, dado pela Eq. 5.7.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad (5.6)$$

onde:

f_{ck} deve ser tomado em MPa, e E_{cm} resultará em GPa.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t \cdot \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (5.7)$$

onde:

φ_t: coeficiente de fluência do concreto, obtido através do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-1:2003);

N_{Ed}: força axial solicitante de cálculo;

$N_{G,Ed}$: parcela da força axial solicitante de cálculo devida às ações permanentes.

5.5 Trabalhos de pesquisa em situação ambiente

Entre os trabalhos de pesquisas realizados no Brasil, destacam-se os trabalhos de mestrado e doutorado realizados por De Nardin, em 1999 e 2003, na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Em seu trabalho de mestrado, De Nardin (1999) estudou de forma experimental e teórica, seções mistas circulares, quadradas e retangulares formadas por tubo de aço com costura preenchidos por concreto com resistência a compressão de 50 MPa.

A parte teórica dos estudos constituiu-se de uma análise numérica por meio do método dos elementos finitos, utilizando-se o pacote computacional *Ansys*, e resultaram em valores bastante próximos dos obtidos, experimentalmente, validando, assim, o modelo numérico proposto. De Nardin (1999) estudou os seguintes fatores em sua análise experimental:

- Capacidade resistente da seção mista a compressão axial;
- Comportamento da seção mista;
- Parcelas de resistência oriundas de cada material, aço e concreto;
- Efeito do confinamento do concreto;
- Variação das deformações a meia altura no pilar;
- Ductibilidade da seção.

Os modelos experimentais constituíram-se de pilares mistos de aço preenchidos por concreto com altura igual a 120 cm, variando-se a forma da seção transversal e a espessura do perfil de aço.

A partir da análise de resultados feita por De Nardin (1999) comprovou-se que o efeito do confinamento em pilares mistos preenchidos circulares é significativo. No caso de pilares mistos preenchidos de seção retangular ou quadrada o efeito de confinamento é desprezível.

Em seu trabalho de doutorado, De Nardin (2003) analisou pilares mistos preenchidos submetidos à flexo-compressão e, também, estudou as ligações viga-pilar preenchido.

O trabalho de De Nardin (2003) constituiu-se de uma análise numérica, com o desenvolvimento de um programa computacional denominado “CFT” para a verificação de pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexo-compressão. Os resultados obtidos no *software* foram comparados a resultados obtidos em trabalhos internacionais, para, assim, validar o programa proposto.

Shams (1997) pesquisou a influência de alguns parâmetros que influenciam o grau de confinamento do núcleo de concreto em pilares mistos, tais como as características geométricas das seções, o índice de esbeltez, a forma da seção e as resistências características do aço e do concreto.

Segundo Shams (1997) observou-se que quando os pilares são submetidos a carregamento axial, as relações tensão-deformação do núcleo do concreto são afetadas pela geometria da coluna e dos materiais constituintes do próprio concreto.

Observou-se, também, que o grau de confinamento para seções quadradas é bastante inferior que para seções circulares, devido ao fato da distribuição de cargas no núcleo de concreto de seções quadradas não ser uniforme.

Shams (1997) conclui seu trabalho descrevendo o mecanismo de transferência de carga nos pilares mistos. Inicialmente o tubo de aço resiste à maioria das ações impostas, até que em certo ponto as ações começam a ser transferidas para o núcleo de concreto que se encontra em estado triaxial de tensões enquanto o perfil de aço está em estado biaxial de tensões. Quando o carregamento imposto está próximo da carga de ruína, esse é transferido novamente para o perfil de aço, que se rompe por flambagem local ou global, dependendo do índice de esbeltez da seção.

Uy (1998) em seu artigo ressalta algumas vantagens da utilização de pilares mistos de aço preenchidos por concreto, tais como melhor rigidez e estabilidade, melhor comportamento ao fogo e a ações sísmicas, além de que o tubo de aço trabalha como fôrma permanente, reforço externo do núcleo de concreto e resiste às cargas no estágio de construção da estrutura.

O autor ressalta também, que no Japão, metade dos edifícios com mais de cinco pavimentos utilizam-se de pilares mistos preenchidos. A partir de um estudo feito por Webb & Peyton (1999) *apud* Uy (1998) constatou-se que em edifícios de 30 pavimentos o custo de pilares mistos preenchidos é cerca de 2% superior ao custo de pilares em concreto armado e, que em edifícios com mais de 50 pavimentos consegue-se obter um custo menor ao utilizarem-se pilares mistos preenchidos.

Uy (1998) apresenta uma tabela com a descrição de alguns edifícios construídos com pilares mistos preenchidos ao redor do mundo. Essa tabela é transcrita pela Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Utilização de pilares mistos preenchidos em Edifícios

Edifício	Cidade	Altura (m)	N.º de Pavimentos	Dimensões do pilar (mm)	t (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)
Shimizu Super High Rise	Tókio	550	127	4000x2400	NA	60	500
Di Wang	Shenzhen	384	68	1000X1000	NA	45	NA
LDC, Queen's RoadCentral	Hong Kong	292	69	800X800	NA	45	450
Commerzbank	Frankfurt	259	56	1000X1000	50	65	500
AT&T Gateway Tower	Chicago	270	62	ø 2740	12	56	NA
Two Union Square	Seattle	220	56	ø 3200	16	131	NA
Casselden Place	Melbourne	160	43	ø 950	12	70	260
NA: não avaliado							

FONTE: Adaptado de Uy (1998)

Uma das vantagens dos pilares mistos preenchidos é a velocidade construtiva que pode ser otimizada fazendo-se a concretagem do núcleo de concreto após a montagem de sucessivos pavimentos utilizando apenas o perfil metálico. A concretagem é realizada por bombeamento do concreto para o interior do tubo.

Uy (1998) aponta que há registros de concretagem dos tubos após serem montados até 6 pavimentos, mas um cuidado especial deve ser tomado nessa fase construtiva, pois a pressão do concreto ao ser bombeado pode provocar uma deformação lateral do perfil de aço, o que pode ser evitado adicionando-se escoras ou travas em locais pré-definidos.

Uma outra recomendação de Uy (1998) é quanto à consideração dos efeitos de serviço em pilares mistos preenchidos, a saber, o efeito da fluência e da retração do concreto, estudos apontam para uma influência considerável quando da consideração do elemento estrutural isolado. Esse efeito pode ser minimizado quando da utilização de concretos de alta resistência.

Uy (1998) aponta que a utilização de materiais de alta resistência, aço ou concreto, podem diminuir a ductibilidade do pilar misto preenchido, mas esse decréscimo é pouco significante ao se considerar a economia gerada quando da utilização de materiais de alta resistência.

Uy (1998), também destaca as diferenças na configuração da flambagem local para pilares de aço isolados e para pilares preenchidos de concreto, ambos com seções tubulares retangulares, ilustradas na Figura 5.2. Em pilares de aço isolados, observa-se que as paredes do tubo podem deslocar-se para dentro do perfil, o que não é verificado em pilares mistos preenchidos, devido à presença do núcleo de concreto. Neste caso, o deslocamento das paredes do tubo somente se dá para fora do pilar.

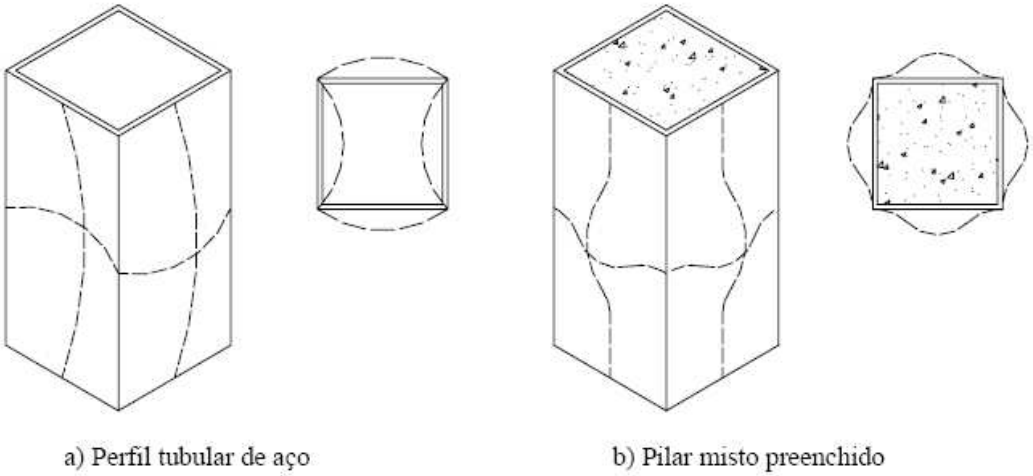


Figura 5.2 - Flambagem local para pilares mistos constituídos por perfis tubulares retangulares.
Fonte: Uy (1998)

Tao & Han (2006) estudaram o comportamento de pilares mistos formados por dois perfis de aço, um externo e outro interno, recebendo preenchimento de concreto entre os perfis, conforme Figura 5.3.

Os pesquisadores ressaltam os benefícios da utilização desse tipo de seção, denominada por eles como inovação criativa, que são alta resistência e rigidez, rapidez na construção, melhor comportamento quando submetidos a cargas ciclícas (sismos).

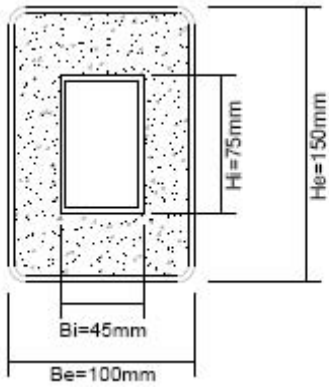


Figura 5.3 – Características Geométricas das amostras
FONTE: Adaptada de TAO & HAN (2006)

A ruptura das amostras foi, em alguns casos por instabilidade global e em outros por flambagem local do perfil de aço próxima às extremidades da amostra, como fica evidenciado pela Figura 5.4.

Tao & Han (2006) também observaram que a carga última decresce com o aumento do índice de esbeltez e da excentricidade de carga. Os autores concluíram que o comportamento dessas seções é bastante parecido com o comportamento de pilares mistos formados apenas por perfil de aço externo, devido à ação composta entre o aço e o núcleo de concreto.

Figura 5.4 – Ruptura típica das amostras
FONTE: Adaptada de TAO & HAN (2006)

Oliveira (2008) analisou em seu trabalho sobre pilares misto preenchidos de seção circular, a influencia da resistência a compressão do concreto, da esbeltez, da espessura do tubo de aço, e da forma de introdução do carregamento, se no núcleo de concreto ou na seção mista do pilar.

Oliveira (2008) realizou ensaios experimentais em 64 pilares mistos preenchidos submetendo-os a compressão centrada e comparou os resultados com previsões segundo procedimentos normativos estrangeiros.

Na Figura 5.5 é apresentada à ruptura por instabilidade global dos pilares mistos carregamento aplicado na seção mista (a esquerda) e carregamento aplicado na seção de concreto (a direita).

Figura 5.5 – Ruptura típica das amostras ensaiadas por Oliveira (2008)
FONTE: Oliveira (2008)

Oliveira (2008) concluiu em seu trabalho que houve um ganho na capacidade resistente do pilar quando o carregamento foi aplicado na seção de concreto em comparação com carregamento aplicado na seção mista.

Oliveira (2008) também concluiu que houve ganhos na resistência do pilar quando se aumentou a espessura do tubo e esse ganho foi reduzido gradativamente com o aumento da resistência do concreto.

5.6 PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.6.1 Princípios do Dimensionamento, em situação de incêndio

As normas de dimensionamento, propostas, para obtenção das capacidades resistentes de colunas mistas preenchidas em situação de incêndio, levam em conta a redução das propriedades resistentes dos materiais em temperaturas elevadas. Os fatores de redução da resistência característica do aço e do concreto e de seus respectivos módulos de deformação longitudinal são dados em função da temperatura em que cada elemento está submetido, em situação de incêndio.

5.6.2 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural Misto

No caso de pilares mistos preenchidos a determinação da temperatura é muito mais complexa, pois além do fluxo de calor por radiação e convecção dos gases quentes para o aço, temos troca de calor entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, que estão em temperaturas diferentes.

No caso dos pilares mistos, tem-se, portanto, temperaturas diferentes em vários pontos da seção transversal. LIE e WHITE (1992) apud RIGAZZO (2006) apresentaram um método para a determinação da temperatura ao longo da seção transversal de pilares mistos. Esse método consiste na divisão da seção em diversas camadas que compreendem todas as regiões que a compõe, ou seja, a região da interface entre o tubo de aço e os gases quentes do ambiente, a região do interior do tubo de aço, a região da interface entre o tubo e o núcleo de concreto e, por fim, a região do interior do concreto. Uma vez feita à divisão da seção transversal, as temperaturas são determinadas em pontos contidos nessas regiões, através de equações bastante complexas.

A Figura 5.6 apresenta um exemplo de divisão da seção transversal de um pilar misto pelo método de LIE e WHITE.

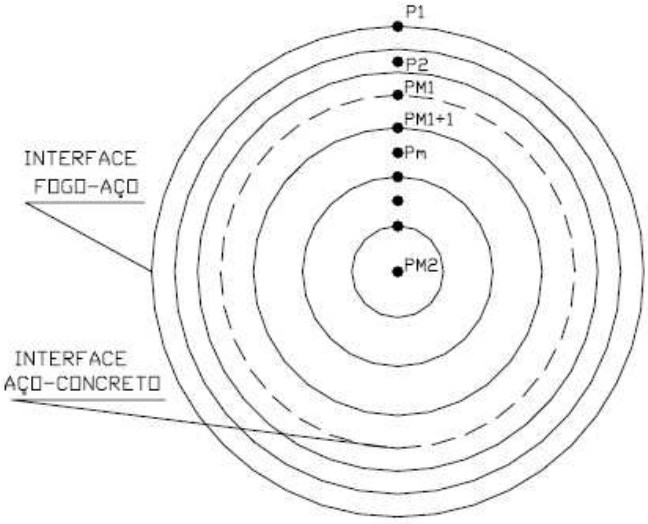


Figura 5.6 – Divisão da seção transversal em camadas

Os autores também propõem em seu trabalho uma solução numérica para obtenção das temperaturas na seção mista, através da utilização do método dos elementos finitos.

5.6.3 Dimensionamento pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

5.6.3.1 Método Tabular

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresenta um método tabular para verificação de colunas e pilares mistos de aço preenchidos com concreto, em situação de incêndio. Esse método consiste em uma verificação de parâmetros, tais como, as dimensões da seção transversal, taxa de armadura e das distâncias mínimas entre os eixos das barras da armadura à face interna do perfil, em função do TRRF e do nível de carga, $\eta_{fi,t}$, dado pela Eq. 5.8.

$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d} \qquad (5.8)$$

onde:

$R_{fi,d,t}$: normal solicitante de cálculo, em situação de incêndio, obtido pela combinação excepcional de ações;

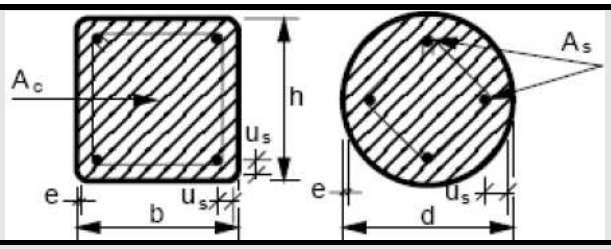
R_d: normal resistente de cálculo, à temperatura ambiente.

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) faz as seguintes considerações para obtenção dos valores da normal resistente R_d e normal solicitante em incêndio $R_{fi,d,t}$:

- Independentemente da resistência ao escoamento do perfil tubular, o valor máximo adotado será de 235 MPa;
- A espessura, t, do perfil de aço não pode exceder 1/25 da menor dimensão da seção retangular ou do diâmetro da seção circular;
- Taxas de armadura superiores a 3% não podem ser levadas em conta;
- O aço das armaduras deve ser o CA-50.

A Tabela 5.3 apresenta o método tabular adotado pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

Tabela 5.3 – Método Tabular proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

		TRRF (min)				
Seção de aço: (b/e)≥25 ou (d/e) ≥25		**30**	**60**	**90**	**120**	**180**
1	**Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq$ 0,28**					
1.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	**160**	**200**	**220**	**260**	**400**
1.2	Taxa mínima da armadura As / (Ac + As) em %	**0**	**1,5**	**3,0**	**6,0**	**6,0**
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	**-**	**30**	**40**	**50**	**60**
2	**Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq$ 0,47**					
2.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	**260**	**260**	**400**	**450**	**500**
2.2	Taxa mínima da armadura As / (Ac + As) em %	**0**	**3,0**	**6,0**	**6,0**	**6,0**
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	**-**	**30**	**40**	**50**	**60**
3	**Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq$ 0,66**					
3.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	**260**	**450**	**550**	**-**	**-**
3.2	Taxa mínima da armadura As / (Ac + As) em %	**3,0**	**6,0**	**6,0**	**-**	**-**
3.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	**25**	**30**	**40**	**-**	**-**

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

5.6.3.2 Métodos Analíticos

Além do método tabular o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresenta dois métodos analíticos para obtenção da normal resistente da seção, em situação de incêndio. O primeiro método apresenta limites de aplicabilidade, constantes da Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4, para colunas mistas preenchidas sem revestimento contra-fogo

Variáveis	Limite Mínimo	Limite Máximo
Comprimento Efetivo de Flambagem	-	4,50 m
Menor dimensão da Seção Retangular ou Diâmetro da Seção Circular	140 mm	400 mm
Resistência do Concreto de preenchimento	20 MPa	50 MPa
Taxa de Armadura	1 %	5 %
TRRF	-	120 min

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

Nesse método, a normal resistente de cálculo para colunas mistas, em situação de incêndio, submetidos à compressão axial, é dada pela Eq. 5.9.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot N_{fi,pl,Rd} \qquad (5.9)$$

onde:

$N_{fi,Rd}$: força normal resistente de cálculo;

χ_{fi}: fator de redução associado à curva de dimensionamento “c” do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2002), em função do índice de esbeltez relativo, $\overline{\lambda}_{\theta}$;

$N_{fi,pl,Rd}$: força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio.

A força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio é dada pela Eq. 5.10. O índice de esbeltez relativo em situação de incêndio é dado pela Eq. 5.11.

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_{j}(A_{a,\theta} \cdot f_{a\,max,\theta}) + \sum_{k}(A_{s,\theta} \cdot f_{s\,max,\theta}) + \sum_{m}(A_{c,\theta} \cdot f_{c\,max,\theta}) \qquad (5.10)$$

onde:

$\sum_{j}(A_{a,\theta} \cdot f_{a\,max,\theta})$: somatória dos produtos da área dos elementos componentes do perfil de aço pela resistência ao escoamento do aço do mesmo, em situação de incêndio;

$\sum_{k}(A_{s,\theta} \cdot f_{s\,max,\theta})$: somatória dos produtos da área das barras da armadura pela resistência ao escoamento do aço das mesmas, em situação de incêndio;

$\sum_{m}(A_{c,\theta} \cdot f_{c\,max,\theta})$: somatória dos produtos dos elementos de área do concreto pela resistência característica à compressão deste material, em situação de incêndio.

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \qquad (5.11)$$

onde:

$N_{fi,cr}$: carga crítica de EULER ou carga elástica crítica, em situação de incêndio, dada pela Eq. 5.12.

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff}}{L_{\theta}^{\,2}} \qquad (5.12)$$

onde:

$(EI)_{fi,eff}$: rigidez efetiva do pilar mista à flexão, dada pela Eq. 5.13;

L_{θ}: comprimento efetivo do pilar em situação de incêndio, tomado igual ao comprimento efetivo em temperatura ambiente, ou segundo as considerações da seção 4.2.2.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_{j}(\varphi_{a,\theta} \cdot \bar{E}_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) + \sum_{k}(\varphi_{s,\theta} \cdot \bar{E}_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) + \sum_{m}(\varphi_{c,\theta} \cdot \bar{E}_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \qquad (5.13)$$

onde:

$\bar{E}_{a,\theta}$, $\bar{E}_{s,\theta}$: módulo de deformação longitudinal do aço do perfil e do aço das barras da armadura, respectivamente, a temperatura θ;

$I_{a,\theta}$, $I_{s,\theta}$, $I_{c,\theta}$: momento de inércia da seção do perfil de aço, das barras da armadura e do concreto, respectivamente;

$\varphi_{a,\theta}$, $\varphi_{s,\theta}$, $\varphi_{c,\theta}$: coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no perfil de aço, nas barras da armadura e no concreto, respectivamente, apresentados na Tabela 5.5, em função do TRRF e do material;

$\bar{E}_{c,sec,\theta}$: módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura θ, na tensão de compressão $f_{c,\theta}$.

Os coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$, que depende dos efeitos das tensões térmicas, para pilares mistos de aço preenchidas com concreto são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$

TRRF (minutos)	Perfil de aço ($\varphi_{a,\theta}$)	Armadura ($\varphi_{s,\theta}$)	Concreto ($\varphi_{c,\theta}$)
30	1,0	1,0	0,8
60	0,9	0,9	0,8
90	0,8	0,8	0,8
120	1,0	1,0	0,8

Fonte: Adaptada do EUROCODE4 (prEN 1994-1-2:2002)

O segundo método analítico proposto pelo Eurocode 4 (prEN 1994-1-2:2002), em seu Anexo F, é um método iterativo e incremental que leva em consideração a tensão a que está submetido a pilar misto preenchida em determinada temperatura.

5.7 Trabalhos de pesquisa em situação de incêndio

Han *et al* (2003a) analisaram o comportamento de pilares mistos preenchidos de forma quadrada e retangular, com e sem revestimento contra fogo, sujeito a carregamento axial e, também, excêntrico. O trabalho consistiu em um estudo paramétrico e experimental para desenvolvimento de fórmulas práticas para calcular a resistência ao fogo e a espessura de materiais de revestimento contra-fogo.

As fórmulas propostas pelos pesquisadores foram utilizadas para desenvolvimento de projetos de edifícios altos na China. Ao todo, foram ensaiadas onze amostras de pilares mistos preenchidos em situação de incêndio. As características das amostras são dadas na Tabela 5.6.

As amostras eram constituídas de perfis de aço formados a frio, soldados, preenchidos por concreto constituído de agregados calcários. A altura total dos pilares era de 3,81m, incluindo duas chapas de extremidade, colocadas para se garantir que a carga fosse aplicada ao conjunto aço mais concreto. O concreto do topo dos pilares sofreu uma pequena retração, sendo o espaço deixado, preenchido por epóxi de alta resistência.

Foram posicionados dois furos de 20 mm de diâmetro para saída do vapor de água produzido pelo concreto em elevadas temperaturas. Três termopares foram posicionados a meia altura de cada pilar, para obterem-se as temperaturas no aço, interface aço-concreto e núcleo de concreto. O nível de carregamento adotado foi de 0,77 da normal resistente de cálculo, obtido pela norma chinesa para pilares mistos preenchidos à temperatura ambiente.

Tabela 5.6 – Resultados obtidos por Han *et al* (2003a)

Amostra	Dimensões Bxhxt (mm)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	a (mm)	N_p (kN)	e/r	R (min)	Ruptura
R-1	300x200x7,96	341	32,83	0	2486	0	21	C
R-2	300x200x7,96	341	32,83	0	2233	0,15	24	C
R-3	300x150x7,96	341	32,83	0	1906	0	16	B
R-4	300x150x7,96	341	32,83	0	1853	0,15	20	C
RP-1	300x200x7,96	341	32,83	13	2486	0	104	C
RP-2	300x200x7,96	341	32,83	20	2486	0	146	B
RP-3	300x150x7,96	341	32,83	13	1906	0	78	B
RP-4	300x150x7,96	341	32,83	22,6	1906	0	122	B
SP-1	219x219x5,30	284	12,53	17	950	0	169	B
SP-2	350x350x7,70	284	12,53	11	2700	0	140	B
SP-3	350x350x7,70	284	12,53	7	1670	0,3	109	C

onde:
- a: espessura do material de proteção;
- N_p: carga aplicada no ensaio;
- e/r: excentricidade em relação r (r=B/2);
- R: resistência ao fogo;
- C: ruptura por compressão do concreto, seguido por flambagem local do perfil de aço;
- B: ruptura por flambagem global.

FONTE: Adaptada de HAN *et al* (2003a)

A altura exposta ao fogo no forno foi de 3,00m e os critérios de ruptura adotados, em situação de incêndio, foram os propostos pela norma ISO 834-1 (1999), não houve manutenção do carregamento imposto. O modo de ruptura é demonstrado na Figura 5.7.

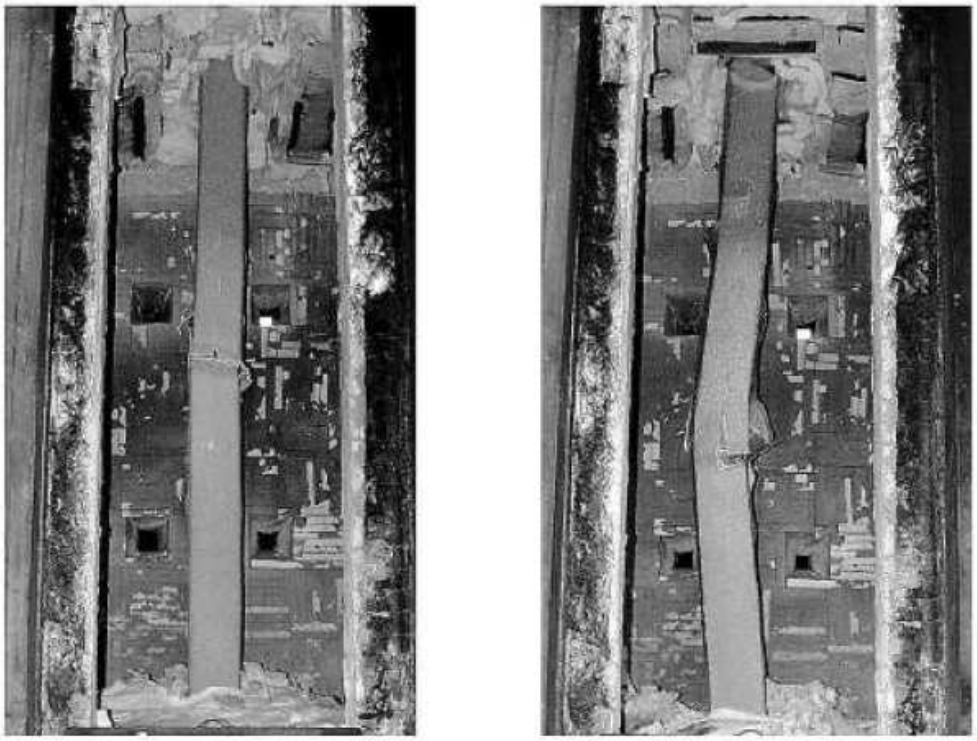


Figura 5.7 – Ruptura típica dos pilares mistos preenchidos, à esquerda, compressão do concreto seguido por flambagem local, à direita, flambagem global
FONTE: HAN *et al* (2003a)

Observando o comportamento do pilar misto, Han *et al* (2003a) concluíram que, o pilar começa a expandir nos primeiros minutos de incêndio, sendo que o tubo de aço expande mais que o núcleo de concreto, passando a resistir maior parte da carga, enquanto o núcleo de concreto é aliviado. Após certo tempo, a carga começa a ser transferida para o núcleo de concreto gradualmente, havendo encurtamento do pilar. Ao final do ensaio, o núcleo de concreto perde o confinamento oferecido pelo perfil de aço e o mesmo rompe de maneira frágil.

Han *et al* (2003a) também observaram que com a aplicação de materiais de revestimento contra-fogo no pilar, o tempo de resistência ao fogo aumenta consideravelmente, isso ocorre devido a seção levar mais tempo para atingir uma temperatura crítica, definida pela temperatura em que a seção perde sua capacidade resistente.

Han *et al* (2003a) concluíram que as dimensões da seção transversal, bem como a espessura do revestimento contra-fogo e o índice de esbeltez, têm grande influência

na resistência ao fogo da seção, enquanto que a excentricidade do carregamento, resistência característica do concreto, resistência ao escoamento do aço e taxa de armadura têm influência moderada.

Estas formulações propostas em seu trabalho, foram utilizadas em um edifício de 24 pavimentos e altura de 90 m na China que, utilizou-se de pilares mistos preenchidos de seção quadrada. O TRRF desta edificação era de 180 minutos e, utilizando-se as equações propostas, chegou-se a uma economia de aproximadamente 50% com material de revestimento contra-fogo, confirmando-se que as equações propostas por diversas normas conduzem a valores conservadores.

Han *et al* (2003b) conduziram um trabalho experimental com colunas mistas preenchidas com concreto, com e sem aplicação de revestimento contra-fogo, sujeitas a carregamentos axiais e, também, excêntricos. O trabalho tinha por objetivos, o relato da série de ensaios experimentais realizados, a avaliação da influência das variáveis em estudo e, também, o desenvolvimento de parâmetros de dimensionamento da resistência ao fogo de colunas mistas.

Os pesquisadores ressaltaram os benefícios da utilização de colunas mistas em relação aos sistemas de construção em concreto armado ou aço, entre esses benefícios destacaram-se, o aumento na resistência mecânica e ao fogo da seção, o menor risco de ocorrência do *spalling* e a ausência de fôrmas para o concreto.

Han *et al* (2003b) ensaiaram treze colunas mistas, oito delas sem revestimento contra-fogo e, outras cinco, com aplicação de revestimento contra-fogo, em várias espessuras. As amostras possuíam altura total de 3,81m, incluindo duas chapas de extremidade, colocadas para se garantir que a carga fosse aplicada ao conjunto aço-concreto. As características das amostras ensaiadas são dadas na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Características das amostras ensaiadas por Han *et al* (2003b)

Amostra	Dimensões Bxt (mm)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	a (mm)	N_p (kN)	e/r	T (min)	Temp. perfil (ºC)
C1-1	478x8	293	26,53	0	4700	0	29	567
C1-2	478x8	293	26,53	0	220	0,3	32	533
C1-3	478x8	293	26,53	15	4700	0	196	564
C2-1	219x5	293	26,53	0	450	0,3	17	569
C2-2	219x5	293	26,53	0	300	0,6	18	582
C2-3	219x5	293	26,53	15	960	0	132	555
C2-4	219x5	293	26,53	25	960	0	175	534
C3-1	219x4,6	293	46,10	0	1800	0	21	804
C3-2	219x4,6	381	46,10	0	1007	0,38	7	594
C3-3	219x4,6	381	46,10	0	1800	0	20	753
C3-4	219x4,6	381	46,10	15	1800	0	120	537
C4-1	150x4,6	259	46,10	0	920	0	20	829
C4-2	150x4,6	259	46,10	18	460	0	177	434

onde:
- a: espessura do material de proteção;
- N_p: carga aplicada no ensaio;
- e/r: excentricidade em relação r (r=D/2);
- T: resistência ao fogo.

FONTE: Adaptada de HAN *et al* (2003b)

Foram realizados dois furos semi-circulares de 20mm de diâmetro em cada extremidade das amostras para saída do vapor, quando do aquecimento do concreto. Em todos os ensaios foram obtidos o encurtamento axial, o tempo de resistência ao fogo, a temperatura no forno e no perfil de aço.

O forno utilizado no ensaio era a gás, com dimensões de 2,60m x 2,60m x 4,00m e, possuía oito termopares para leitura das temperaturas, sendo estas gravadas de um em um minuto. A curva de aquecimento do forno seguiu a proposta pela norma ISO 834-1.

O nível de carregamento adotado, em situação de incêndio, foi de 0,77 da normal resistente de cálculo em situação ambiente, calculada pela norma chinesa para colunas mistas. Esse carregamento foi fixado, também, para as amostras sujeitas à carregamento excêntrico.

O carregamento foi mantido ao longo do ensaio, até o momento da ruptura da amostra. Os critérios de ruptura adotados são os propostos pela ISO 834-1. Todas as amostras apresentaram ruptura por instabilidade global, como apresentado na Figura 5.8.

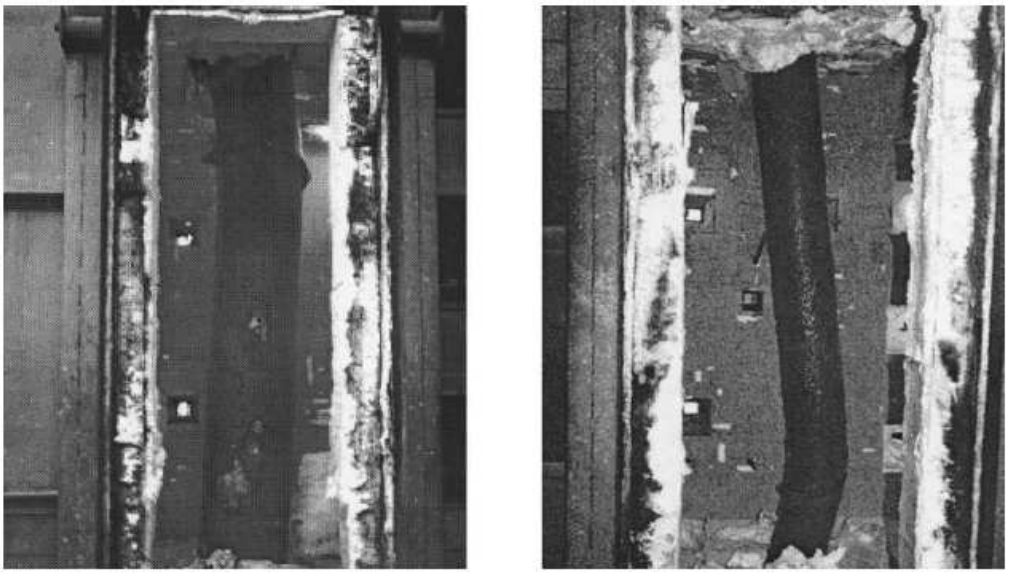


Figura 5.8 – Ruptura típica das amostras, por instabilidade global
FONTE: HAN *et al* (2003b)

Han *et al* (2003b) observaram que nos primeiros estágios de carregamento, o perfil de aço absorve o carregamento e expande rapidamente, com isso a tensão do concreto decresce. Com o incremento do carregamento, o aço sofre flambagem local, transferindo a carga gradualmente para o concreto. Nos últimos estágios de carregamento o perfil de aço não consegue mais confinar o concreto e a amostra rompe, geralmente de forma brusca.

Han *et al* (2003b) também analisaram a influência de algumas variáveis sobre a resistência ao fogo da seção mista, concluíram que o diâmetro da seção transversal e a espessura do revestimento contra-fogo têm grande influência na resistência ao fogo da seção, ou seja, aumentando-se o diâmetro e a espessura do revestimento contrafogo

obtêm-se tempos maiores de resistência ao fogo. Já a excentricidade do carregamento possuiu influência moderada na resistência ao fogo da amostra

Ao final, Han *et al* (2003b) propuseram uma formulação matemática para determinação de um índice de resistência ao fogo para colunas mistas, chamado de SI. Assim a normal resistente em situação de incêndio pode ser calculada como o produto do índice SI pela normal resistente em situação ambiente.

Han *et al* (2005) analisaram o comportamento de seções mistas, circulares e quadradas, submetidas a carregamento axial e propuseram um modelo teórico para obtenção dos diagramas tensão x deformação das amostras.

Os pesquisadores ensaiaram quatro pilares mistos curtos, dois de seção circular, de diâmetro 133 mm, espessura 4,8 mm e altura 400 mm e dois de seção quadrada, com lado de 120 mm, espessura 2,9 mm e altura 380mm. Os perfis de aço era formados a frio, com costura realizada por solda e o concreto de preenchimento constituído de agregados calcários, possuía resistência a compressão de 35,6 MPa. Foram realizados dois furos circulares nas extremidades das amostras para liberação do vapor proveniente da água do concreto, em altas temperaturas.

Todas as amostras foram submetidas a incêndio-padrão por 90 minutos sem carregamento e resfriados naturalmente. Após resfriadas, as amostras foram submetidas a carregamento axial, a fim de se obter a resistência residual. As amostras romperam por flambagem local do perfil de aço, como apresentado na Figura 5.9.

Figura 5.9 – Modo de ruptura típico das amostras ensaiadas
FONTE: HAN *et al* (2005)

Ao final, Han *et al* (2005) compararam os resultados encontrados para normal resistente experimental aos resultados de várias normas internacionais, tais como, o AISC-LRFD, a BS5400, o EUROCODE 4, o AIJ e, o *Chinese Code*, DBJ13-51-2003. A partir dessa comparação, os pesquisadores afirmaram que as normas em questão eram contra a segurança, ou seja, as normais resistentes encontradas foram maiores que as obtidas experimentalmente.

Os ensaios conduzidos pelo Instituto de Pesquisas em Construção do Conselho Nacional de Pesquisas do Canadá – IRC-NRC é a maior referência em pesquisas experimentais e teóricas sobre pilares mistos de aço preenchidos com concreto sem revestimento contra fogo. Os primeiros ensaios datam de 1981 e foram conduzidos pelo pesquisador Lie e seu grupo.

Lie & Chabot (1992) publicaram trabalho no qual relatam o comportamento de pilares mistos de aço preenchidos por concreto simples. Ao todo foram ensaiadas 44 amostras, sendo 38 de seção circular e 7 de seção quadrada.

Todas as amostras possuíam altura de 3,81m, incluindo duas chapas dispostas nas extremidades do pilar para garantir a distribuição de carga para a seção composta.

O forno utilizado era a gás com dimensões de 2,60 x 2,60 x 3,00m. A temperatura no forno era obtida através de termopares dispostos a aproximadamente 30cm das amostras. O aquecimento foi realizado a partir do incêndio-padrão proposto pela ASTM E119.

O nível de carga utilizado variou de 9 a 47% da resistência do pilar misto, ou de 46 a 165% da resistência do núcleo de concreto.

A condição de vinculação adotada foi bi-engastada, obtida a partir da fixação de parafusos nas extremidades da amostra.

O ruptura era determinada quando a amostra não conseguisse manter o carregamento na máxima velocidade do cilindro hidráulico.

As rupturas típicas das amostras foram por compressão do núcleo do concreto, com posterior flambagem local do perfil de aço, ou por instabilidade global da amostra. As Figuras 5.10 ilustram a ruptura de algumas amostras.

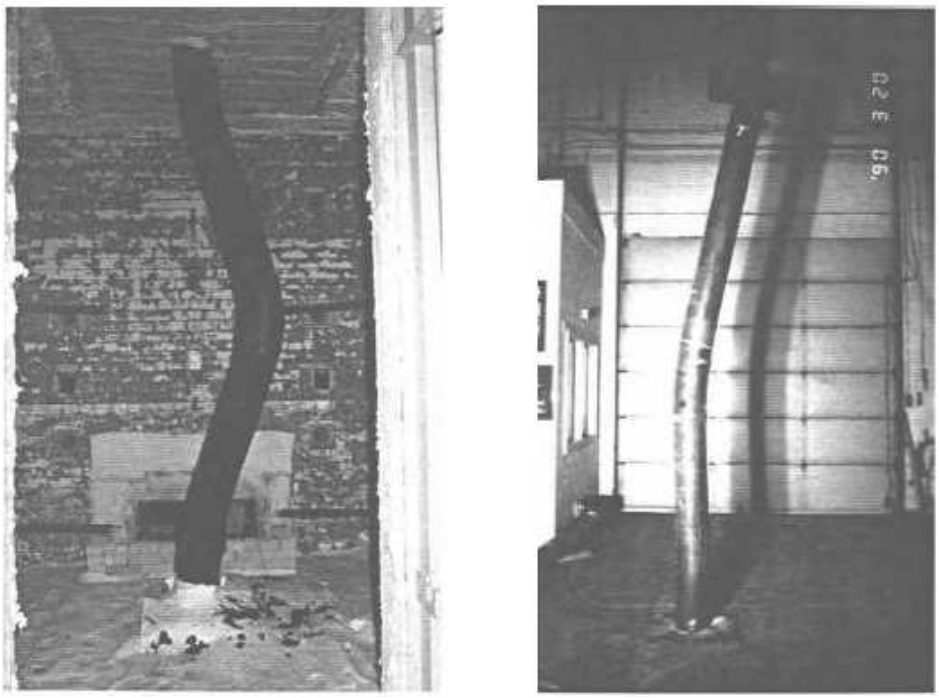


Figura 5.10 – Ruptura das amostras C-34 (esquerda) e C-13 (direita), ambas por instabilidade global
FONTE: LIE & CHABOT (1992)

Lie & Chabot (1992) propuseram que no pilar misto preenchido, em situação ambiente, a carga seja distribuída tanto para o perfil de aço quanto para o núcleo de concreto. Em situação de incêndio verificou-se, inicialmente, uma expansão da seção. O perfil de aço expandiu-se mais rapidamente que o concreto, sendo responsável por resistir o carregamento.

Conforme as temperaturas aumentaram, o perfil de aço foi perdendo sua capacidade resistente e começou a encurtar, usualmente, isto acontecia entre 20 e 30 minutos de incêndio. A partir disso, o carregamento começou a ser transferido gradualmente para o núcleo de concreto que, estava menos solicitado e com uma menor temperatura que a do perfil de aço.

Como, o pilar continuou a encurtar e as temperaturas no núcleo de concreto começaram a se elevar, o perfil rompeu, ou por flambagem global ou esmagamento do concreto que provocou flambagem local do perfil de aço.

Com o rompimento do perfil de aço o concreto continuou a suportar carga, mas a amostra já estava seriamente comprometida. Assim, ficou claro que o núcleo de concreto determinou a resistência ao fogo da amostra. O fenômeno descrito fica evidenciado na Figura 5.11.

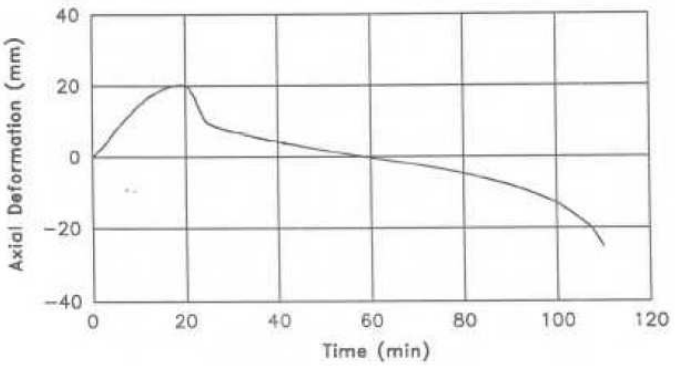


Figura 5.11 – Gráfico deformação axial x tempo.
FONTE: LIE & CHABOT (1992)

Lie & Chabot (1992) estudaram a influência de alguns parâmetros sobre a resistência ao fogo do pilar misto preenchido, em situação de incêndio.

O nível de carga, imposto, ao pilar, em situação de incêndio, tem grande influência sobre a resistência ao fogo da amostra, e quanto maior, menor será a resistência ao fogo.

O diâmetro ou largura externa da seção tem grande influência sobre a resistência ao fogo da amostra, pois aumentando-se a dimensão externa da seção aumenta-se a área do núcleo de concreto da seção, que em situação de incêndio tem papel fundamental no aumento da resistência ao fogo.

Quanto à forma da seção transversal, foi verificado que em seções circulares, a resistência ao fogo é ligeiramente superior que em seções quadradas, devido ao perímetro de exposição ao fogo ser menor em seções circulares.

A espessura do perfil de aço tem pequena influência sobre a resistência ao fogo da amostra.

Quanto à resistência característica do concreto, os resultados obtidos por Lie & Chabot (1992) apontam para uma influência moderada para este parâmetro. Notaram-

se pequenos aumentos na resistência ao fogo dos pilares quando do aumento da resistência do concreto.

Com o aumento do comprimento efetivo do pilar misto notaram-se decréscimos na resistência ao fogo das amostras. Com isso, pode-se afirmar que a resistência ao fogo da amostra é inversamente proporcional ao comprimento efetivo. Este parâmetro varia com o índice de esbeltez da amostra.

Quanto à excentricidade do carregamento, Lie & Chabot (1992) analisaram o comportamento de uma amostra e observaram que a resistência ao fogo da amostra diminuiu de 73 minutos para 33 minutos com uma excentricidade de 34 mm. Este fato deve-se à praticamente nula resistência a tração do concreto. Com isso, os pesquisadores concluíram que, para cargas excêntricas, não é recomendado utilizar-se preenchimento com concreto simples.

O *Comité Internacional pour le Développement et l'Estude de la Construction Tubulaire* – CIDECT, em 1994, em sua publicação *Design Guide for Structural Hollow Section Columns exposed to Fire* descreve o comportamento de colunas de aço e mistas aço-concreto, em situação de incêndio, bem como o dimensionamento segundo o EUROCODE.

O CIDECT (1994) aponta como alternativa simples e atrativa, para aumentar a resistência ao fogo de pilares, o preenchimento do núcleo com concreto, ou com água. O preenchimento com concreto é bastante viável, devido ao custo baixo, ao aumento de resistência e rigidez.

Kodur (1999) apresenta uma equação simplificada para determinação do tempo de resistência ao fogo para pilares mistos circulares e quadrados preenchidos por concreto simples, concreto armado ou concreto com fibras de aço.

A equação simplificada tem por base os estudos experimentais desenvolvidos pelo IRC-NRC coordenados por Lie. O estudo experimental completo compreendeu 75 pilares mistos preenchidos, sem material de proteção, expostos ao incêndio-padrão dado pela ASTM E119.

Os estudos experimentais compreenderam pilares mistos de seção circular, com diâmetro variando entre 141,3 e 406,4mm, e de seção quadrada, com lado variando de 152 a 305mm. A espessura dos perfis variou de 4,8 a 12,7mm. O concreto possuía agregados silicosos e, também, calcários. O nível de carregamento variou de 10 a 45% da resistência à temperatura ambiente e foi mantido constante ao longo do ensaio. A Figura 5.12 mostra um esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC.

Kodur (1999) observou a partir dos ensaios experimentais, que no pilar preenchido por concreto simples, a resistência ao fogo variou de 1 a 2 horas enquanto os pilares preenchidos com concreto armado ou com fibras, a resistência ao fogo chegou a 3 horas, dependendo das dimensões da seção, notando-se que, este tipo de preenchimento, proporciona à seção uma deformação mais lenta e um maior confinamento do concreto.

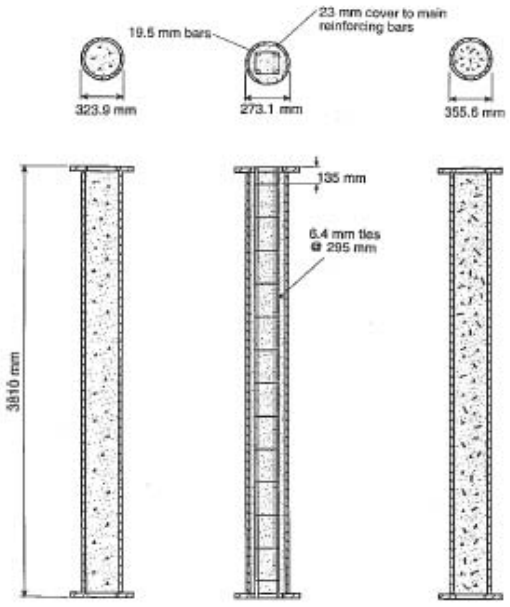


Figura 5.12 – Esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC, à esquerda preenchimento por concreto simples, ao centro concreto armado, à direita concreto com fibras
FONTE: KODUR & MACKINNON (2000)

Mas destaca-se a dificuldade de locação das barras de aço em perfis tubulares, principalmente se estes forem de pequeno diâmetro, inferiores a 200mm. Com isso, o

uso de fibras de aço proporciona uma maior rapidez e racionalidade na execução, apesar do custo mais elevado.

A partir de estudos paramétricos da influência de variáveis sobre a resistência ao fogo dos pilares mistos preenchidos, Kodur (1999) propôs uma formula simplificada para determinação do tempo de resistência ao fogo, dado pela Eq. 5.14.

$$R = f \cdot \frac{(f_c + 20)}{(kL - 1000)} \cdot D^2 \cdot \sqrt{\frac{D}{C}} \qquad (5.14)$$

onde:

R: tempo de resistência ao fogo [minutos];

f: parâmetro obtido a partir de variáveis de influência na resistência ao fogo;

f_c: resistência característica à compressão do concreto [MPa];

kL: comprimento efetivo do pilar [mm];

D: diâmetro da seção circular ou lado da seção quadrada [mm];

C: carga solicitante, em situação de incêndio [kN].

O parâmetro “f” é obtido a partir da Tabela 5.8. Os limites de aplicabilidade da Eq. 5.14 são dados na Tabela 5.9.

Tabela 5.8 – Valores do parâmetro “f” para Eq. 5.14

Preenchimento	Tipo de Agregado	Taxa de Armadura	Cobrimento (mm)	Seção Circular	Seção Quadrada
Concreto Simples	SIL	-	-	0,07	0,06
	CAL	-	-	0,08	0,07
Concreto Armado	SIL	<3%	<25	0,075	0,065
			≥25	0,08	0,07
		≥3%	<25	0,08	0,07
			≥25	0,085	0,075
	CAL	<3%	<25	0,085	0,075
			≥25	0,09	0,08
		≥3%	<25	0,09	0,08
			≥25	0,095	0,085
Concreto com fibras de aço	SIL	-	-	0,075	0,065
	CAL	-	-	0,085	0,075

FONTE: Adaptada de KODUR (1999)

Tabela 5.9 – Limites de Aplicabilidade para Eq. 5.14

Variáveis		Concreto Simples	Concreto Armado	Concreto com fibras de aço
Resistência ao fogo	R	≤ 120 min	≤ 180 min	≤ 180 min
Nível de carga(C/C’r)	C	≤ 1,0	≤ 1,7	≤ 1,1
Compr. Efetivo (mm)	kL	2000 - 4000	2000 – 4500	2000 – 4500
Resistência do concreto (MPa)	f_c	20 - 40	20 - 55	20 – 55
Dimensões	D			
Seção circular		140 - 410	165 - 410	140 – 410
Seção quadrada		140 - 305	175 – 305	100 – 305
Taxa de armadura (%)		-	1,5 – 5,0	-
Cobrimento (mm)		-	20 - 50	-
Nota: O nível de carga é dado pela razão entre a carga solicitante e a carga resistente axial máxima do núcleo de concreto.				

FONTE: KODUR (1999)

Os resultados obtidos a partir da Eq. 5.14 foram comparados a resultados experimentais obtidos pelo IRC-NRC e, também, pelo CIDECT. A partir dessa comparação, Kodur (1999) afirma que os resultados obtidos pela equação proposta são, na maioria dos casos, favoráveis a segurança, ou seja, resultam em tempos de resistência ao fogo inferiores aos obtidos experimentalmente.

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capitulo, a partir da revisão bibliográfica sobre pilares mistos de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio, foi proposto um programa experimental para realização dos ensaios.

6.1 Contexto Global

O programa experimental aplicado a colunas e pilares mistos preenchidos esbeltos, desenvolvido pela FEC-UNICAMP, é bastante extenso e conta hoje com a participação de vários pesquisadores. O objetivo do programa é avaliar o comportamento de pilares esbeltos tubulares de aço preenchidos, ou não, com concreto de diferentes resistências a compressão, em situação ambiente e em situação de incêndio.

O programa experimental é dividido em séries: a primeira para amostras ensaiadas a temperatura ambiente, série RT (*Room Temperature*) e a segunda para amostras ensaiadas sob incêndio-padrão, série FC (*Fire Condition*).

6.2 Contexto específico do trabalho

A este trabalho coube a avaliação do comportamento de pilares de aço e mistos, com seção quadrada, preenchidos com concreto de resistência usual e de alta resistência, em situação ambiente e em situação de incêndio.

Desta maneira tem-se como especificidade deste trabalho:

- Tipo de Aço: os perfis de aço são de seção quadrada, sem costura, laminados à quente e conformados a frio, fornecidos pela empresa V & M do Brasil, com resistência característica ao escoamento de 445 MPa e módulo de elasticidade igual a 205.000 MPa;
- Seção transversal: a seção transversal é quadrada de lado 140mm;
- Espessura do perfil tubular: a espessura do perfil tubular é constante nas amostras ensaiadas, 6,4mm;
- Concreto de preenchimento: o concreto de preenchimento dos pilares são de resistência à compressão usual (30 MPa) e de alta resistência à compressão (75 MPa), constituído por agregados silicosos;
- Índice de esbeltez relativo: o índice de esbeltez relativo foi mantido na faixa entre 0,86 e 0,87, para que a ruptura das amostras fossem semelhantes, com isso, houve a necessidade de se alterar a altura das amostras em cada uma das três séries de ensaio. A ruptura esperada foi por instabilidade global do pilar;
- Níveis de carregamento: os níveis de carregamento, aplicados aos pilares, é de 30%, 50% e 70% de sua resistência última à compressão axial, obtida por ensaios a temperatura ambiente de pilares semelhantes;
- Carregamento: o carregamento aplicado foi axial e centrado;
- Vinculação: a vinculação adotada foi bi-rotulada (rotação livre e translação impedida nos dois extremos dos pilares);
- Aquecimento: o aquecimento das amostras foi realizado segundo as prescrições da norma ISO 834-1 (1999);
- Número de amostras: foram ensaiadas duas amostras semelhantes para cada configuração das variáveis em estudo, totalizando 24 pilares;
- Séries de ensaio: são descritas na tabela 6.1, sendo identificadas pelas denominações:

  RT-TQ140-Cxx-j;

  FC-TQ140-Cxx-η-j,

onde:

- **RT**: série *Room Temperature*, ensaios a temperatura ambiente;
- **FC**: série *Fire Condition*, ensaios em situação de incêndio;
- **TQ140**: seção tubular quadrada com lado medindo 140mm;
- **Cxx**: características do preenchimento, xx indica a resistência a compressão do concreto de preenchimento dos pilares, 30 e 75MPa , ou no caso “00” indica pilar sem preenchimento;
- η **:** nível de carga utilizado, 30, 50 ou 70%;
- **j**: número da amostra, 1 ou 2.

Tabela 6.1 – Séries de ensaios.

Pilares	Lateral do tubo (mm)	Espes. (mm)	Altura (mm)	f_{ck} do concreto de preen. (MPa)	Nivel de carga (%)
RT-TQ140-C00-1	140	6,4	2520	-	-
RT-TQ140-C00-2	140	6,4	2520	-	-
RT-TQ140-C30-1	140	6,4	2340	30	-
RT-TQ140-C30-2	140	6,4	2340	30	-
RT-TQ140-C75-1	140	6,4	2000	75	-
RT-TQ140-C75-2	140	6,4	2000	75	-
FC-TQ140-C00-30-1	140	6,4	2520	-	30
FC-TQ140-C00-30-2	140	6,4	2520	-	30
FC-TQ140-C00-50-1	140	6,4	2520	-	50
FC-TQ140-C00-50-2	140	6,4	2520	-	50
FC-TQ140-C00-70-1	140	6,4	2520	-	70
FC-TQ140-C00-70-2	140	6,4	2520	-	70
FC-TQ140-C30-30-1	140	6,4	2340	30	30
FC-TQ140-C30-30-2	140	6,4	2340	30	30
FC-TQ140-C30-50-1	140	6,4	2340	30	50
FC-TQ140-C30-50-2	140	6,4	2340	30	50
FC-TQ140-C30-70-1	140	6,4	2340	30	70
FC-TQ140-C30-70-2	140	6,4	2340	30	70
FC-TQ140-C75-30-1	140	6,4	2000	75	30
FC-TQ140-C75-30-2	140	6,4	2000	75	30
FC-TQ140-C75-50-1	140	6,4	2000	75	50
FC-TQ140-C75-50-2	140	6,4	2000	75	50
FC-TQ140-C75-70-1	140	6,4	2000	75	70
FC-TQ140-C75-70-2	140	6,4	2000	75	70

Com estas especificidades avaliamos a influência das diferentes resistências à compressão do núcleo de concreto e dos níveis de carregamento, sobre a resistência ao fogo do pilar misto, comparando-os a resultados referenciais da resistência ao fogo de pilares de aço sem preenchimento de mesmas seção, submetidos aos mesmos níveis de carregamento.

Além disso, foi realizada a comparação dos resultados obtidos experimentalmente aos resultados propostos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

A proposta inicial para a série de ensaios em situação de incêndio pretendia posicionar termopares de ponta no núcleo do concreto de preenchimento e na interface aço-concreto.

Entre tanto essa proposta foi alterada devido a problemas ocorridos nos ensaios de outro pesquisador do grupo, que durante a realização dos ensaios verificou grande quantidade de vapor de água saindo pelos furos feitos no perfil de aço para colocação dos termopares no interior do concreto. Isto ocasionando uma grande variação na leitura dos termopares internos e externos à amostra, culminando no descarte dos ensaios e na perda de alguns termopares.

Dessa maneira, optou-se pelos ensaios sem a colocação de termopares internos; resguardando o equipamento (forno) de prováveis acidentes.

Todavia, a análise comparativa prevista entre os resultados experimentais e os obtidos segundo proposta do EUROCODE, teria que ser realizada. Assim, foi realizada uma análise numérica para determinação da temperatura em determinados pontos da seção dos pilares. Essa análise numérica foi realizada por meio do *software* SuperTempCalc – STC, em trabalho desenvolvido com a ajuda do Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – POLI/USP e da

Prof. Dra. Ana Elizabete P.G. A. Jacintho da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP.

Os resultados da analise numérica para determinação de temperatura no interior dos pilares encontra-se no Anexo C deste trabalho.

6.3 Equipamentos

6.3.1 Equipamento para Aquecimento

O forno vertical elétrico para pilares da FEC-UNICAMP é composto por três módulos, que podem atuar em conjunto ou individualmente.

Cada módulo do forno possui diâmetro interno de 65cm e altura útil de 105cm. Sua temperatura máxima pode superar 1200 ºC, numa taxa de aquecimento de até 120 ºC/min. Nas Figura 6.1 e 6.2 é apresentado o forno.

Figura 6.1 – Forno vertical para ensaio de pilares em situação de incêndio – FEC-UNICAMP

Figura 6.2 – Interior do módulo 2 do forno vertical – FEC-UNICAMP

O forno utilizado passou por um reparo, em Fevereiro de 2008, sendo acoplado um novo módulo interno ao módulo 2 existente. Esse módulo dispõe de novas resistências e um espaço interno menor, o que contribui para um aquecimento mais eficiente da amostra, devido à menor distância entre as resistências (fonte de calor) e a amostra. A Figura 6.3 mostra o interior do novo módulo instalado.

O módulo interno do forno tem diâmetro interno de 35cm e altura útil de 100cm e suas resistências atingem uma taxa de aquecimento de até 200ºC/min.

Figura 6.3 – Novo módulo interno do forno vertical – FEC-UNICAMP

6.3.2 Equipamento para aplicação de carga

- Pórtico de reação: estrutura metálica capaz de reagir contra a amostra para criar situações carregamento. As Figuras 6.4 e 6.5 Mostra os pórticos da FEC_UNICAMP.

Figura 6.4 – Pórtico de reação para 2000kN – FEC UNICAMP.

Figura: 6.5 – Pórtico de reação para 5000kN – FEC_UNICAMP.

- Cilindro Hidráulico: pistão hidráulico conectado por mangueiras a bomba hidráulica e motor elétrico capaz de aplicar carregamentos nos pilares.
- Célula de carga: sistema ligado a computador com a finalidade de medir aplicação de carga.

A Figura 6.6 mostra o posicionamento do cilindro hidráulico e da célula de carga.

Figura 6.6 – Cilindro hidráulico e célula de carga.

6.3.3 Equipamento para leitura de dados

- Relógios comparadores: para obtenção de deslocamentos lineares. Marca Ernst Messner (Alemanha) com precisão de 0,01mm;
- Termopares de haste: obtenção de temperaturas das amostras e do interior do forno;
- Extensômetros elétricos: obtenção de deformações das amostras. Marca Vishay Micro-Measurements (EUA), fator gage 2,080±0,5%.

6.4 Ensaios em Situação Ambiente

As amostras da série RT foram submetidas a ensaio de compressão axial até a sua ruptura, caracterizada pelo declínio da carga, quando o cilindro hidráulico estiver à máxima velocidade.

A partir da carga de ruptura do pilar em situação ambiente, foram determinada as cargas a serem aplicados nas séries em situação de incêndio.

6.4.1 Instrumentação

Para a serie em situação ambiente serão colocados:

- quatro extensômetros (e1, e2 ,e3 e e4) na altura média do pilar, para obter as deformações axiais;
- dois relógios comparadores (R1 e R2) no topo do pilar, para obter o encurtamento axial da amostra.

A Figura 6.7 ilustra o esquema de instrumentação.

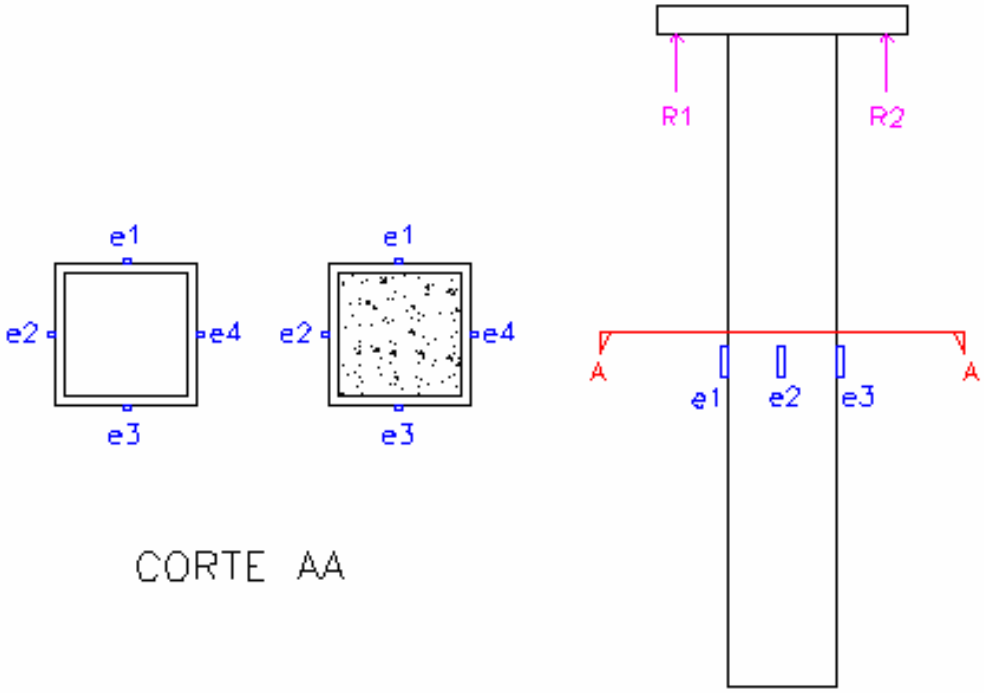


Figura 6.7 – Esquema de instrumentação dos pilares em situação ambiente.

6.4.2 Procedimentos de Ensaio

Os pilares ensaiadas foram cortadas e faceadas em torno horizontal para garantir aplicação centrada do carregamento durante ensaio. Esse serviço foi executado pela empresa Elemar e custeado pela FAPESP e pela V & M do Brasil.

Os pilares foram posicionados a prumo entre duas rotulas que garantiam a vinculação birrotulada e, posteriormente submetidos a compressão axial.

A finalização do ensaio ocorreu quando, à máxima velocidade do cilindro hidráulico, houve o declínio da carga resistida pelo pilar. O maior valor obtido no carregamento foi tomado como a normal resistente.

6.5 Situação de incêndio

As amostras da série FC foram submetidas a ensaio de compressão axial, em conjunto, com a simulação de um incêndio padronizado dado pela curva temperatura x tempo fornecida pela norma ISO 834-1 (1999), por meio de um forno vertical elétrico composto por três módulos independentes, acoplado à estrutura de reação.

6.5.1 Instrumentação

Para a série em situação de incêndio foram colocados:

- dois relógios comparadores (R1 e R2) no topo do pilar, para obter o encurtamento axial total, entretanto seus resultados, não se encontram descritos no trabalho, pois os relógios foram retirados antes da ruptura das amostras, tendo em vista a integridade dos relógios que são sensíveis a 50ºC.

- quatro termopares de haste (T1, T2, T3 e T4), alinhados verticalmente (distantes 10cm da amostra), para obter a temperatura no entorno do pilar;

A Figura 6.8 ilustra o esquema de instrumentação.

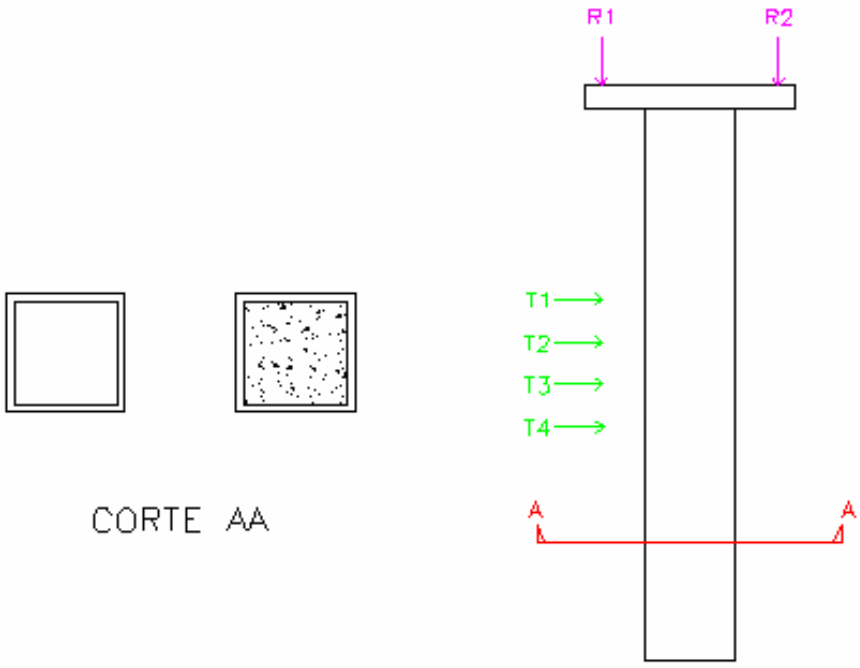


Figura 6.8 – Esquema de instrumentação dos pilares em situação de incêndio.

6.5.2 Procedimentos de Ensaio

Na instrumentação das amostras da série FC foram utilizados relógios comparadores automáticos e termopares conectados a um sistema de aquisição de dados. Para obter os deslocamentos axiais da amostra, os relógios comparadores foram instalados em uma chapa fina sobre o topo dos pilares.

Assim como na série anterior, para garantir a condição de vinculação birrotulado, foram dispostas duas rótulas nas extremidades dos pilares, garantindo essa configuração. Para garantir-se compressão axial, a amostra deve estar a prumo.

O carregamento foi aplicada à amostra por meio da estrutura de reação e do cilindro hidráulico com capacidade para 2000 kN. O forno foi acionado após a estabilização do carregamneto para ensaio.

As amostras foram submetidas ao incêndio-padrão ao longo de 1,00 m em sua altura, pois foi utilizado somente o módulo intermediário do forno. Para tanto, a amostra

foi posicionada de modo que sua altura média coincidisse com a altura média do forno. Dessa maneira, aqueceu-se o trecho “crítico” das amostras, sem prejuízo aparente para os resultados finais.

O carregamento previamente aplicado à amostra foi mantido constante ao longo do ensaio até que houvesse a ruptura da amostra. Para que pudesse ser mantido constante o carregamento foi necessário aliviar a carga aplicada no cilindro hidráulico durante a fase inicial do ensaio, pois com a expansão do pilar devido a dilatação térmica surgia um acréscimo de carregamento.

6.5.3 Vedação

A vedação é um ponto muito importante para a obtenção de bons resultados, para isso todas as suas aberturas do forno foram vedadas por meio de manta cerâmica.

Também foram protegidos com manta cerâmica a célula de carga e os relógios automáticos, pois esses são sensíveis a temperaturas superiores a 50ºC. Foi instalado um termopar junto à célula de carga para verificar a possível variação de temperatura.

A Figura 6.9 ilustra o procedimento de vedação com manta cerâmica.

Figura 6.9 – Vedação do forno com manta cerâmica.

6.5.4 Ruptura

A norma brasileira ABNT NBR 5628:2001 prevê que a ruptura de pilares em situação de incêndio, ocorre por resistência mecânica ou deformações excessivas. Esse método consiste em admitir que o tempo de resistência ao fogo seja dado por aquele, em que a amostra não resista mais ao carregamento imposto ou que, tenha um deslocamento transversal maior que o estipulado. A ABNT NBR 5628:2001 não determina qual o deslocamento transversal máximo.

Com isso, neste trabalho, serão utilizados os critérios de ruptura adotados pela norma ISO 834-1 (1999):

- Declínio da carga solicitante à amostra, quando da maior velocidade do cilindro hidráulico;
- Encurtamento axial superior a 0,01.H, sendo H, a altura da amostra, em mm;
- Taxa de encurtamento superior a 0,003.H, dado num intervalo de tempo dt, em mm/min.

A resistência ao fogo da amostra será tomada como o menor tempo em que a amostra atinja algum dos critérios acima estabelecidos.

Para o encurtamento axial foi considerado o encurtamento do núcleo do pilar, obtido por meio de interpolação dos dados dos relógios comparadores posicionados a uma pequena distância do pilar, conforme Figura 6.8.

6.5.5 Controle das temperaturas do forno

A curva-padrão ISO 834-1 (1999) apresenta um ramo inicial bastante inclinado nos primeiros 5 minutos, onde as temperaturas se elevam rapidamente, chegando a valores próximos a 580 ºC. A mesma norma permite uma tolerância na temperatura, ao longo do tempo, identificado pelo desvio percentual (d_e) relacionado com a Eq. 6.1.

- $d_e \leq 15\%$ para $5 < t \leq 10$;
- $d_e = 15 - 0{,}5\,(t - 10)\%$ para $10 < t \leq 30$;
- $d_e = 5 - 0{,}083\,(t - 30)\%$ para $30 < t \leq 60$;
- $d_e = 2{,}5\%$ para $t > 60$.

Sendo:

$$d_e = \frac{A - A_s}{A_s} \cdot 100 \qquad (6.1)$$

onde:

d_e: desvio percentual;

A: área sob a curva tempo x temperatura verificada no forno;

As: área sob a curva tempo x temperatura padrão;

t: tempo, em minutos.

A qualquer instante, depois dos primeiros 10 minutos de teste, a temperatura registrada pelo forno não deve diferir da temperatura correspondente da curva-padrão em mais de 100°C.

6.6 Caracterização dos Materiais

Os materiais para utilização nos pilares foram caracterizados a partir de normas brasileiras e internacionais em laboratórios especializados.

6.6.1 Aço

O aço do perfil foi ensaiado no Laboratório de Controle de Qualidade da empresa V & M do Brasil, em Belo Horizonte - MG segundo a norma ASTM A500 (2003).

Os resultados finais são descritos na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Características do aço

Perfil de aço sem costura, laminados à quente e conformados a frio	
Propriedades Mecânicas	
Limite de escoamento	f_y = 445 MPa
Limite de resistência à tração	f_u = 539 MPa
Módulo de elasticidade do aço	E = 205000 MPa
Alongamento	ε_a = 30%
Densidade do aço	ρ = 7850 Kg/m^3
Características geométricas	
Dimensão lateral	L = 140 mm
Espessura da parede	t = 6,4 mm

6.6.1.1 Verificação da relação geométrica

O perfil utilizado passou pela verificação da relação geométrica com resultado positivo para não ocorrência de flambagem local do perfil de aço, conforme Tabela 5.1.

EUROCODE 4	NBR 8800
$h / t \leq 52 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$	$h / t \leq 2,26 \cdot (E / f_y)^{0,5}$
$21,87 \leq 37,78$	$21,87 \leq 48,50$

6.6.2 Concreto

Para a execução do concreto foi utilizado cimento do tipo CP-II E-32 da marca Votoran e agregado graúdo silicoso. Na execução do concreto de alta resistência foi utilizado o superplatificante líquido Gleniun 52.

Os agregados utilizadas nos concretos foram caracterizados em laboratório para determinação da massa unitária no estado solto – ABNT NBR 7251:1982, determinação da massa específica – ABNT NBR 9776:1987 e determinação da composição granulométrica – ABNT NBR 7211:1983 e ABNT NBR 7217:1987.

Os resultados obtidos estão dispostos nas Tabelas. 6.3 e 6.4 e Figuras. 6.10 e 6.11.

Tabela 6.3 – Ensaios de Caracterização do agregado miúdo (areia).

Ensaio de Granulometria –NBR 7217		Dados Obtidos
Peneira (mm)	% Retida Acumulada	
9,5	0,0	**MF:** 2,10
6,3	0,6	**$D_{máx}$:** 2,4 mm
4,8	0,6	
2,4	1,8	**Massa Unitária – NBR 7251**
1,2	9,2	γ_{ap}: 1,573 kg/dm^3
0,6	33,1	
0,3	69,6	**Massa Especifica – NBR 9776**
0,15	96,1	γ_{ab}: 2,618 kg/dm^3
Fundo	100,0	

Notas: Todos os ensaios foram realizados com umidade h=0%, após secagem em estufa por 24 horas, a 100ºC, verificando-se a constância de massa.
MF: módulo de finura;
$D_{máx}$: dimensão máxima característica do agregado.

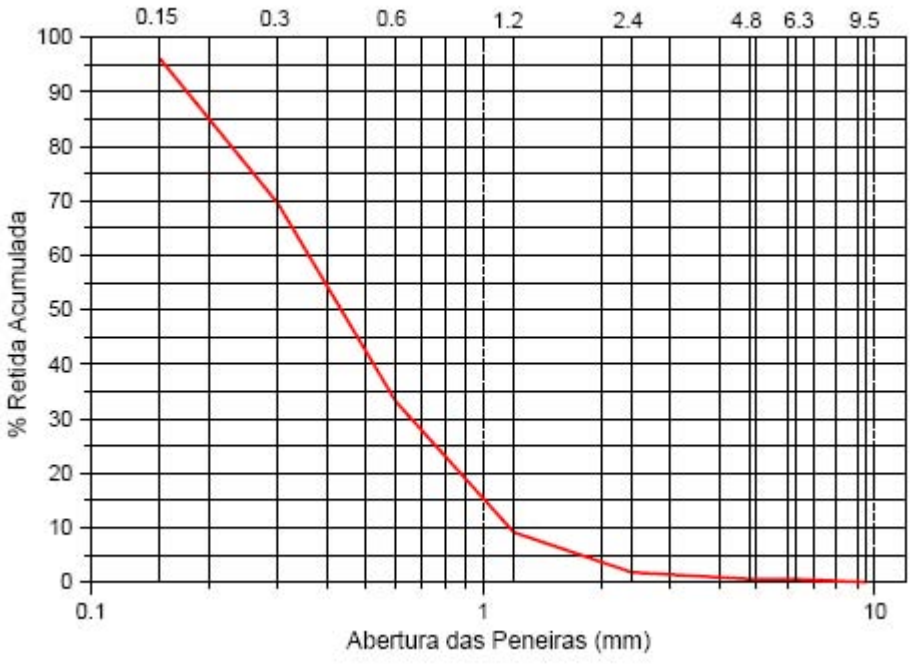


Figura 6.10 – Distribuição Granulométrica da Areia.

Tabela 6.4 – Ensaios de Caracterização do agregado graúdo (brita).

Ensaio de Granulometria –NBR 7217		Dados Obtidos
Peneira (mm)	% Retida Acumulada	
25	0	**MF:** 2,10
19	5	**$D_{máx}$:** 19,0 mm
12,5	67	**$D_{mín}$:** 6,3 mm
9,5	84	
6,3	98	
4,8	100	**Massa Unitária – NBR 7251**
2,4	100	γ_{ap}: 1,423 kg/dm^3
1,2	100	
0,6	100	**Massa Especifica – NBR 9776**
0,3	100	γ_{ab}: 2,689 kg/dm^3
0,15	100	
Fundo	100	

Notas: Todos os ensaios foram realizados com umidade h=0.
MF: módulo de finura;
$D_{máx}$: dimensão máxima característica do agregado;
$D_{mín}$: dimensão mínimo característica do agregado.

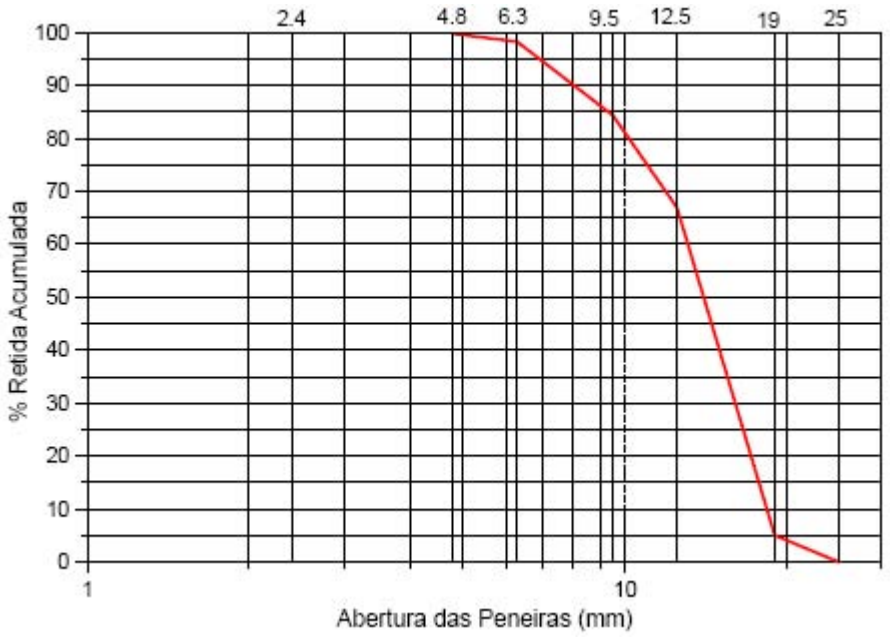


Figura 6.11 – Distribuição Granulométrica da Brita.

O traço de concreto utilizado para obtenção da resistência característica a compressão de 30 MPa e 75 MPa é dado na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Traço de Concreto Utilizado

Material	Concreto de 30 MPa	Concreto de 75 MPa
Cimento	1,00 kg	1,00 kg
Areia	3,00 kg	0,75 kg
Brita 1	3,00kg	1.25kg
Água	0,60 l	0,27 l
Aditivo (Gleniun 52)	-	0,0035 l

O concreto teve sua resistência à compressão obtida aos 7 e 28 dias segundo à ABNT NBR 5739:1994, sua resistência à tração por compressão diametral segundo à ABNT NBR 7222:1994 e, por ultimo, teve à determinação do módulo de elasticidade secante de acordo com à ABNT NBR 8522:2003.

Também foi realizado ensaio de resistência à compressão, em data próxima a da realização dos ensaios das colunas mistas.

A mistura do concreto foi feita mecanicamente, em betoneira, e o preenchimento das amostras foi realizado com adensamento mecânico do concreto, utilizando-se vibrador de imersão.

As Figuras 6.12, 6.13 e 6.14 apresentam as etapas de uma das concretagens realizadas.

Figura 6.12 – Pilares posicionadas para concretagem.

Figura 6.13 – Mistura de concreto em betoneira.

Figura 6.14 – Retirada dos corpos de prova.

7 RESULTADOS E ANÁLISE

Serão apresentados os resultados dos experimentos preliminares de caracterização dos materiais e resultados e as análises dos ensaios principais dos pilares em situação ambiente bem como os em situação de incêndio.

7.1 Ensaios preliminares

Na Tabela 7.1 estão descritos os resultados obtidos nos ensaios para determinação das propriedades mecânicas do concreto utilizado no preenchimento dos pilares deste trabalho.

Tabela 7.1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado

1º Concretagem – 30 MPa		**2º Concretagem – 75 MPa**	
Resistência à Compressão – ABNT NBR 5739:1994			
Dias	f_c (MPa)	Dias	f_c (MPa)
7	15,66	7	52,21
28	27,04	28	69,49
56	31,39	145	74,78
Resistência à tração na compressão diametral – ABNT NBR 7222:1994			
Dias	f_t (MPa)	Dias	f_t (MPa)
53	3,69	145	20,37
Módulo de elasticidade Secante – ABNT NBR 8522:2003			
Dias	E_{cs} (MPa)	Dias	E_{cs} (MPa)
53	26850	145	37750

7.2 Ensaios em Situação Ambiente

Os resultados obtidos, em situação ambiente, para os pilares ensaiados, são apresentados na Tabela 7.2.

A partir dessa comparação verifica-se, um aumento de resistência última do pilar em 27,27% quando do preenchimento com concreto de 31,39 MPa e um aumento de 32,54% quando do preenchimento com concreto de 74,78 MPa. Esses resultados demonstram uma grande melhora na resistência à compressão dos pilares de aço preenchido com concreto.

Tabela 7.2 – Resultados Obtidos – Série RT

Amostras Série RT	**Data**	**Concreto de preenchimento (MPa)**	**Carga de Ruptura (kN)**	**Carga Média de Ruptura (kN)**
TQ140-C00-1	14/2/2008	-	1550,30	**1571,90**
TQ140-C00-2	14/2/2008	-	1593,50	
TQ140-C30-1	19/6/2008	31,39	2039,00	**2000,40**
TQ140-C30-2	19/6/2008	31,39	1961,77	
TQ140-C75-1	3/6/2008	74,78	2004,10	**2083,53**
TQ140-C75-2	3/6/2008	74,48	2162,95	

Na Figura 7.1 são apresentadas as comparações realizadas entre os resultados obtidos, para as seções vazias e preenchidas.

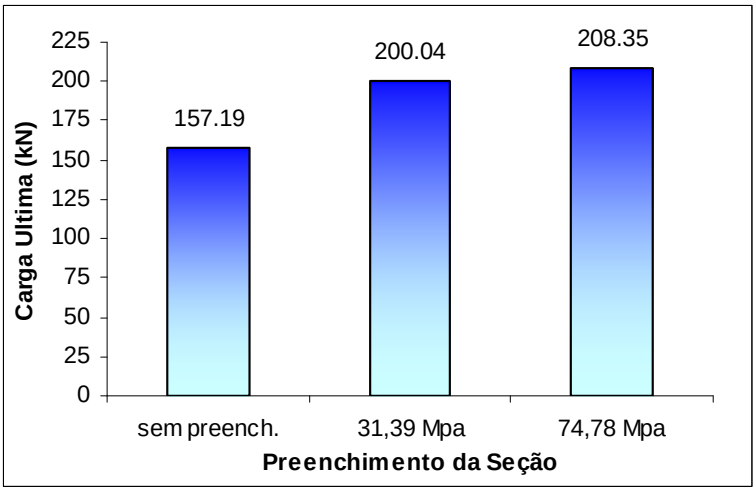


Figura 7.1 – Comparação dos resultados obtidos, em situação ambiente.

Na Tabela 7.3 é apresentada a comparação entre os resultados obtidos, experimentalmente e os resultados obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), igualando-se os coeficientes de segurança γ_i a 1,0 e adotando-se os resultados obtidos experimentalmente na caracterização dos materiais, tanto para a resistência ao escoamento do aço como para a resistência à compressão do concreto e, seus respectivos módulos de deformação longitudinal. Também foi substituído o coeficiente de redução 0,85 da Eq. 5.2 por 1,0.

Tabela 7.3 – Comparação Experimental x EUROCODE – Série RT

Amostra	Carga media experimental (kN)	Carga calculada pelo EUROCODE	$N_{R,exp}/N_{R,\ EUROCODE}$
RT-TQ140-C00	1571,90	1308,90	1,20
RT-TQ140-C30	2000,39	1765,27	1,13
RT-TQ140-C75	2083,53	2376.75	0,88

A partir da análise dos resultados apresentados pela Tabela 7.3, pode-se verificar que, utilizando-se a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), suprimindo-se os coeficientes γ_i encontram-se valores bastante seguros do ponto de vista dimensional, exceto no caso do concreto de preenchimento de 74,785MPa, onde a relação foi abaixo da segurança. Entretanto o EUROCODE 4 não contempla em seus limites de aplicabilidade à resistência a compressão do concreto de 74,78MPa.

Outra possível explicação para à grande discrepância, contra a segurança, obtida entre os valores dos pilares com concreto de preenchimento com resistência de 74,78MPa e o cálculo teórico pelo EUROCODE4 (prEN 1994-1-1:2003), pode ser experimental.

Devido ao tamanho da amostra e a elevada carga de ruptura, fomos obrigados a utilizar uma célula de carga feita “artesanalmente” em nosso laboratório, deixando de lado a célula de carga com credibilidade já conhecida.

O modo de ruptura típico dessas amostras da série RT é por instabilidade global, como pode ser evidenciado pelas Figuras 7.2, 7.3, 7.4 e 7.5.

Figura 7.2 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C30-1 por instabilidade global.

Figura 7.3 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C30-2 por instabilidade global.

Figura 7.4 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C75-1 por instabilidade global.

Figura 7.5 – Ruptura do pilar RT-TQ140-C75-2 por instabilidade global.

Para obtermos os deslocamentos axiais do núcleo dos pilares foram utilizados dois relógios comparadores posicionados sobre o topo dos pilares.

Como esses relógios ficaram posicionados distantes da amostra, aproximadamente à 10cm, os deslocamentos axiais foram obtidos por meio de interpolação linear entre os valores de deslocamentos registrados ao longo do ensaio. Os resultados são apresentados nas Figuras 7.6, 7.7, 7.8, 7.9 e 7.10.

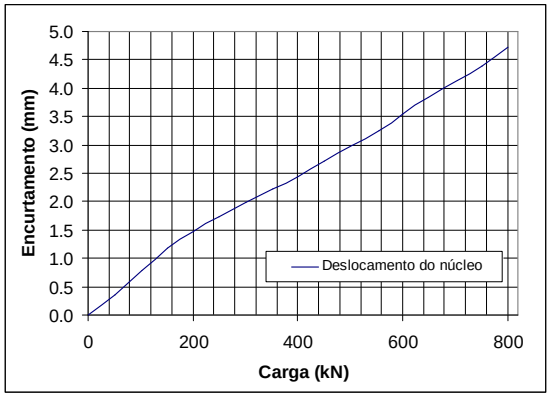


Figura 7.6 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C00-1

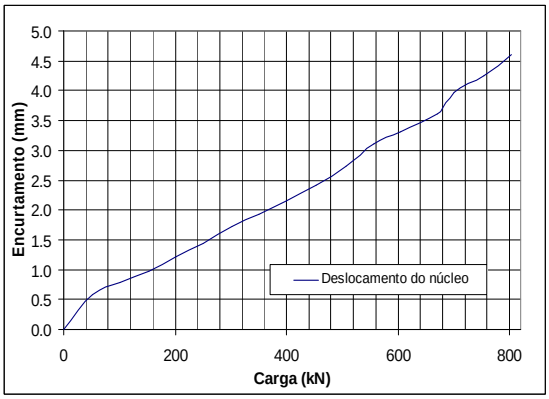


Figura 7.7 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C00-2

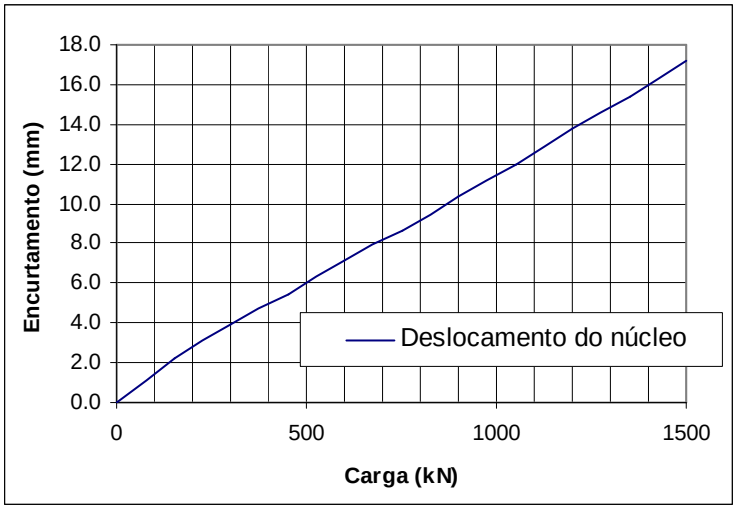


Figura 7.8 – Deslocamento axial – do pilar RT-TQ140-C30-2

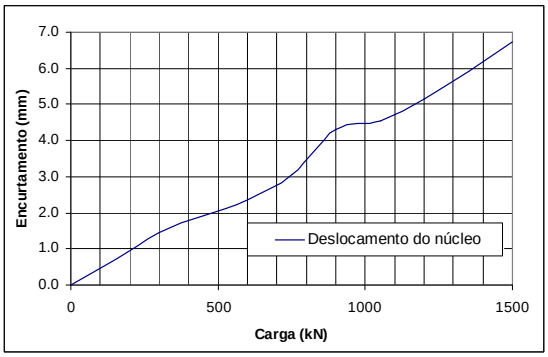


Figura 7.9 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C75-1

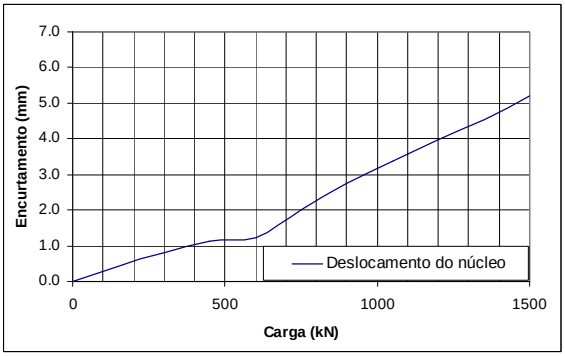


Figura 7.10 – Deslocamento axial do pilar RT-TQ140-C75-2

A partir dos resultados apresentados para deslocamento axial pode-se verificar que, as amostras apresentaram encurtamentos axiais bastante próximos, exceto a amostra RT-TQ140-C30-2 que, apresentou encurtamento axial três vezes superior às demais amostras ensaiadas.

Este fato pode indicar que devido a esse pilar ter sido comprimido de baixo para cima e os relógios posicionados em sua base, também foram acusadas nas leituras a flecha sofrida pela viga do pórtico de reação.

As leituras dos extensômetros elétricos indicaram deformações praticamente lineares em todas as amostras ensaiadas até o ponto de ruptura, indicado pela máxima carga aplicada. As Figuras 7.11, 7.12, 7.13, 7.14, 7.15 e 7.16, evidenciam esse comportamento dos pilares ensaiados.

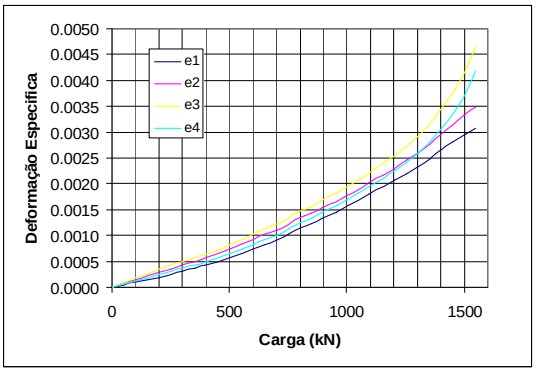


Figura 7.11 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C00-1

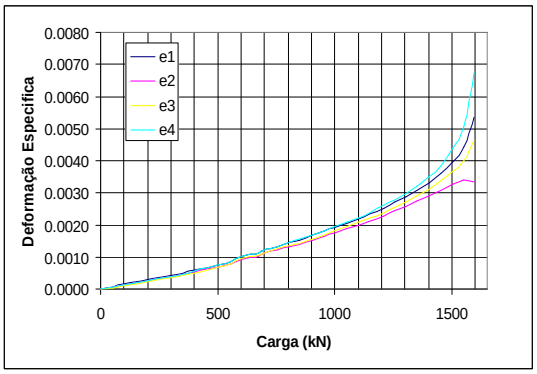


Figura 7.12 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C00-2

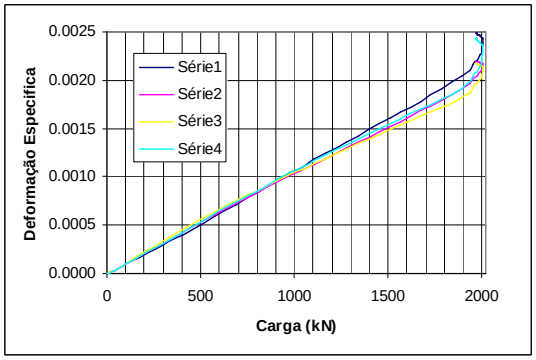


Figura 7.13 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C30-1

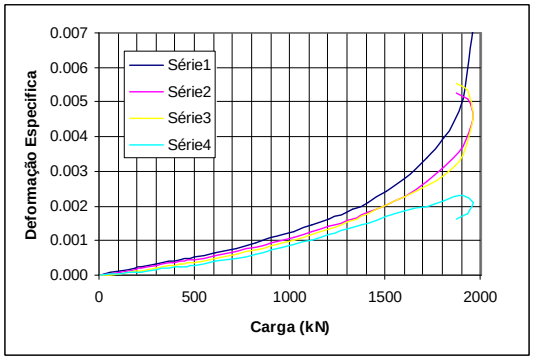


Figura 7.14 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C30-2

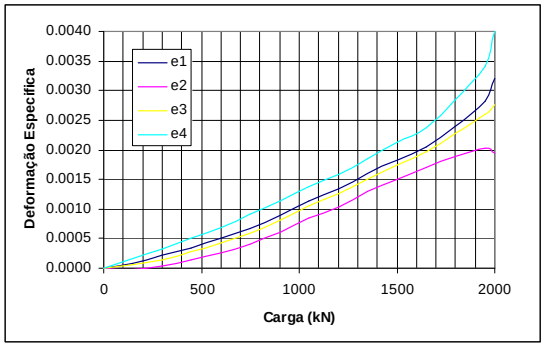


Figura 7.15 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C75-1

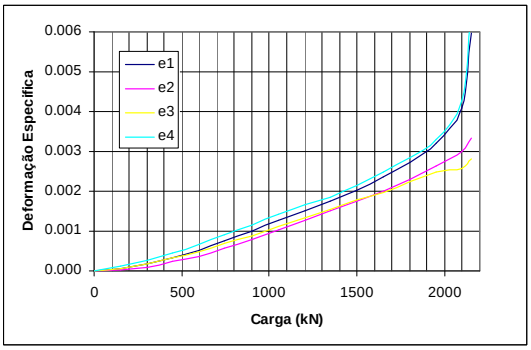


Figura 7.16 – Deformação específica do pilar RT-TQ140-C75-2

Conforme os resultados de deformação específica, pode-se verificar que todas as amostras apresentaram, no intervalo de 0,005 a 0,002, ou seja, de 5‰ a 2‰.

7.3 Ensaios em Situação de Incêndio

Com base nos resultados obtidos nos ensaios a temperatura ambiente foram determinadas as cargas solicitantes em situação de incêndio, utilizando-se os níveis de carga de 30, 50 e 70% das cargas últimas registradas a temperatura ambiente. Os resultados obtidos experimentalmente são apresentados na Tabela 7.4.

Abordaremos também os motivos do descarte de algumas amostras, marcadas na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Resultados Obtidos – Série FC

Amostras	Carga (kN)	Data	Resistência ao fogo (min)		Tipo de ruptura
			amostra	Média	
FC-TQ140-C00-30-1	471,57	29/4/2008	16,5	16,5	Local
FC-TQ140-C00-50-1	785,95	29/4/2008	13,5	14,1	Local
FC-TQ140-C00-50-2		29/4/2008	14,6		Global
FC-TQ140-C00-70-1	1100,33	24/4/2008	11,9	12,4	Global
FC-TQ140-C00-70-2		24/4/2008	-----		-----
FC-TQ140-C00-70-3		29/4/2008	12,8		Global
FC-TQ140-C30-30-1	600,12	23/6/2008	41,3	43,4	Global
FC-TQ140-C30-30-2		23/6/2008	45,5		Global
FC-TQ140-C30-50-1	1000,19	20/6/2008	35,9	36,5	Global
FC-TQ140-C30-50-2		23/6/2008	37,1		Global
FC-TQ140-C30-70-1	1400,27	19/6/2008	-----	24,7	-----
FC-TQ140-C30-70-2		20/6/2008	24,7		Global
FC-TQ140-C75-30-1	625,06	6/6/2008	-----	39,3	-----
FC-TQ140-C75-30-2		11/6/2008	39,3		Local
FC-TQ140-C75-50-1	1041,76	10/6/2008	29,3	26,8	Global
FC-TQ140-C75-50-2		10/6/2008	24,2		Local
FC-TQ140-C75-70-1	1458,47	10/6/2008	21,6	24,1	Global
FC-TQ140-C75-70-2		10/6/2008	26,5		Global

Os pilares foram ensaiados, em situação de incêndio, conforme a metodologia proposta no capítulo 6. Cabe salientar que pela metodologia proposta, a verificação de temperaturas do forno é feita pela média de 4 termopares distantes 10cm da amostra.

As tolerâncias de temperaturas estabelecidas pela ISO 834-1 (1999) descritas no capítulo 6.5.5, foram respeitadas, conforme apresentado na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Desvio percentual na área da curva temperatura-tempo da ISO 834-1 (1999) para a área da curva temperatura-tempo do forno.

Pilares	Desvio percentual do forno (%)		
	para 10min	para 15min	para 20min
TQ140-C00-30-1	9,5	6,7	-
TQ140-C00-50-1	7,6	-	-
TQ140-C00-50-2	14,6	12,0	-
TQ140-C00-70-1	12,3	-	-
TQ140-C00-70-2	-	-	-
TQ140-C00-70-3	13,5	-	-
TQ140-C30-30-1	15,0	12,3	9,9
TQ140-C30-30-2	9,9	10,9	10,0
TQ140-C30-50-1	11,9	12,3	10,1
TQ140-C30-50-2	13,7	12,2	9,8
TQ140-C30-70-1	23,12	24,12	-
TQ140-C30-70-2	13,9	12,5	10,2
TQ140-C75-30-1	-	-	-
TQ140-C75-30-2	4,2	3,3	3,1
TQ140-C75-50-1	8,2	6,3	5,2
TQ140-C75-50-2	0,2	1,1	1,2
TQ140-C75-70-1	3,0	1,5	0,5
TQ140-C75-70-2	2,2	1,4	0,3
Limites (%)	15	12,5	10

Todos os pilares ensaiados tiveram como critério de ruptura a brusca queda de carga, quando aplicada à máxima velocidade no cilindro hidráulico. Os outros critérios descritos no capítulo 6 foram avaliados e esses não ficaram caracterizados em nenhum dos ensaios.

Analisamos os resultados dos ensaios em situação de incêndio um a um, e posteriormente fazemos uma análise em conjunto.

7.3.1 Pilar – FC-TQ140-C00-30-1

O pilar foi carregado axialmente com 471,57kN (30% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 16,5 minutos de ensaio por instabilidade local do perfil de aço, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.17 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.18 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

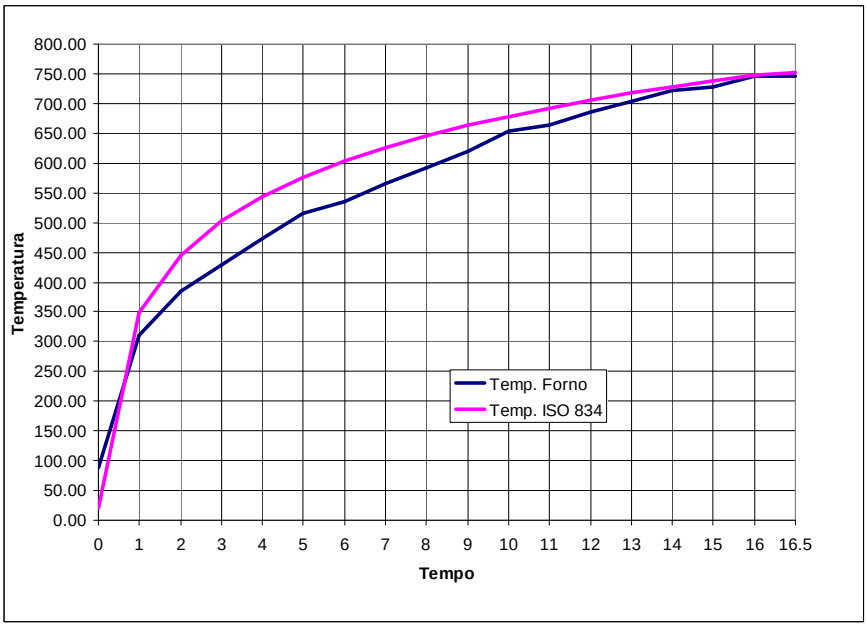


Figura 7.17 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-30-1

Figura 7.18 – Ruptura por instabilidade local do perfil de aço do pilar FC-TQ140-C00-30-1

7.3.2 Pilar – FC-TQ140-C00-30-2

O pilar – FC-TQ140-C00-30-2 não foi ensaiado, pois devido a uma grande discrepância nos resultados dos pilares FC-TQ140-C00-70-1 e FC-TQ140-C00-70-2, optou-se em fazer um terceiro ensaio sob o nível de carregamento de 70%, de forma a eliminar dúvida em relação aos resultados neste nível de carregamento.

7.3.3 Pilar – FC-TQ140-C00-50-1

O pilar foi carregado axialmente com 785,95kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 13,5 minutos de ensaio por instabilidade local do perfil de aço, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.19 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.20 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

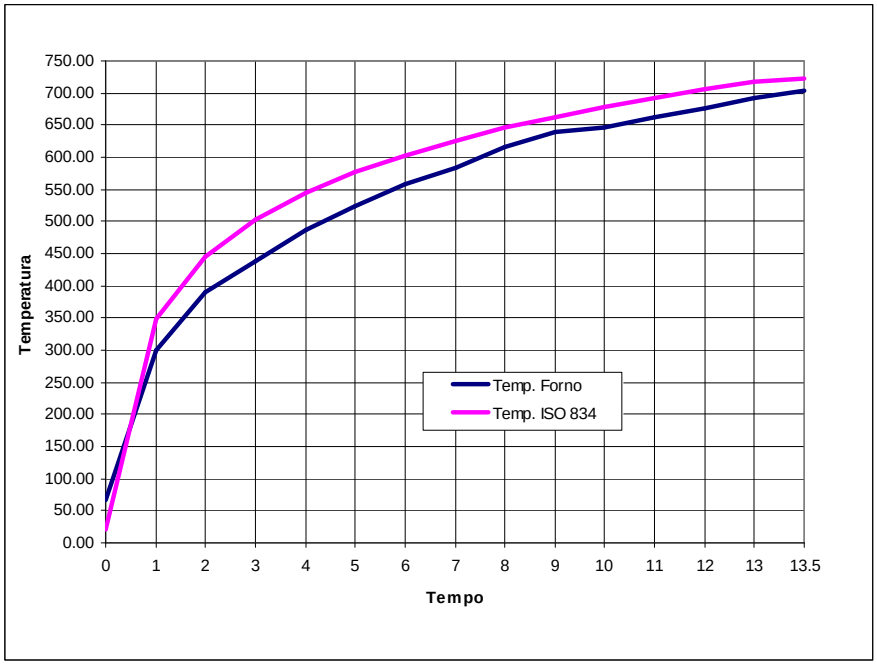


Figura 7.19 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-50-1

Figura 7.20 – Ruptura por instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C00-50-1

7.3.4 Pilar – FC-TQ140-C00-50-2

O pilar foi carregado axialmente com 785,95kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 14,6 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.21 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.22 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

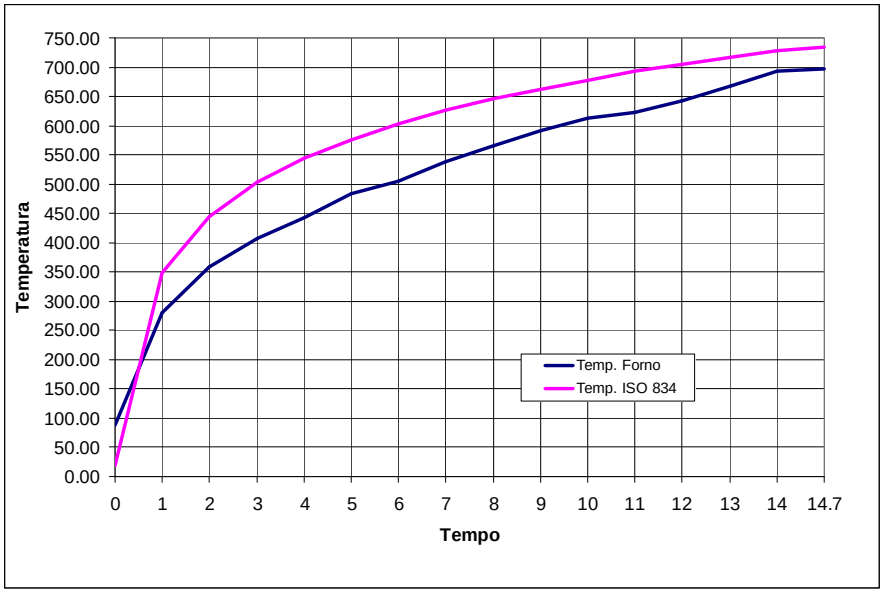


Figura 7.21 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-50-2

Figura 7.22 – Ruptura por instabilidade global
do pilar – FC-TQ140-C00-50-2

7.3.5 Pilar – FC-TQ140-C00-70-1

O pilar foi carregado axialmente com 1100,33kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 11,9 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.23 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.24 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

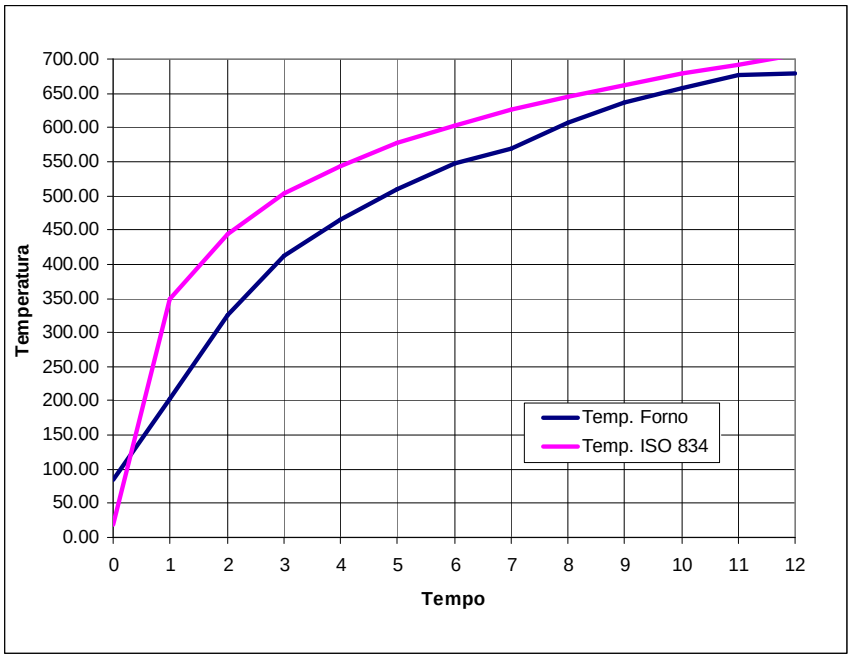


Figura 7.23 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-70-1

Figura 7.24 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C00-70-1

7.3.6 Pilar – FC-TQ140-C00-70-2

O pilar foi carregado axialmente com 1100,33kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. Entretanto o pilar rompeu por instabilidade global decorridos apenas 3,5 minutos de ensaio, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga.

Esse resultado foi descartado, pois após um terceiro ensaio com mesmo nível de carregamento (FC-TQ140-C00-70-3), constatou-se que esse valor de resistência ao fogo era discrepante.

7.3.7 Pilar – FC-TQ140-C00-70-3

O pilar foi carregado axialmente com 1100,33kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 12,8 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.25 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.26 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

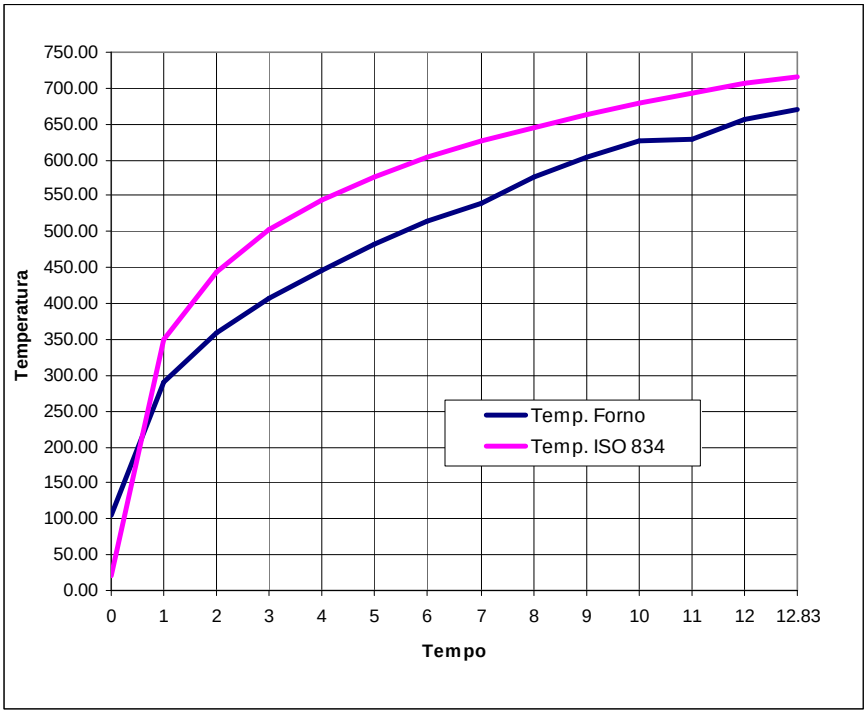


Figura 7.25 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C00-70-3

Figura 7.26 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C00-70-3

7.3.8 Pilar – FC-TQ140-C30-30-1

O pilar foi carregado axialmente com 600,12kN (30% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. O pilar teve ruptura após 41,3 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.27 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.28 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

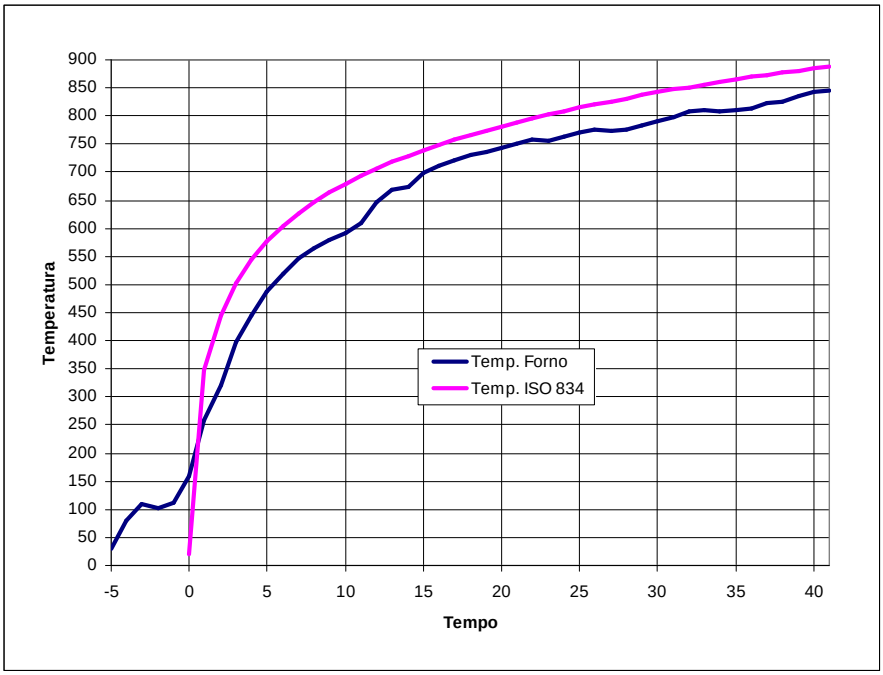


Figura 7.27 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-30-1

Figura 7.28 – Ruptura por instabilidade global
do pilar – FC-TQ140-C30-30-1

7.3.9 Pilar – FC-TQ140-C30-30-2

O pilar foi carregado axialmente com 600,12kN (30% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. O pilar teve ruptura após 45,5 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.29 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.30 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

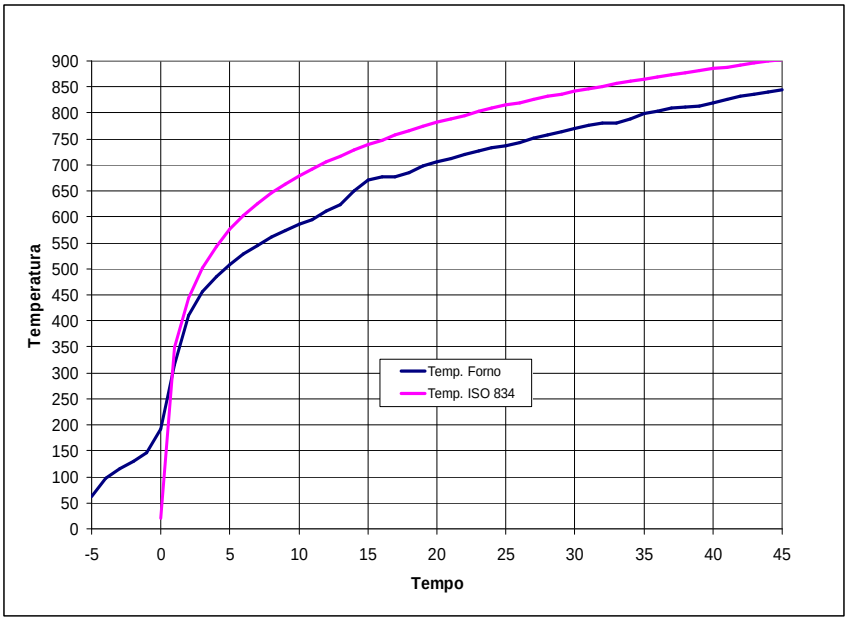


Figura 7.29 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-30-2

Figura 7.30 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-30-2

7.3.9 Pilar – FC-TQ140-C30-50-1

O pilar foi carregado axialmente com 1000,19kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. O pilar teve ruptura após 35,9 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.31 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.32 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

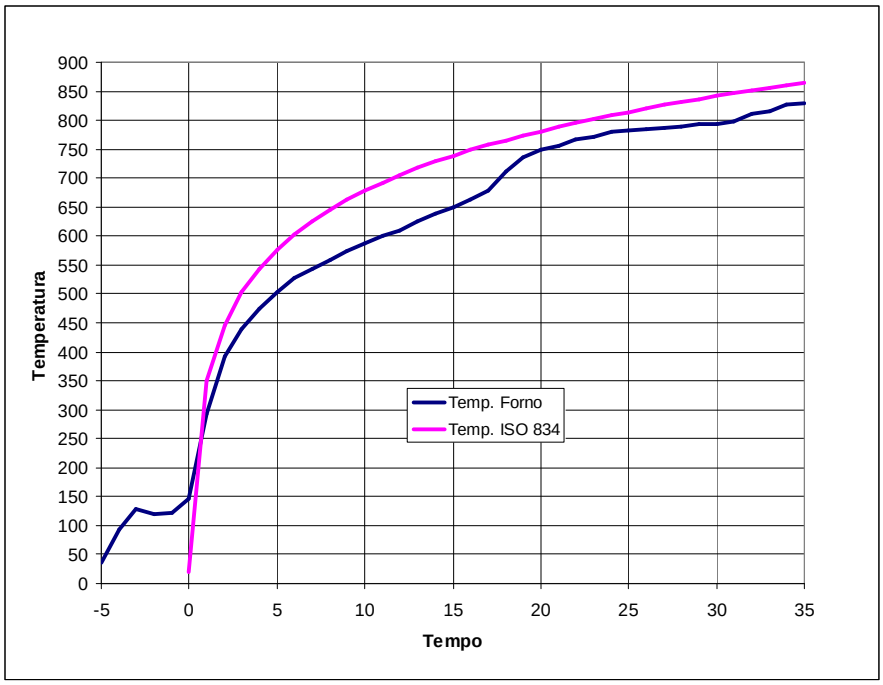


Figura 7.31 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-50-1

Figura 7.32 – Ruptura por instabilidade global
do pilar – FC-TQ140-C30-50-1

7.3.10 Pilar – FC-TQ140-C30-50-2

O pilar foi carregado axialmente com 1000,19kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. O pilar teve ruptura após 37,1 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.33 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.34 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

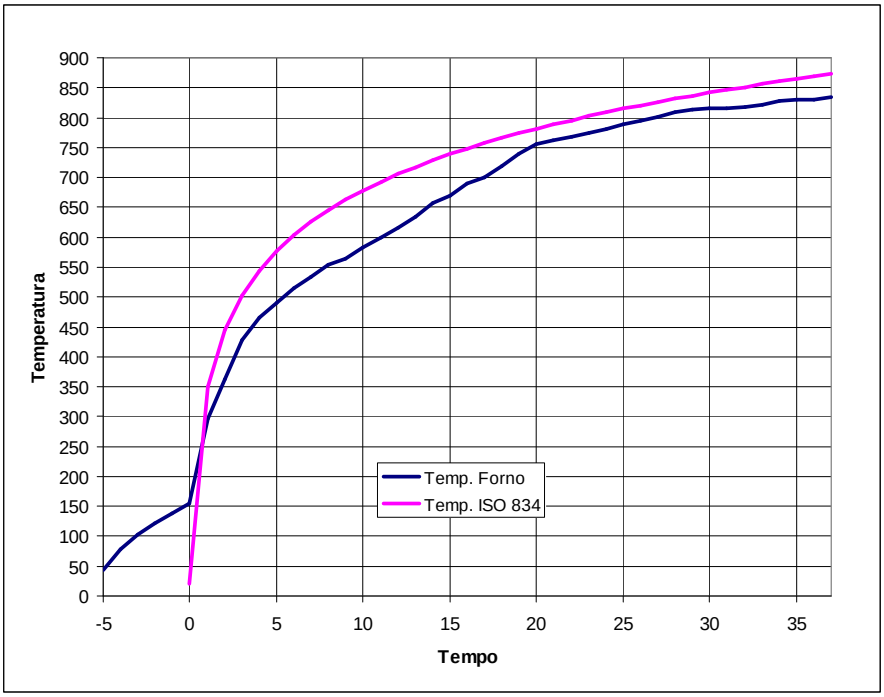


Figura 7.33 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-50-2

Figura 7.34 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-50-2

7.3.11 Pilar – FC-TQ140-C30-70-1

O pilar foi carregado axialmente com 1400,27kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. Entretanto o ensaio teve que ser descartado, pois durante o aquecimento o forno apresentou problemas e ultrapassou as tolerâncias de desvio percentual da temperatura estabelecida pela ISO 834-1 (1999).

7.3.12 Pilar – FC-TQ140-C30-70-2

O pilar foi carregado axialmente com 1400,27kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por 5 minutos. O pilar teve ruptura após 24,7 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.35 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.36 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

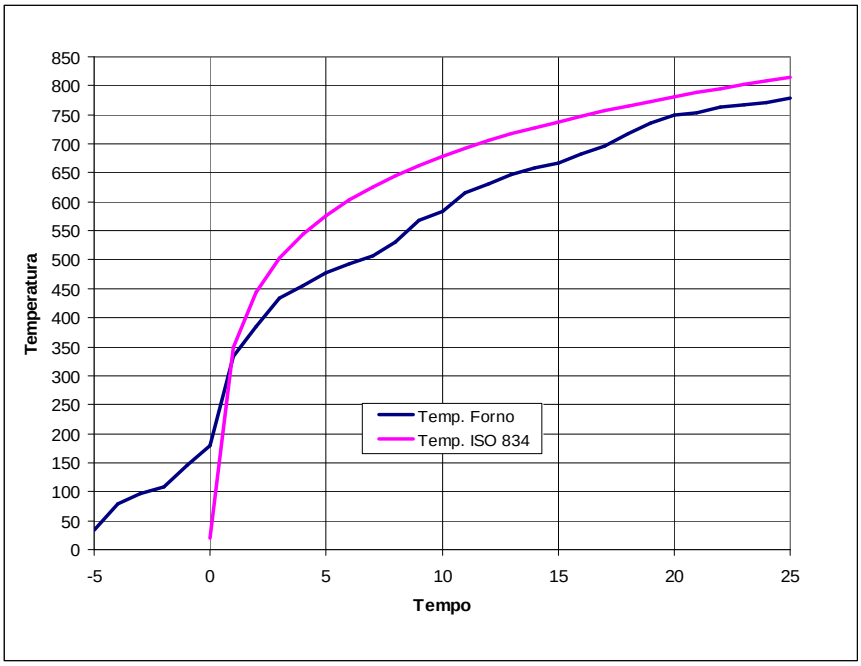


Figura 7.35 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C30-70-2

Figura 7.36 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C30-70-2

7.3.13 Pilar – FC-TQ140-C75-30-1

O pilar foi carregado axialmente com 625,06kN (30% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. Entretanto durante o aquecimento o forno apresentou problemas em 2 pares de resistência e não alcançou a temperatura necessária para ensaio, pois somente após 20 minutos foi atingida a temperatura de 500ºC. Sendo assim foi descartado o resultado desse pilar.

7.3.14 Pilar – FC-TQ140-C75-30-2

O pilar foi carregado axialmente com 625,06kN (30% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 39,3 minutos de ensaio por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.37 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.38 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

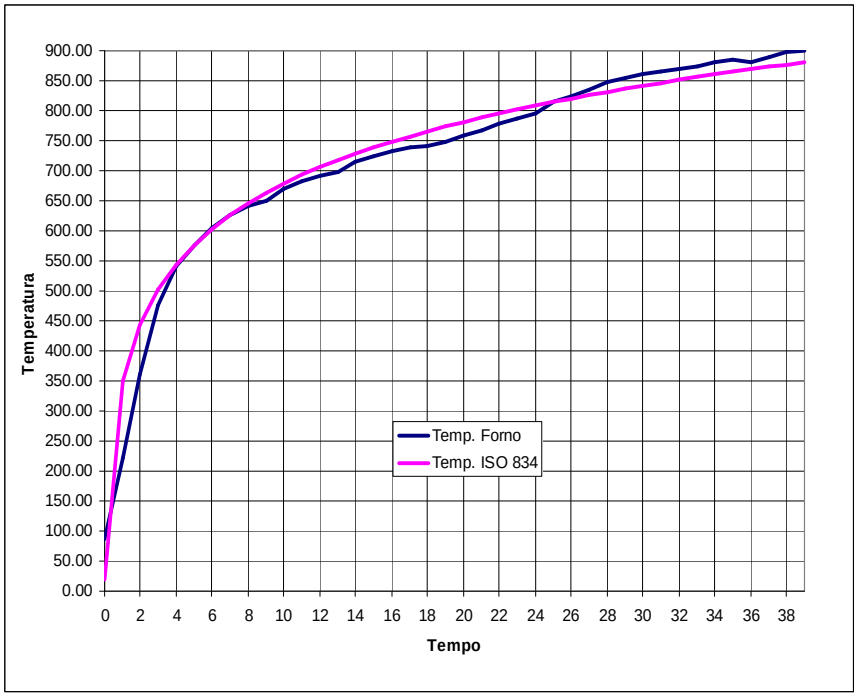


Figura 7.37 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-30-2

Figura 7.38 – Ruptura por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C75-30-2

7.3.15 Pilar – FC-TQ140-C75-50-1

O pilar foi carregado axialmente com 1041,76kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 29,3 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.39 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.40 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

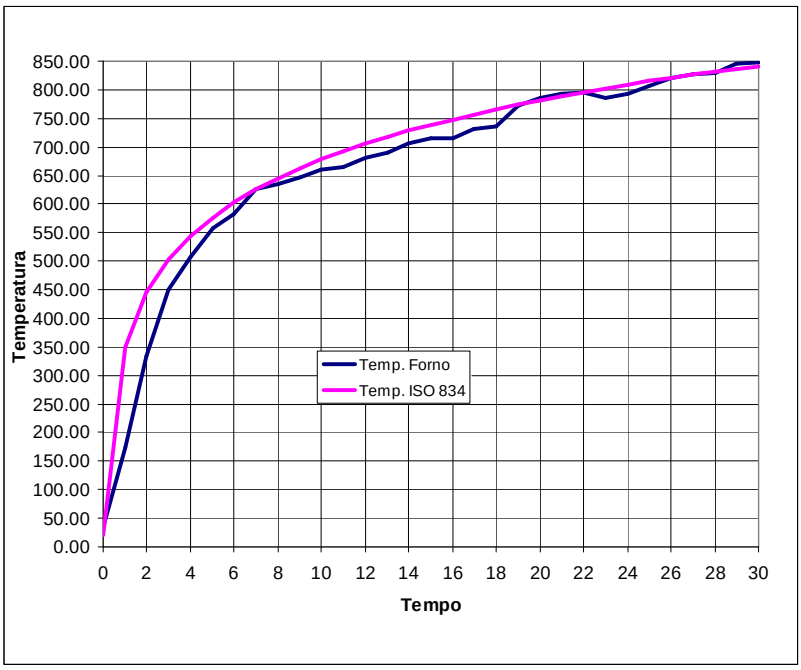


Figura 7.39 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-50-1

Figura 7.40 – Ruptura por instabilidade global
do pilar – FC-TQ140-C75-50-1

7.3.16 Pilar – FC-TQ140-C75-50-2

O pilar foi carregado axialmente com 1041,76kN (50% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 24,2 minutos de ensaio por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.41 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.42 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

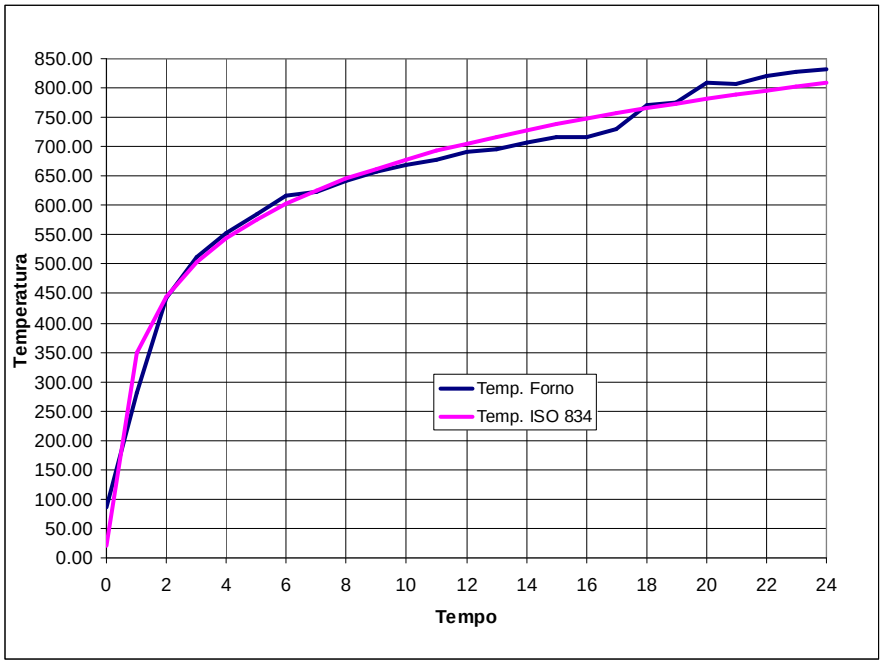


Figura 7.41 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-50-2

Figura 7.42 – – Ruptura por esmagamento do concreto e instabilidade local do perfil de aço do pilar – FC-TQ140-C75-50-2

7.3.17 Pilar – FC-TQ140-C75-70-1

O pilar foi carregado axialmente com 1458,47kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 21,6 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.43 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.44 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

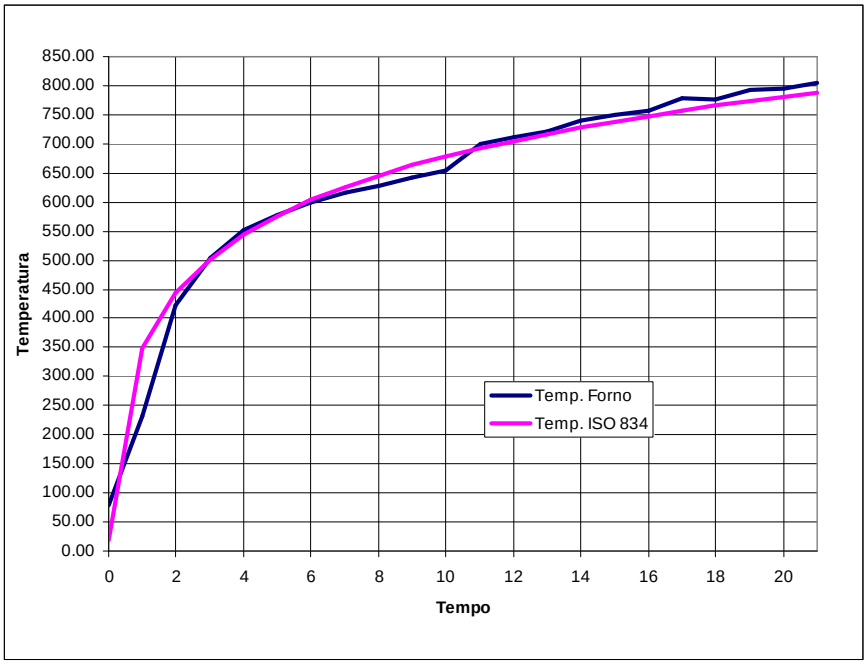


Figura 7.43 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-70-1

Figura 7.44 – Ruptura por instabilidade global
do pilar – FC-TQ140-C75-70-1

7.3.18 Pilar – FC-TQ140-C75-70-2

O pilar foi carregado axialmente com 1458,47kN (70% de sua carga última) e submetida ao incêndio-padrão. O pilar teve ruptura após 26,5 minutos de ensaio por instabilidade global, sendo sua ruptura caracterizada pela queda brusca de carga. Na Figura 7.45 é apresentada à curva tempo-temperatura de incêndio. Na Figura 7.46 é apresentado o aspecto final do pilar, após incêndio simulado.

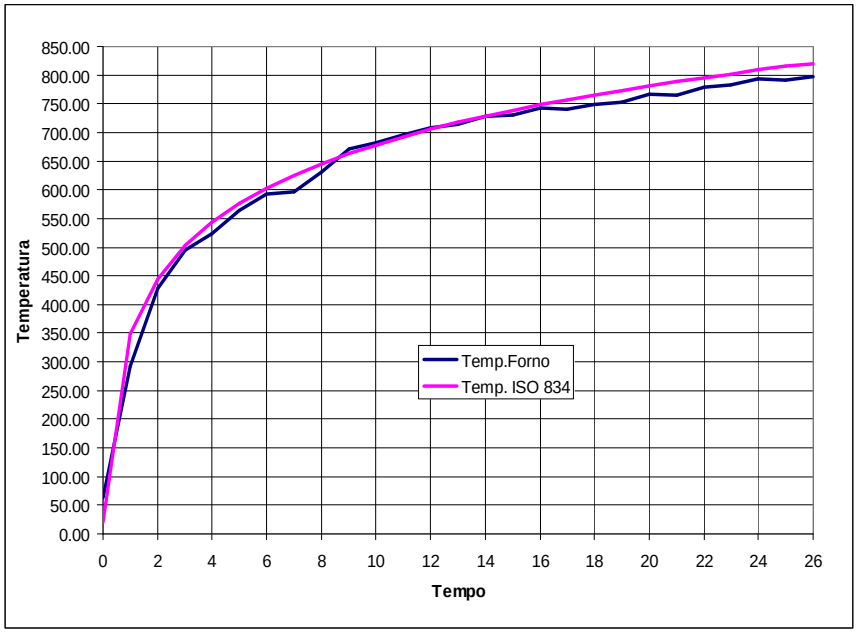


Figura 7.45 – Elevação de temperatura da média dos termopares à 10cm do pilar – FC-TQ140-C75-70-2

Figura 7.46 – Ruptura por instabilidade global do pilar – FC-TQ140-C75-70-2

7.4 Análise de Resultados

Analisando os resultados dos pilares apresentados, pode-se verificar como já se esperava a partir da literatura consultada, que há um declínio no tempo de resistência ao fogo com o aumento do nível de carregamento.

Verifica-se para o perfil de aço sem preenchimento, um declínio no tempo de resistência ao fogo de 14,85% para o aumento do nível de carregamento de 30% para 50% e de 12,10% quando do aumento de 50% para 70%. Quando aumentado de 30% para 70% o nível de carregamento, o declínio da resistência ao fogo é de 25,15%. A Figura 7.47 ilustra esse declínio.

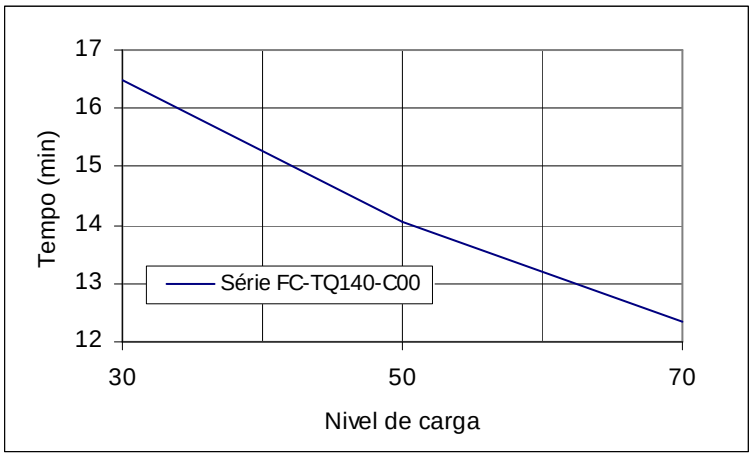


Figura 7.47 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção sem preenchimento.

Para o perfil de aço preenchido com concreto de 31,39MPa, o declínio no tempo de resistência ao fogo é de 15,90% para o aumento do nível de carregamento de 30% para 50% e de 32.33% quando do aumento de 50% para 70%. Quando aumentado de 30% para 70% o nível de carregamento, o declínio da resistência ao fogo é de 43.09%. A Figura 7.48 ilustra esse declínio.

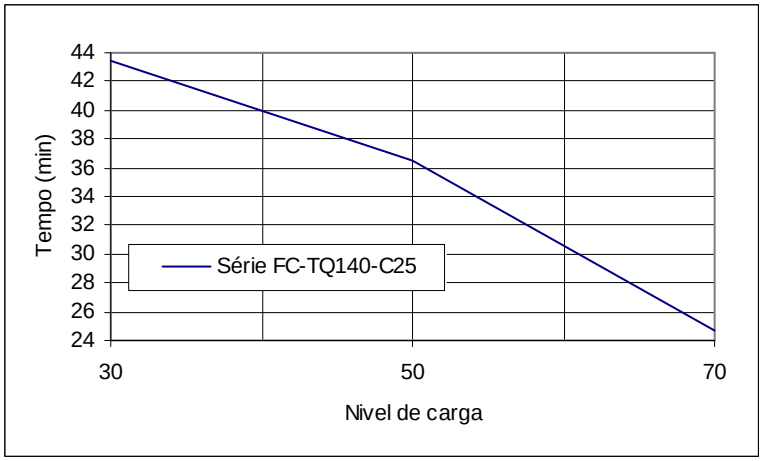


Figura 7.48 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção com preenchimento de 31,39MPa.

Já para o perfil de aço preenchido com concreto de 74,78MPa, o declínio no tempo de resistência ao fogo foi de 31,93% para o aumento do nível de carregamento de 30% para 50% e de 10,09% quando do aumento de 50% para 70%. Quando aumentado de 30% para 70% o nível de carregamento, o declínio da resistência ao fogo é de 38,80%. A Figura 7.49 ilustra esse declínio.

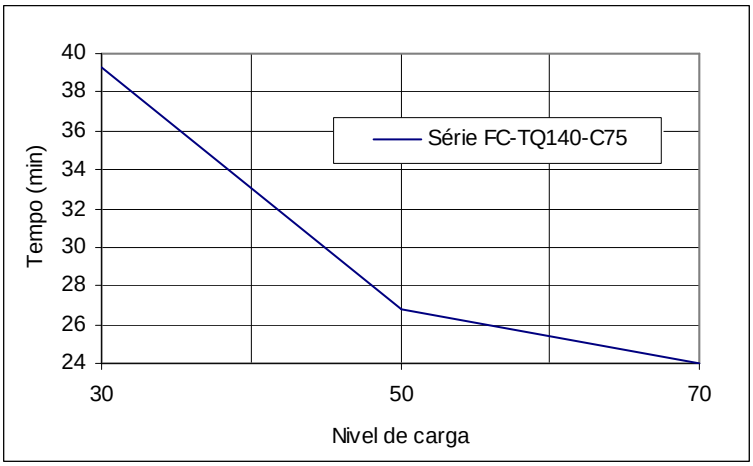


Figura 7.49 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Seção com preenchimento de 74,78MPa.

Isso prova que o nível de carregamento é uma variável de grande importância no dimensionamento na segurança contra incêndio.

Analisando-se outra variável em estudo, a resistência à compressão do concreto de preenchimento, pode-se observar que o preenchimento do perfil de aço com concreto melhora consideravelmente o tempo de resistência ao fogo.

Para os pilares carregados com 30% de sua carga última o acréscimo no tempo de resistência ao fogo é de 163,03% quando compara-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 31,39MPa e de 138,18% comparando-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 74,78MPa. Entretanto comparando os dois preenchidos, há um declínio da resistência ao fogo de 9,45% com o aumento da resistência. A Figura 7.50 ilustra essa variação.

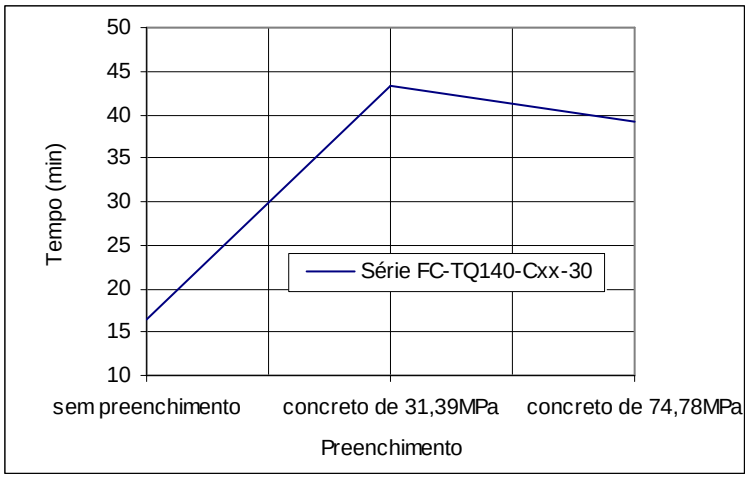


Figura 7.50 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 30%.

Já para os pilares carregados com 50% de sua carga última, o acréscimo no tempo de resistência ao fogo é de 159,79% quando compara-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 31,39MPa e de 90,39% comparando-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 74,78MPa. Comparando os dois preenchidos, há um declínio da resistência ao fogo de 26,71% com o aumento da resistência. A Figura 7.51 ilustra essa variação.

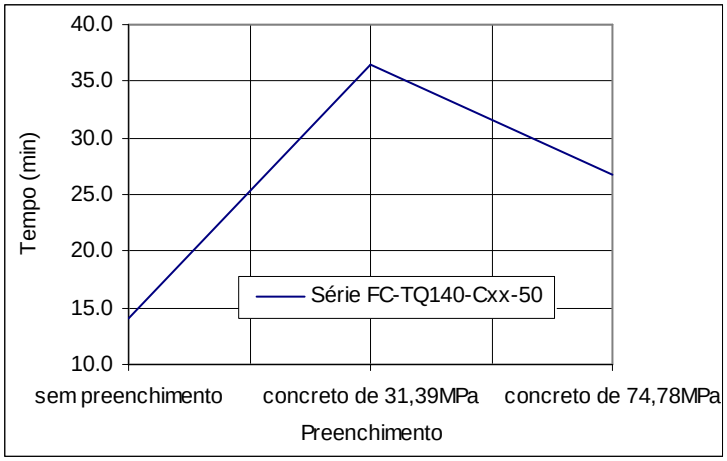


Figura 7.51 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 50%.

Nos pilares carregado com 70% de sua carga última, o acréscimo no tempo de resistência ao fogo, quando compara-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 31,39MPa é de 100,0% e de 94,74% comparando-se pilares vazios com preenchidos com concreto de resistência de 74,78MPa. Quando comparados os dois preenchimentos, há um declínio da resistência ao fogo de 2,63% com o aumento da resistência. A Figura 7.52 ilustra essa variação.

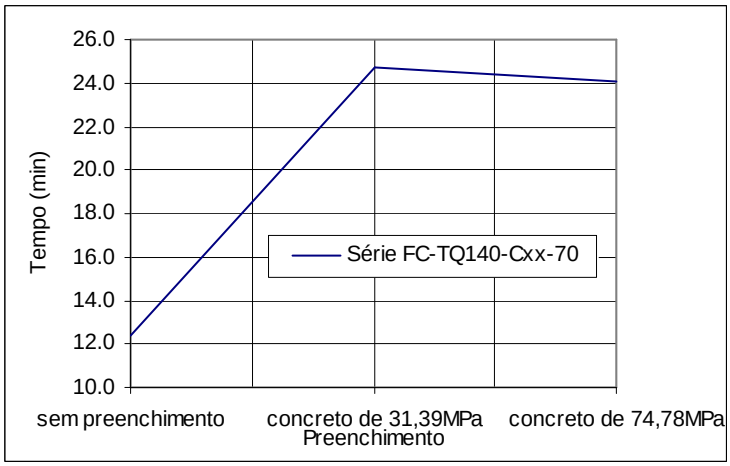


Figura 7.52 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento – Nível de carga de 70%.

O preenchimento melhorou consideravelmente o tempo de resistência ao fogo dos pilares, na maioria dos casos mais do que dobrando esse tempo de resistência. Porem, essa melhora não foi proporcional à resistência do concreto.

Nos ensaios realizados, ao contrário da literatura, uma maior resistência do concreto resultou em um menor tempo de resistência ao fogo. Isso pode ser explicado pelo menor desempenho do forno utilizado nos pilares com concreto de resistência usual, gerando um aquecimento mais lento que proporcionou um maior tempo de resistência ao fogo.

A Figura 7.53 ilustra um panorama global do comparativo entre as duas variáveis em estudo.

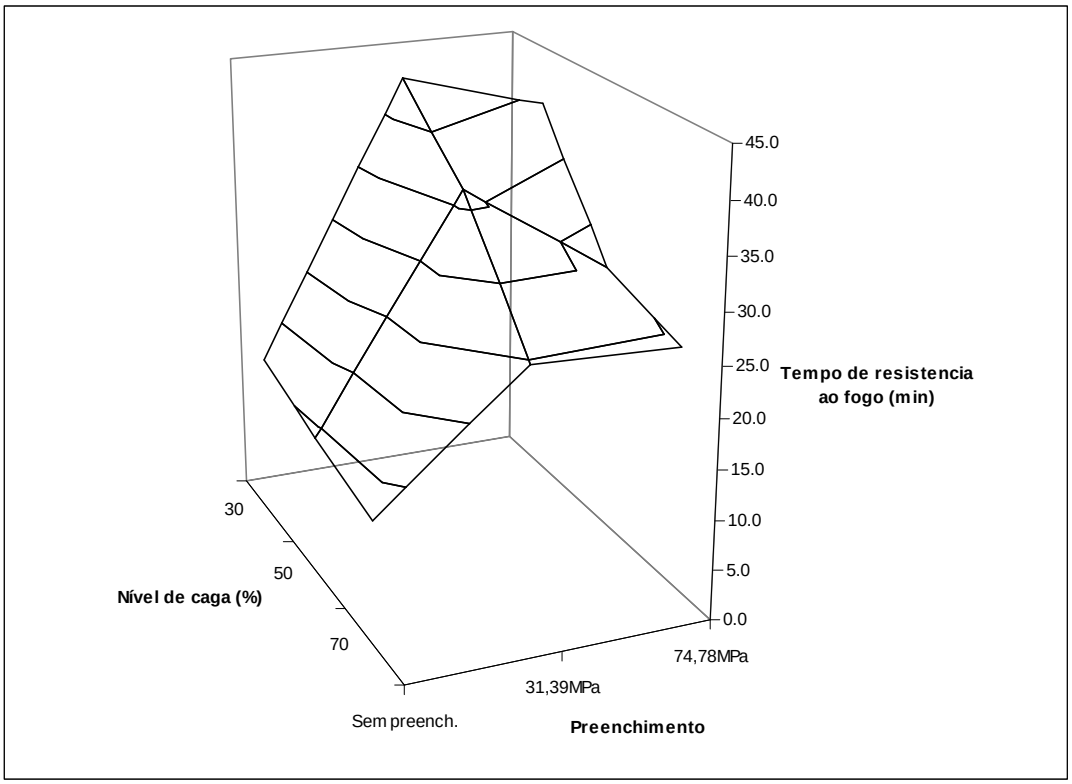


Figura 7.53 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função do preenchimento e do nível de carga.

O comportamento dos pilares mistos em situação de incêndio, realizados neste trabalho, pôde ser generalizado da seguinte maneira:

- No início do ensaio, verifica-se uma expansão do pilar misto, percebida nos relógios comparadores automáticos e na célula de carga que para a mesma pressão do cilindro hidráulico, registra gradativamente cargas mais altas. Para esta carga não interferir nos resultados, ela foi sendo aliviada e mantida constante durante todo o ensaio;
- A partir de certo ponto do ensaio, o pilar pára de expandir, pois a carga mantém-se constante, sem necessidade de alteração da pressão aplicada pelo cilindro hidráulico;
- Em determinado instante, a carga começa a declinar, para isso aumenta-se a pressão no cilindro até que a carga decline rapidamente, caracterizando, a ruptura da amostra.

Esse comportamento pode ser associado aos deslocamentos axiais obtidos para os pilares, assim como os descritos por Lie & Chabot (1992).

7.4.1. Análise Comparativa

Para a realização da análise comparativa dos resultados experimentais aos resultados obtidos pelo EUROCODE foram utilizadas as temperaturas fornecidas pela análise numérica por meio do *software* SuperTempCalc – STC, para o instante final de cada ensaio. Os índices de redução das propriedades do aço e do concreto foram obtidos, em função da temperatura, a partir dos dados descritos no Capítulo 3 deste trabalho.

Os resultados da análise numérica, os campos de temperatura dos pilares, no instante final de cada ensaio, encontram-se no Anexo 3 deste trabalho.

7.4.1.1 Análise Comparativa dos pilares sem preenchimento

Os resultados obtidos experimentalmente, para seções sem preenchimento, foram comparados aos valores obtidos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2003) igualando-se os coeficientes de segurança γ_i a 1,0. Para tanto, foram utilizadas as temperaturas máximas dos perfis de aço obtidos por análise numérica. Os resultados obtidos nessa comparação são apresentados na Tabela 7.6.

Tabela 7.6 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 3 1-2

Amostra	Tempo (min)	Carga Ensaio (kN)	Carga EC3 1-2 (kN)	$\frac{N_{R\ Exp}}{N_{R\ EUROCODE}}$
FC-TQ140-C00-30-1	16,5	471,57	464,76	1,01
FC-TQ140-C00-50-1	13,5	785,95	767,60	1,02
FC-TQ140-C00-50-2	14,6	785,95	859,58	0,91
FC-TQ140-C00-70-1	10,9	1100,33	1111,48	0,99
FC-TQ140-C00-70-3	12,8	1100,33	1138,80	0,97

Ao analisar os resultados obtidos utilizando-se o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2003) verifica-se que, adotando as reduções de resistência e de módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura do perfil, os resultados são muito próximos aos experimentais, exceto pelo pilar FC-TQ140-C00-50-2 que apresentou uma grande variação desfavorável a segurança, entretanto seu par FC-TQ140-C00-50-1 apresentou resultados muito satisfatórios.

Uma possível explicação para o ocorrido com os pilares com nível de carregamento de 50% pode ser a grande variação nas temperaturas, para tempos menores que 30 minutos. Durante o aquecimento, chega-se a registrar diferenças de temperaturas maiores que 100ºC em intervalos de tempo de apenas 1 minuto.

Uma outra razão para essa diferença pode estar no fato de, nenhuma das amostras ensaiadas, terem atingido o tempo mínimo de resistência ao fogo, adotado pela norma européia e, também pela ABNT NBR 14432:2000, 30 minutos. A formulação normatizada pode estar adequada para valores de TRRF maiores que os obtidos, experimentalmente.

7.4.1.2 Análise Comparativa dos pilares mistos

Os resultados obtidos experimentalmente, para os pilares mistos, foram comparados aos valores obtidos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) igualando-se os coeficientes de segurança γ_i a 1,0. Para utilizar o formulário do EUROCODE foram necessárias as temperaturas nos pilas, determinada por analise numérica. Os resultados obtidos nessa comparação são apresentados na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 4 1-2

Amostra	Tempo (min)	Carga Ensaio (kN)	Carga EC4 1-2 (kN)	$\frac{N_{R\,Exp}}{N_{R\,EUROCODE}}$
FC-TQ140-C30-30-1	41,3	600,12	386,56	1,55
FC-TQ140-C30-30-2	45,5	600,12	284,75	2,10
FC-TQ140-C30-50-1	35,9	1000,19	975,99	1,02
FC-TQ140-C30-50-2	37,1	1000,19	946,79	1,05
FC-TQ140-C30-70-2	24,7	1400,27	1212,83	1,15
FC-TQ140-C75-30-2	39,3	625,06	329,03	1,89
FC-TQ140-C75-50-1	29,3	1041,76	425,75	2,44
FC-TQ140-C75-50-2	24,2	1041,76	523,09	1,99
FC-TQ140-C75-70-1	21,6	1458,47	875,14	1,66
FC-TQ140-C75-70-2	26,5	1458,47	599,65	2,43

Analisando-se os resultados obtidos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) verifica-se que, ao adotarmos as reduções de resistência e de módulo de deformação longitudinal do aço e do concreto, em função da temperatura da seção, os resultados para seções preenchidas com concreto estão a favor da segurança contra fogo das estruturas.

Nota-se que nos pilares com concreto de resistência a compressão de 31,34MPa sob o menor nível de carregamento, 30%, a segurança é muito maior que para outros níveis.

Já para os pilares com concreto de resistência a compressão de 74,78MPa há uma grande margem de segurança. Talvez esse acontecimento seja explicado pelo fato de a norma não contemplar em seu intervalo de validade o preenchimento com

concreto de resistência a compressão de 74,78MPa. O limite de aplicabilidade do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) é de 50MPa.

Foi realizada uma outra análise comparativa, a fim de comparar os tempos de resistência ao fogo obtidos experimentalmente, a tempos teóricos baseados em formulação proposta pelo pesquisador Kodur (1999) e também por meio de um *software*, desenvolvido pelo CIDECT, denominado PotFire.

Para a obtenção do tempo teórico de resistência ao fogo pelo método proposto por Kodur (1999) utilizou-se a Eq. 5.14, com o fator f= 0,06.

Os resultados obtidos por essas análises comparativas são apresentados nas Tabelas 7.8 e 7.9.

Tabela 7.8 – Comparação de resultados: Experimental x Kodur (1999)

Pilares	Carga Ensaio (kN)	Tempo (min)	Tempo Kodur (min)	T_{exp}/T_{Kodur}
TQ140-C30-30-1	600,12	41,3	21,78	1,90
TQ140-C30-30-2	600,12	45,5	21,78	2,09
TQ140-C30-50-1	1000,19	35,9	16,87	2,13
TQ140-C30-50-2	1000,19	37,1	16,87	2,20
TQ140-C30-70-2	1400,27	24,7	14,26	1,73
TQ140-C75-30-2	625,06	39,3	52,75	0,75
TQ140-C75-50-1	1041,76	29,3	40,86	0,72
TQ140-C75-50-2	1041,76	24,2	40,86	0,59
TQ140-C75-70-1	1458,47	21,6	34,53	0,63
TQ140-C75-70-2	1458,47	26,5	34,53	0,77

Ao analisar os resultados obtidos verifica-se que, a formulação proposta por Kodur (1999) é bastante desfavorável à segurança das estruturas para concreto de resistência a compressão de 74,78MPa, resultando em tempos superiores aos tempos obtidos experimentalmente. Cabe salientar que as equações propostas não contemplam essa resistência à compressão do concreto.

Já para os pilares com concretos de resistência a compressão de 31,34MPa a formulação foi muito favorável a segurança, entretanto essa grande segurança é

proporcionada por maiores tempos obtidos experimentalmente devido a uma menor eficiência do forno nesses ensaios.

Tabela 7.9 – Comparação de resultados: Experimental x PotFire

Pilares	Carga Ensaio (kN)	Tempo (min)	Tempo PotFire (min)	$T_{exp}/T_{PotFire}$
TQ140-C30-30-1	600,12	41,3	29,00	1,42
TQ140-C30-30-2	600,12	45,5	29,00	1,57
TQ140-C30-50-1	1000,19	35,9	22,00	1,63
TQ140-C30-50-2	1000,19	37,1	22,00	1,69
TQ140-C30-70-2	1400,27	24,7	15,00	1,65
TQ140-C75-30-2	625,06	39,3	36,00	1,09
TQ140-C75-50-1	1041,76	29,3	28,00	1,05
TQ140-C75-50-2	1041,76	24,2	28,00	0,86
TQ140-C75-70-1	1458,47	21,6	22,00	0,98
TQ140-C75-70-2	1458,47	26,5	22,00	1,20

Os resultados obtidos pela simulação pelo *software* PotFire revelam-se, favoráveis à segurança, quando da utilização de pilares preenchidos com concreto de resistência a compressão de 31,34MPa.

Para os pilares preenchidos com concreto de resistência a compressão de 74,78MPa, os resultados obtidos pelo *software*, aproximam-se bastante dos resultados experimentais, exceto pelo pilar TQ140-C75-50-2 que teve resultado desfavorável a segurança. Porem essa resistência à compressão não encontra-se nos limites de validade da formulação do *software*.

Algumas soluções para obter tempos de resistência ao fogo superiores, seriam a imposição de níveis de carregamento mais baixos, a escolha de seções maiores, ou ainda, a aplicação de revestimentos contra-fogo na superfície do perfil de aço dos pilares.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1 Conclusão

Os pilares mistos de aço preenchido com concreto integram-se ao sistema estrutural formado por elementos mistos. Embora seu surgimento tenha sido casual, proveniente de uma variação na forma de proteção do perfil tubular contra a ação do fogo e da corrosão, várias são as vantagens responsáveis pela ampliação de sua utilização em diversos tipos de estruturas, principalmente edifícios altos.

Este trabalho abordou o comportamento de pilares mistos esbeltos de seção quadrada preenchidos, formados por perfis laminados, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio. Desenvolveu-se uma análise comparativa entre pilares de aço sem preenchimento e pilares mistos preenchidos com concretos de resistência usual e alta resistência.

Com o estudo realizado conclui-se que, em situação ambiente, o preenchimento de pilares de aço com concreto aumenta consideravelmente sua capacidade resistente, além de aumentar sua rigidez, motivo pelo qual a literatura indica grande utilização dos pilares mistos em países sujeitos à ação sísmica.

A análise comparativa realizada para os pilares de aço, preenchidos e não preenchidos em situação ambiente, com suas respectivas normas de dimensionamento, EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) e EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001), revelou uma aproximação bastante conveniente entre os resultados teóricos e experimentais. Exceto no caso de pilares preenchidos com concreto de alta resistência à compressão, 74,78MPa, onde o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) pareceu desfavorável à

segurança. Entretanto, a referida resistência à compressão do concreto encontra-se fora do limite de aplicabilidade da norma.

Desta forma, conclui-se que as normas de dimensionamento, em sua faixa de aplicabilidade, estão de acordo com o comportamento real dos pilares em situação ambiente. Tendo em vista a atual tendência em utilizar-se concretos com alta resistência, aconselha-se à norma ampliar seus limites de aplicabilidade.

O estudo da série de ensaios em situação de incêndio foi realizado a partir dos resultados obtidos à temperatura ambiente, constituindo-se em aplicar carregamentos axiais com valores de 30%, 50% e 70% da resistência última alcançada em situação ambiente. Os pilares foram submetidos ao carregamento em conjunto com um aquecimento, proposto pela curva-padrão ISO 834-1 (1999).

Os pilares ensaiados, preenchidos ou não, conforme já esperado, tiveram sua resistência ao fogo diminuída com o aumento nos níveis de carregamento.

Ao analisar-se o preenchimento dos pilares concluí-se que houve uma melhora significativa no tempo de resistência ao fogo em comparação com os pilares sem preenchimento.

Entretanto, nos ensaios realizados, essa melhora não foi proporcional à resistência do concreto, pelo contrário, uma maior resistência do concreto resultou em menores tempos de resistência ao fogo. Talvez este fato tenha ocorrido devido ao desempenho inferior do forno na série de pilares preenchidos com concreto de resistência usual (31,39MPa), proporcionando a esta série um maior tempo de resistência ao fogo.

Os resultados de ensaio dos pilares de aço em situação de incêndio foram comparados com os previstos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), mostrando com essa análise valores teóricos e experimentais muito próximos.

Já os resultados dos pilares mistos preenchidos com concreto em situação de incêndio, foram comparados com os previstos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). Obteve-se valores teóricos a favor da segurança, especialmente para os pilares preenchidos com concreto de alta resistência à compressão (74,78MPa).

Por fim, após complexo trabalho experimental e numérico, conclui-se que, apesar da redução da resistência ao fogo com o aumento do nível de carregamento, o preenchimento com concreto dos pilares formados por perfis tubulares de seção quadrada proporcionou uma melhora significativa na segurança contra incêndio das estruturas, o que pode levar a uma economia considerável na aplicação de materiais de revestimento contra fogo, geralmente, de elevado custo.

Cabe ressaltar neste trabalho os esforços da comunidade acadêmico-científica da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC-UNICAMP – em estudar o comportamento de pilares e colunas mistas de aço preenchidas com concreto sob temperatura ambiente e, também, em situação de incêndio, o que, certamente, será de grande valia no sentido de prover a comunidade técnico/científica nacional do desejado avanço científico nesta área de conhecimento.

8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Com a conclusão deste trabalho sobre pilares mistos preenchidos de seção quadrada e dos demais trabalhos sobre colunas mistas realizados em conjunto pela comunidade acadêmica de FEC-UNICAMP percebe-se, ainda, uma grande carência nesse assunto de proteção contra incêndio, cabendo a realização de outros trabalhos para complementá-los, subsidiando-se, assim, a comunidade técnico-científica para o projeto de pilares mistos de aço preenchidos com concreto.

Sugere-se assim realização de trabalhos abordando outras variáveis:

- Variar a esbeltez das amostras, mantendo-se a altura;
- Variar a espessura dos perfis de aço e avaliar suas conseqüências;

- Aplicação de carregamentos excêntricos;
- Aplicação de revestimentos contra fogo nos perfis de aço avaliando-se suas conseqüências;
- Aquecimento em um lado do pilar e avaliar suas conseqüências.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118**: Projeto e execução de obras em concreto armado***.* Rio de Janeiro, 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211 – **Agregado para concreto**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217: **Agregados: determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7251 – **Agregado em estado solto: determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: ***Ações e segurança nas estruturas - Procedimento***. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9776: **Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: **Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento**.Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14423: **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1999.

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

AZEVEDO M. S. **Determinação da temperatura em elementos de aço externos a edificações em situação de incêndio.** Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2005. 230p.

COSTA, C. N. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. NUTAU, 2002. 12p.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002. 241p.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência,** Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999. 148p

DE NARDIN, S, **Pilares Mistos Preenchidos – Estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar,** Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003. 340 p.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço – conceito, técnicas e linguagem.** Zigurate Editora. São Paulo, 2002. 200p.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. ENV 1994-1- 2: *Eurocode 4* - **Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design.** Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 0:* **Basis of structural design**. prEN 1990. Brussels, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 1***: Actions on structures – Part 1.1: General Actions – Densities, self-weight, imposed loads for building.** prEN 1991-1-1. Brussels, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 1:* **Actions on Structures – Part 1.2: General Actions – Actions on structures exposed to fire**. prEN 1991-1-2. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 2:* **Design of concrete structures – Part 1.1: General Rules and rules for buildings.** PrEN 1992-1-1**.** Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 2:* **Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design**. PrEN 1992-1-2. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 3:* **Design of steel structures – Part 1.1: General Structural Rules.** prEN 1993-1-1. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 3:* **Design of steel structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design.** prEN 1993-1- 2. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 4:* **Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General Rules and rules for buildings.** prEN 1994-1-1. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *EUROCODE 4***: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design***.* prEN 1994-1-2. Brussels, 2003.

FERNANDES, M. A. S. **Determinação de esforços resistentes em barras de aço sob incêndio natural compartimentado "one zone".** Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006. 165 p.

GOMIDE, K. A. **Colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP. Campinas, 2008. 247p.

HAN, L.; YANG, Y.; XU, L. **An experimental study and calculation on the Fire Resistance of concrete-filled SHS and RHS columns.** Journal of Constructional Steel Research 59 – Elsevier, 2003a. p. 427 – 452.

HAN, L.; ZHAO, X.; YANG, Y.; FENG, J. **Experimental study and calculation of Fire Resistance of Concrete-Filled Hollow Steel Columns***.* Journal of Structural Engineering 129 n.3 – ASCE, 2003b. p. 346 – 356.

HAN, L. H. at el. **Compressive and flexural behaviour of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire.** Journal of Constructional Steel Research p. 882 – 902, Dec. 2004.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. (ISO 834-1): **Fire resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements.** Switzerland, 1999.

KODUR, V. K. R. **Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns.** Journal of Constructional Steel Research 51 – Elsevier, 1999. p 21 – 36.

KODUR, V. K. R. & LATOUR, J. C. **Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with high-strength concrete.** Fire Research Program - Institute for Research in Construction - National Research Council Canada. July. 2005. 59p.

OLIVEIRA W. L. A. **Analise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular.** Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2008, 251 p.

QUEIROZ G. et al. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Editora O Lutador. Belo Horizonte, 2001. 336p.

RIGAZZO A. O. et al. **Dimensionamento de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio.** Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Campinas, Maio. 2006. p. 1401-1410

SÃO PAULO. **Decreto nº 46.076 de 31 de agosto de 2001. Institui o regulamento de segurança contra incêndio das edificações e área de risco para os fins da Lei nº 684, de 30 de setembro de 1975 e estabelece outras providências**. *Diário Oficial do Estado de São Paulo,* Poder Executivo, São Paulo, SP, 01 set. 2001. Seção I, p.111.

SÃO PAULO. **Separação entre Edificações (Isolamento de Risco).** Instrução Técnicado Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 07:04. São Paulo, 2004.

SÃO PAULO. **Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos elementos de Construção***.* Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 08:04. São Paulo, 2004.

SÃO PAULO. **Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical**.Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 09:04. São Paulo, 2004.

SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. *A* **Segurança contra incêndio no Brasil.** São Paulo: Projeto Editora, 2008. 496 p.

SHAMS, M. H. **Non-Linear Evaluation of Concrete-Filled Steel Tubular Columns.** Tese (doutorado) – New Jersey Instituto of New Jersey, 1997.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** Zigurate Editora. São Paulo, 2001. 256p.

TAO, Z.; HAN, L. **Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns**. Journal of Constructional Steel Research 62 – Elsevier, 2006. p. 631 – 646.

UY, B. **Concrete-filled fabricated steel box columns for multistorey buildings: behaviour and design**. Progress in Structural Engineering and Materials v. 1 – Construction Research Communications Limited, 1998. p. 150 – 158.

YIN, J. at el. **Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns**. Journal of Constructional Steel Research, Nov. 2005. p. 723 – 730.

ANEXOS

ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À OCUPAÇÃO

Tabela A.1 – Classificação das edificações quanto à ocupação.

Grupo	Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-l	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou sobradas, isolados ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casos de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial Varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio em geral, de grande e médio porte	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (“shopping centers")
D	Serviços Profissionais pessoais e técnicos	D-l	Locais paro prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que nã0 estejam induídos em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de aná1ises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
		D-2	Agências bancários	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnico, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educacional e cultura física	E.1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, Cursos supletivos e pré-universitários e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outros
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de arfes marciais, ginástico (artístico, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternais, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-l	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas paro excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferrovi6rias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cerâmicas.	Teatro em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de radio e televisão e outros

Grupo	Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
F	Locais de reunião pública	F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórios	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automot1vos	G-I	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharias (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadores em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, pronto-socorros, clinicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros
		H-4	Prédios e instalações vinculados os forças armadas, policias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacias distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio	locais onde a carga de incêndio não atinja 1200MJ/m^2. Vide NBR 14432
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	locais onde a cargo de incêndio ultrapassa a 1200MJ/m^2. Vide NBR 14432
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

Fonte: NBR 14432 (2000)

ANEXO B – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Tabela B.1 - TRRF - Tempos requeridos de resistência ao fogo (min).

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S_2 h_s>10m	Classe S_1 h_s≤10m	Classe P_1 h<6m	Classe P_2 6m<h<12m	Classe P_3 12m<h<23m	Classe P_4 23m<h<30m	Classe P_5 h>30m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60(30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de Hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial Varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60(30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-l a D.3	90	60 (30)	30	60(30)	60	90	120
E	Educacional e cultura físico	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60(30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G- 1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60(30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60(30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120.	90	60	60	90 (60)	120(90)	120

Fonte: NBR 14432 (2000)

Notas sobre a Tabela B.1

- Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500m^2 e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750m^2.
- O grupo, a ocupação/uso e a divisão estão discriminados na Tabela A.1
- O TRRF das vigas que não pertençam ao sistema responsável pela estabilidade estrutural da edificação não necessita ser maior do que 60min, exceto para edificações com altura superior a 45m, para as quais o TRRF não necessita ser maior do que 90min.
- O TRRF das lajes da edificação não necessita ser maior do que 90min, exceto para edificações com altura superior a 45m.
- Na mesma edificação, o TRRF do subsolo não pode ser tomado menor do que o dos pavimentos situados acima do solo.
- Os elementos estruturais podem ser construídos sem a resistência ao fogo exigida pela NBR 14432, desde que se demonstre que estejam livres da ação do incêndio. O elemento estrutural situado no exterior do edifício pode ser considerado livre da ação do incêndio quando o seu afastamento das aberturas existentes na fachada for suficiente para garantir que a elevação de temperatura a que será submetido não o conduzirá ao colapso. O elemento estrutural confinado está livre da ação do incêndio, desde que o confinamento tenha resistência ao fogo pelo menos igual à que seria exigida para o elemento.
- Todas as edificações devem possuir as saídas de emergência dimensionadas conforme a NBR 9077.

Segundo a NBR 14432, valem as seguintes definições:

- Edificação com subsolo é a edificação ou parte de edificação cujo piso tenha algum ponto situado a mais da metade da altura do pavimento abaixo do nível de descarga;
- Profundidade de piso em subsolo é a profundidade medida em relação ao nível de descarga da edificação;
- Nível de descarga é o nível no qual uma porta de saída conduz ao exterior do edifício;
- Piso é a superfície superior do elemento construtivo horizontal, sobre a qual haja previsão de estocagem de materiais ou à qual os usuários da edificação tenham acesso irrestrito;
- Área bruta de pavimento é a medida, em qualquer pavimento de uma edificação, do espaço compreendido pelo perímetro interno das paredes externas e das paredes corta-fogo, excluindo a área das antecâmaras e dos recintos fechados de escadas e rampas.
- Saída de emergência - caminho contínuo, devidamente protegido, proporcionado por portas, corredores, halls, passagens externas, balcões, vestíbulos, escadas, rampas ou outros dispositivos de saída ou combinações desses, a ser percorrido pelo usuário, em caso de incêndio, de qualquer ponto da edificação até atingir a via pública ou espaço aberto, protegido do incêndio, em comunicação com o logradouro.

ANEXO C – CAMPOS DE TEMPERATURA DOS PILARES

Neste anexo são apresentados os campos de temperaturas dos pilares ensaiados no instante final dos ensaios. Os resultados foram obtidos através da análise numérica com o *software* SuperTempCalc – STC em trabalho desenvolvido com a ajuda do Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – POLI/USP e da Prof. Dra. Ana Elizabete P.G. A. Jacintho da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP.

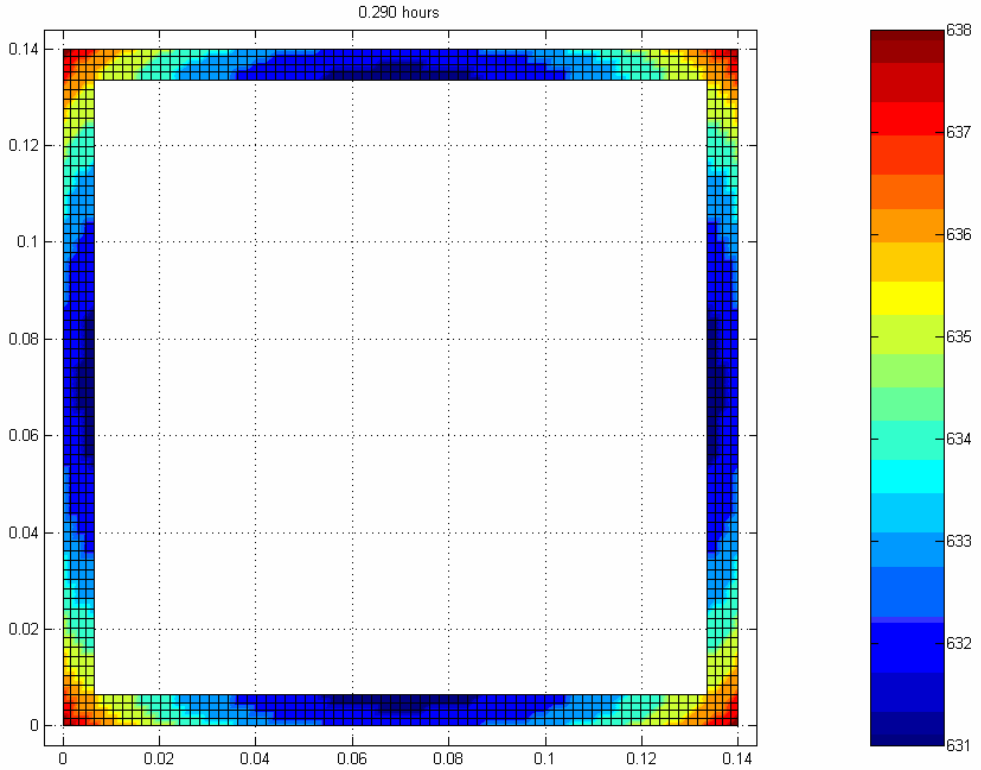


Figura C.1 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-30-1.

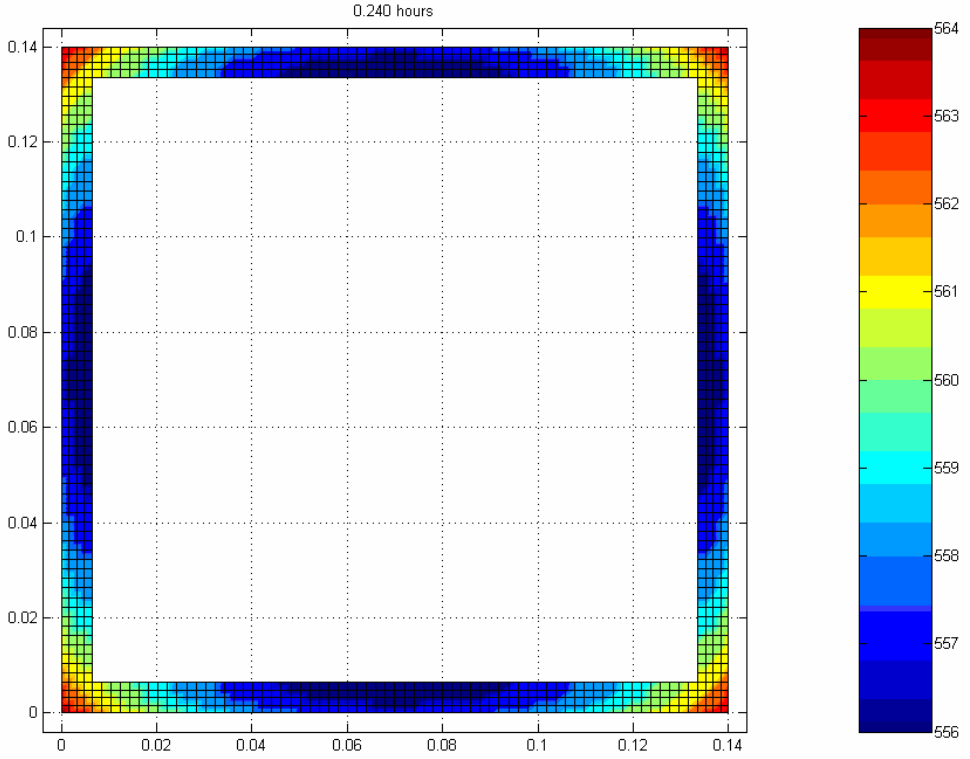


Figura C.2 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-50-1.

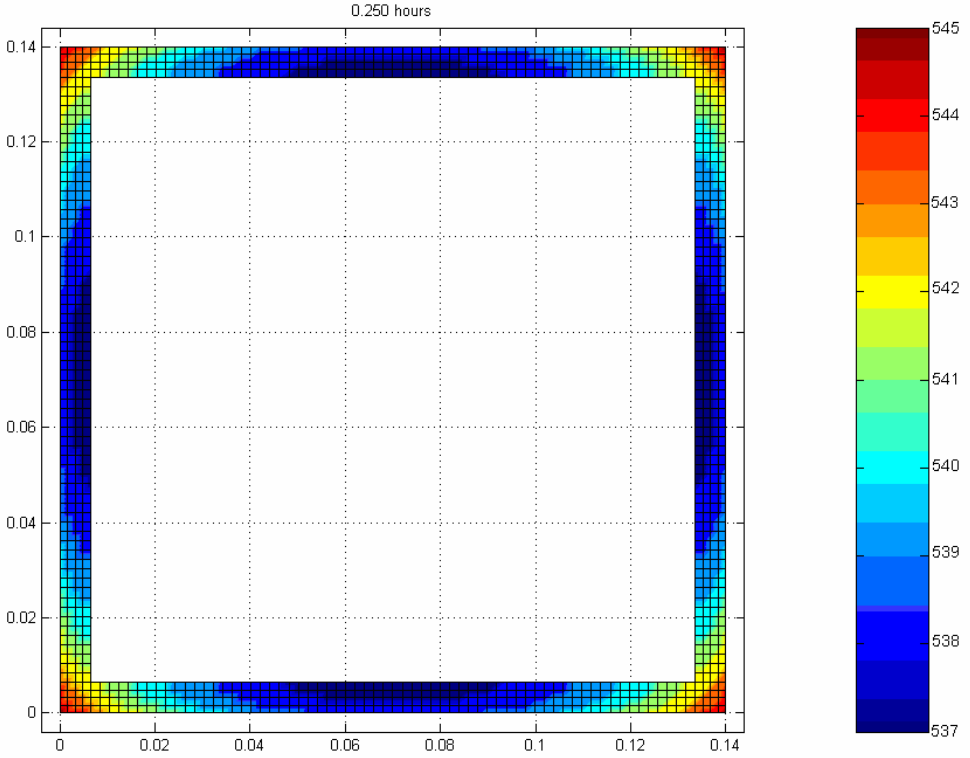


Figura C.3 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-50-2.

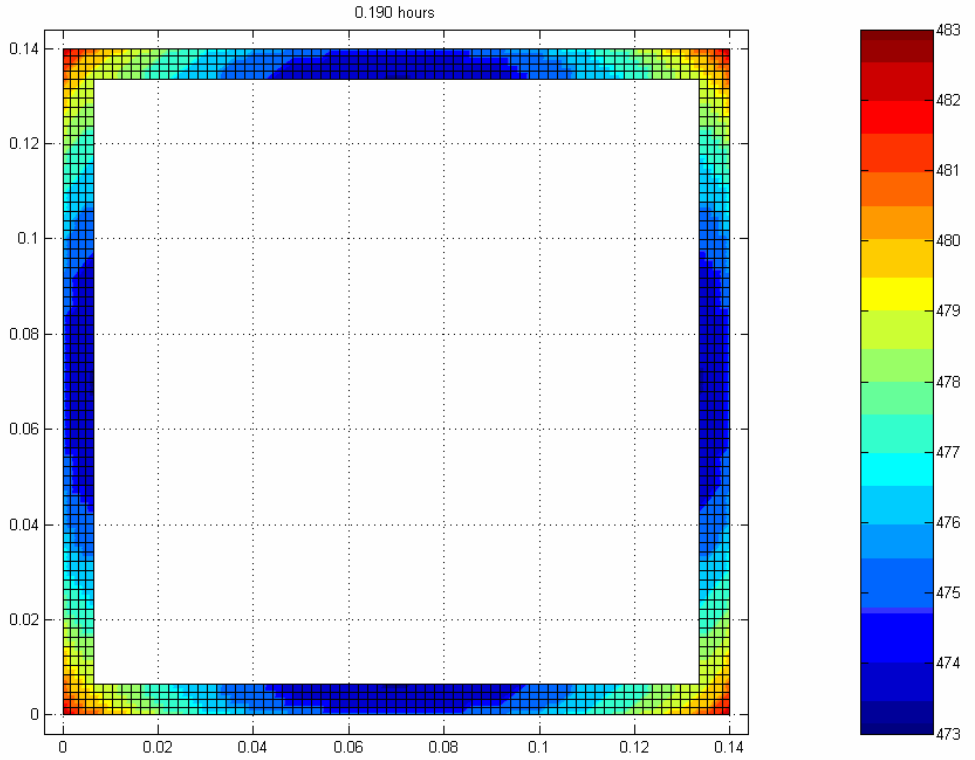


Figura C.4 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-70-1.

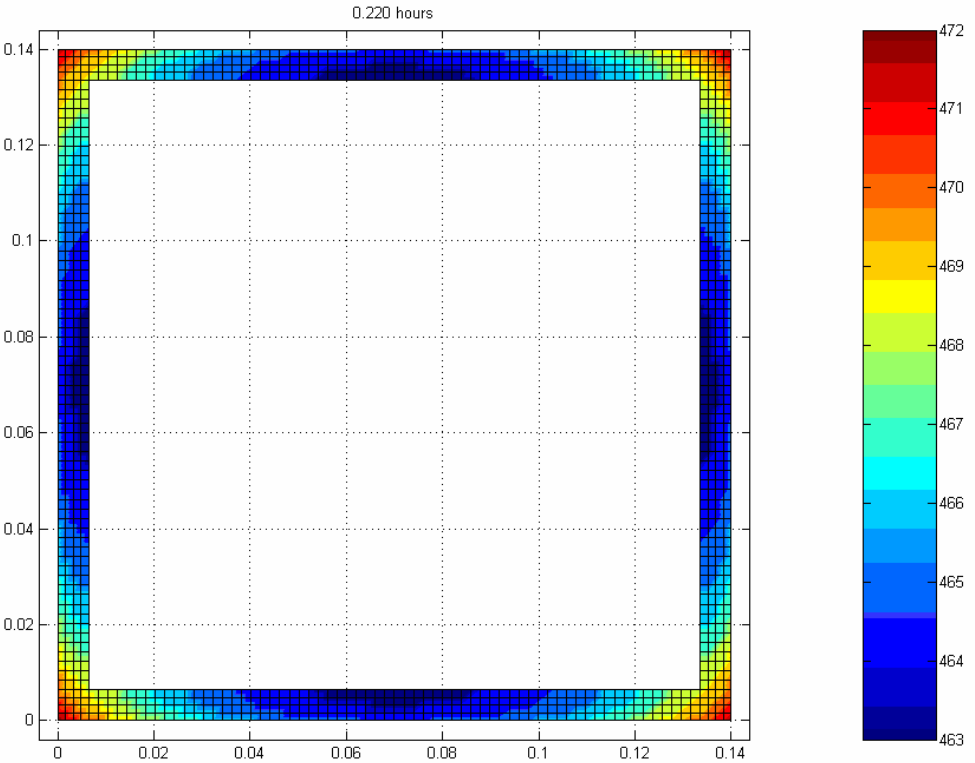


Figura C.5 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C00-70-3.

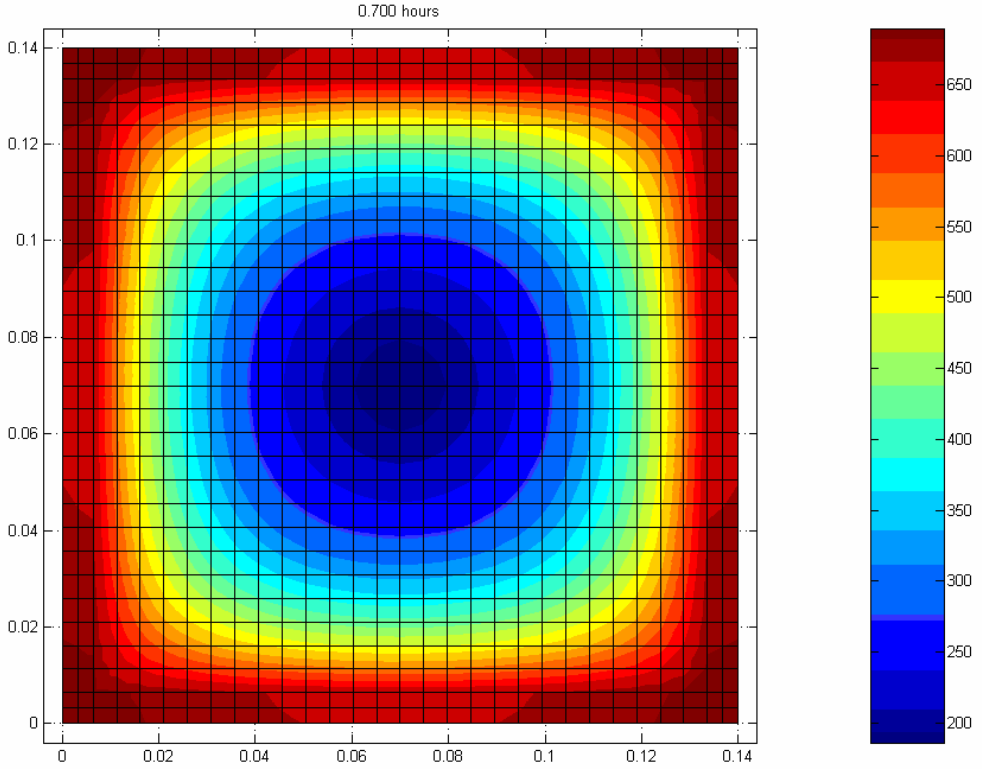


Figura C.6 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-30-1.

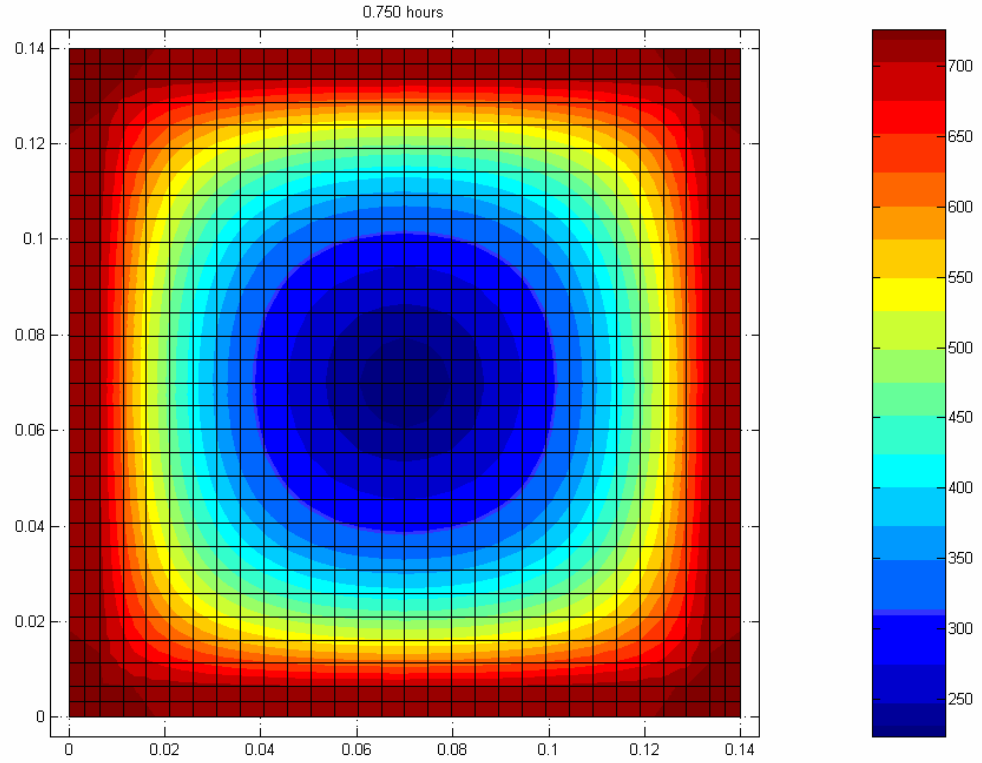


Figura C.7 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-30-2.

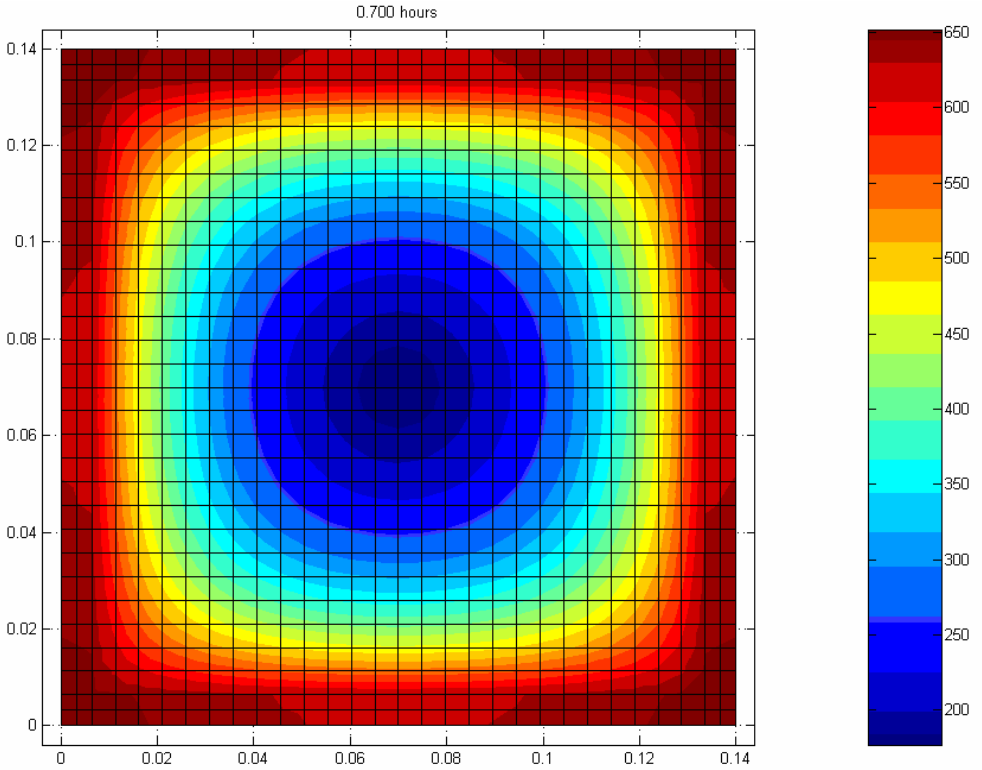


Figura C.8 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-50-1.

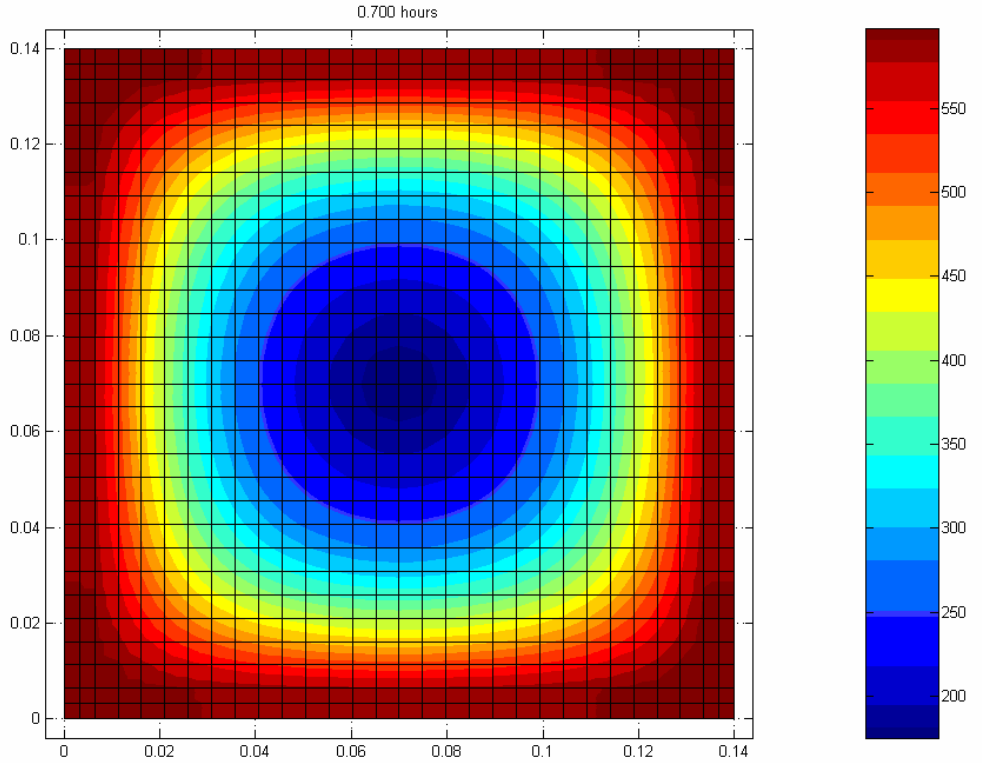


Figura C.9 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-50-2.

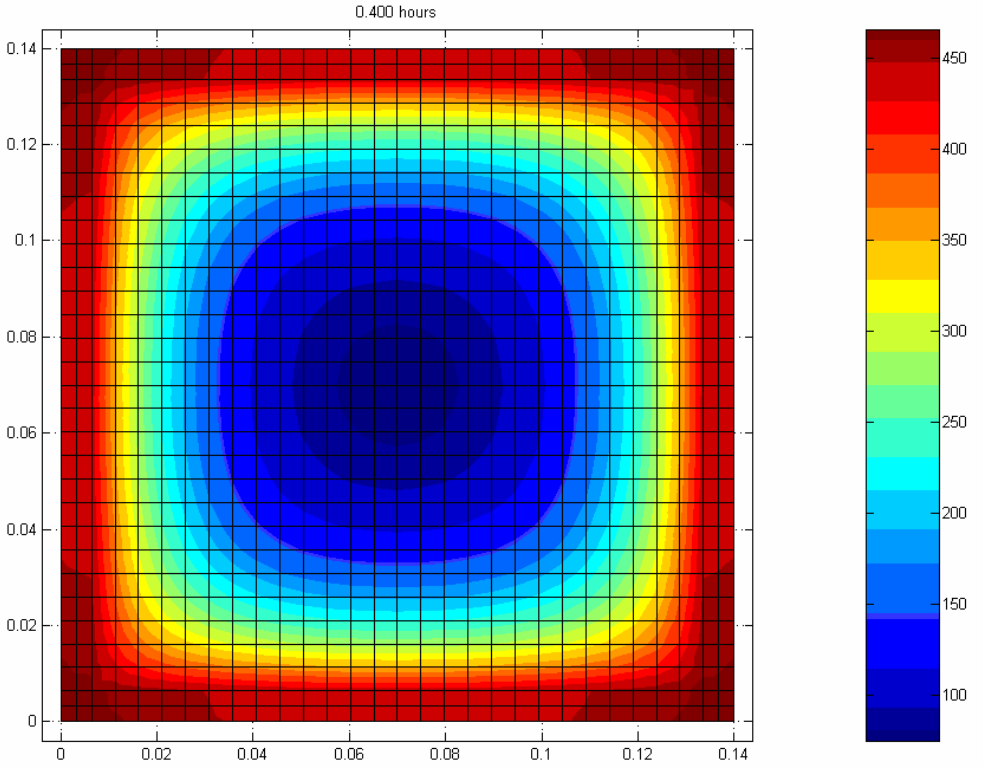


Figura C.10 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C30-70-2.

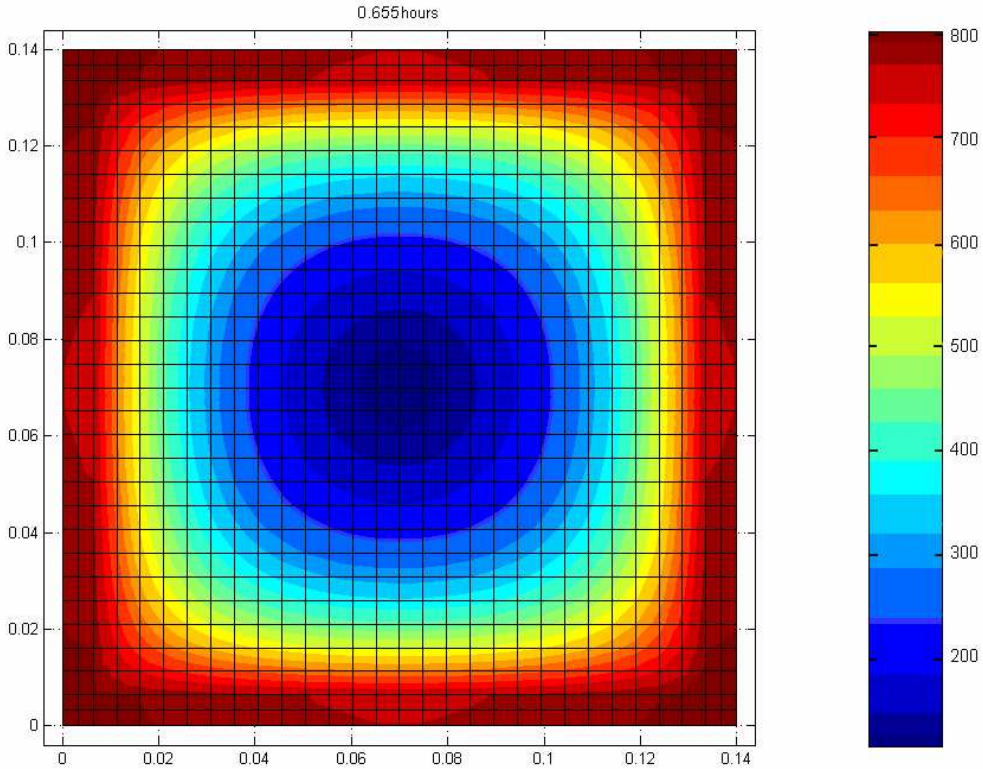


Figura C.11 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-30-2.

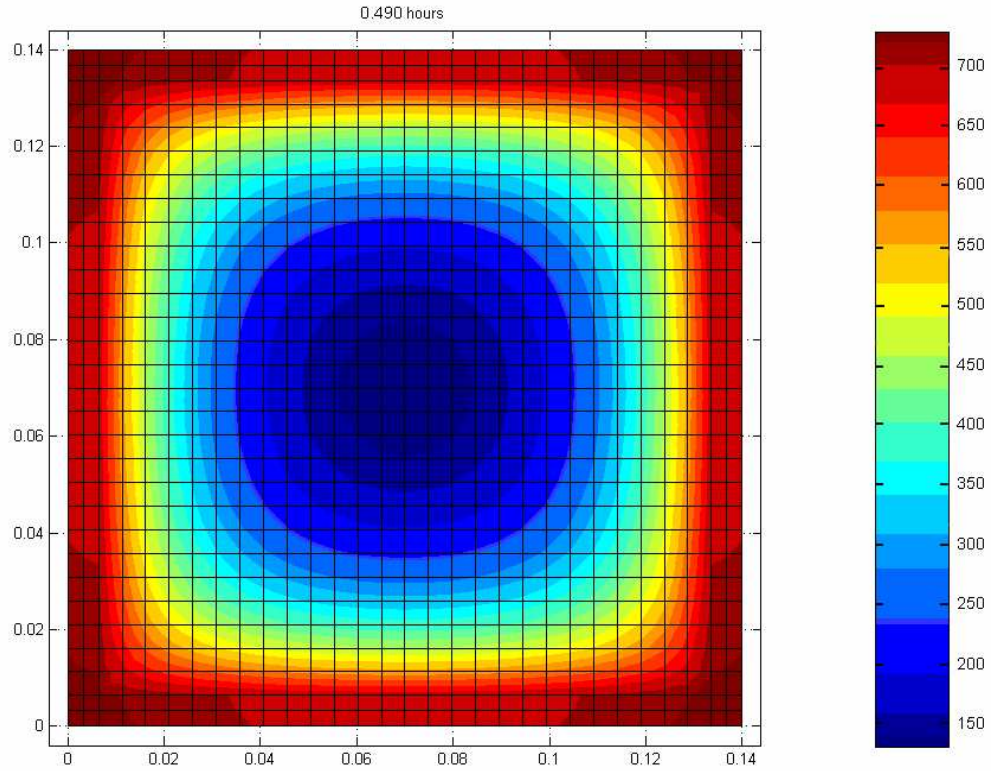


Figura C.12 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-50-1.

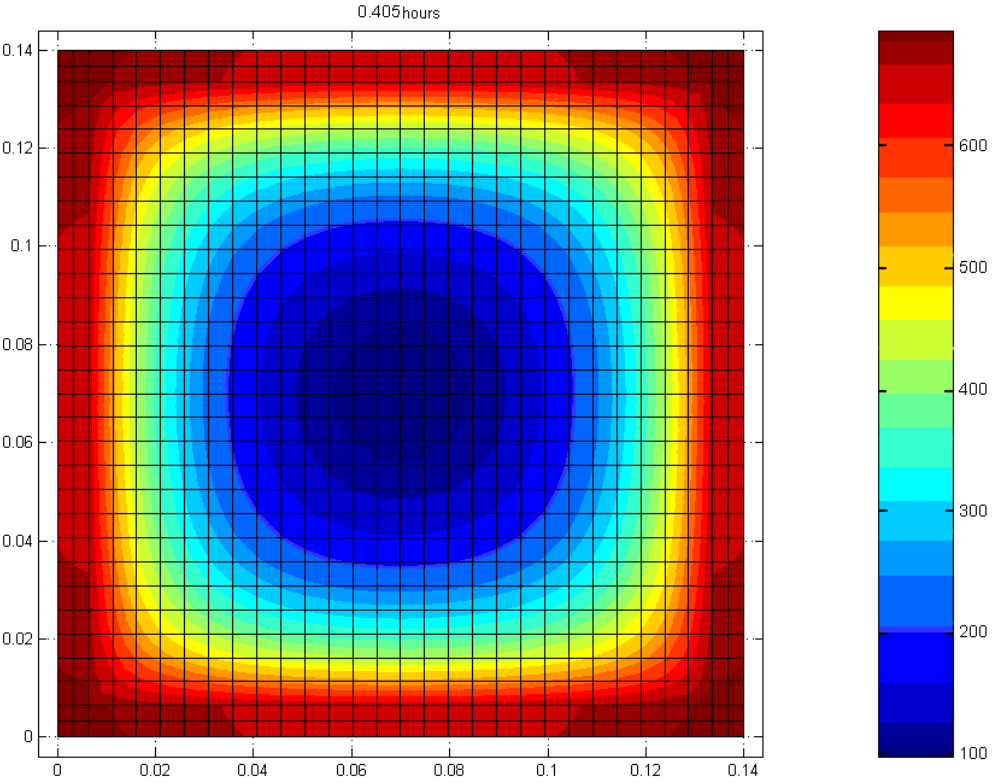


Figura C.13 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-50-2.

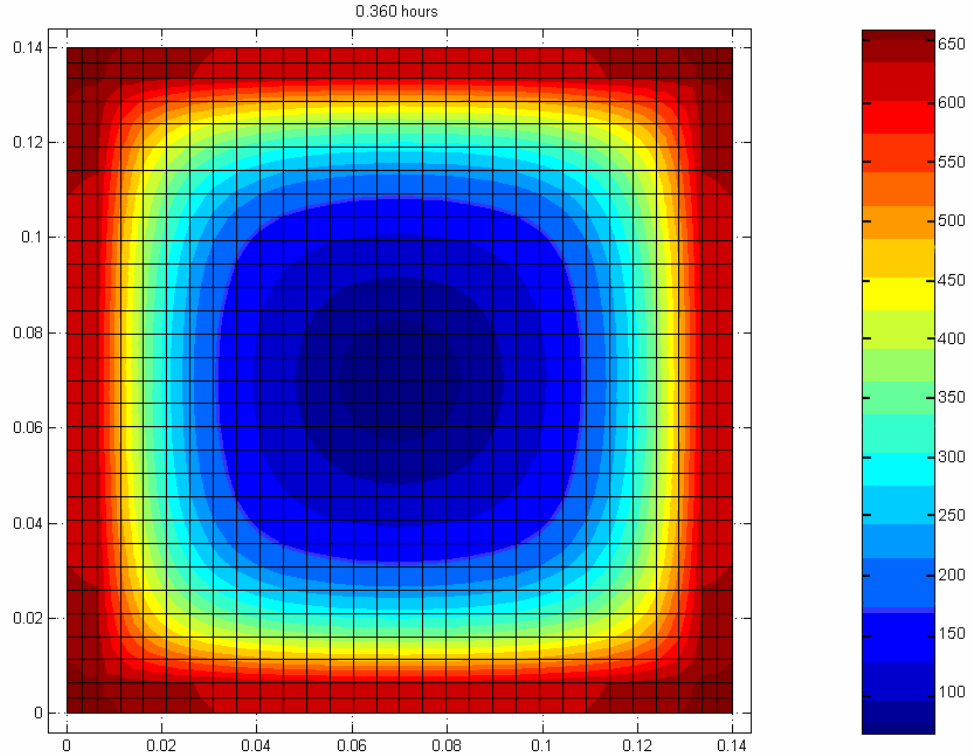


Figura C.14 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-70-1.

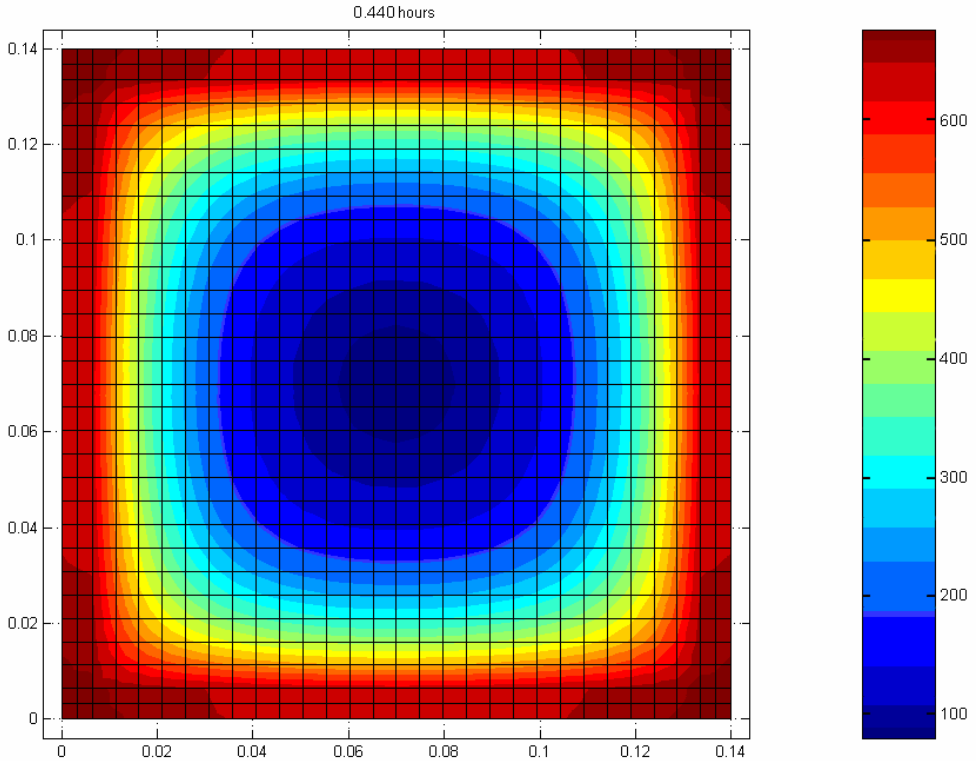


Figura C.15 – Campos de temperaturas da amostra FC-TQ140-C75-70-2.