

ELDER PITA GARCIA PADRE

**DESENVOLVIMENTO DE UM ALGORITMO COMPUTACIONAL PARA
VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À
FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2017

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

P124d
2017 Padre, Elder Pita Garcia, 1992-
Desenvolvimento de um algoritmo computacional para
verificação de seções de concreto armado submetidas à flexão
composta oblíqua em situação de incêndio / Elder Pita Garcia
Padre. – Viçosa, MG, 2017.
xx, 105f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f.100-105.

1. Concreto armado. 2. Engenharia de incêndio.
3. Prevenção de incêndios. 4. Algoritmos computacionais.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

CDD 22 ed. 620.137

ELDER PITA GARCIA PADRE

**DESENVOLVIMENTO DE UM ALGORITMO COMPUTACIONAL PARA
VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À
FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 31 de agosto de 2017

Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Reginaldo Carneiro da Silva
(Coorientador)

José Carlos Lopes Ribeiro
(Orientador)

“Entregue o seu caminho ao *Senhor*; confie nele, e ele agirá”.

Salmo 37:5

“Se não for o *Senhor* o construtor da casa, será inútil trabalhar na construção. Se não é o *Senhor* que vigia a cidade, será inútil a sentinela montar guarda. Será inútil levantar cedo e dormir tarde, trabalhando arduamente por alimento”.

Salmo 127:1,2a

A Deus.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo.

Ao Prof. Dr. José Carlos Lopes Ribeiro, pela disponibilidade, dedicação e companheirismo durante este trabalho.

Aos meus pais e meu irmão, pelo cuidado e apoio que tanto precisei durante este período. À Cassia, pela parceria.

Aos meus diversos amigos e aos meus colegas de mestrado, por tornar os meus dias mais alegres.

A todos, que direta ou indiretamente, me deram suporte para o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Generalidades	1
1.2 - Objetivos	3
1.2.1 - Geral	3
1.2.2 - Específicos.....	3
1.3 - Justificativa	3
1.4 - Organização do Texto	5
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 - Características do incêndio	6
2.1.1 - Temperatura dos gases	6
2.1.2 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)	13
2.2 - Efeitos do fogo no concreto armado	15
2.2.1 - Generalidades	15
2.2.2 - Spalling.....	16
2.3 - Ações nas estruturas em situação de incêndio	17

2.3.1 - Generalidades	17
2.3.2 - ABNT NBR 6118:2014.....	17
2.3.3 - ABNT NBR 8681:2003.....	19
2.4 - Determinação dos Esforços Resistentes.....	20
2.4.1 - Generalidades	20
2.4.2 - ABNT NBR 8681:2003.....	20
2.4.3 - ABNT NBR 6118:2014.....	21
2.5 - Propriedades térmicas dos materiais que compõem o concreto armado.....	21
2.5.1 - Generalidades	21
2.5.2 - Concreto	22
2.5.3 - Aço	25
2.6 - Propriedades mecânicas dos materiais que compõem o concreto armado.....	27
2.6.1 - Generalidades	27
2.6.2 - Concreto	28
2.6.3 - Aço	32
2.7 - Principais trabalhos na área de segurança de estruturas em situação de incêndio	38
3 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL.....	43
3.1 - Generalidades.....	43
3.2 - Geração de malha de elementos finitos - EasyMesh.....	43
3.3 - Análise Térmica - Thersys	44
3.3.1 - Generalidades	44
3.3.2 - Condução.....	45
3.3.3 - Convecção	45
3.3.4 - Radiação	46
3.3.5 - Condições de contorno	48
3.3.6 - Estrutura do Thersys.....	49

3.4 - Análise Mecânica	50
3.4.1 - Cálculo do Centro de Gravidade	50
3.4.2 - Cálculo das distâncias.....	51
3.4.3 - Deformação máxima do aço (ϵ_{yd}).....	55
3.4.4 - Cálculo da deformação do concreto (ϵ_c) e do aço (ϵ_t) - domínio	56
3.4.5 - Deformação nos pontos de Gauss (ϵ_s).....	57
3.4.6 - Tensão nos pontos de Gauss (σ).....	59
3.4.7 - Cálculo da força normal e momentos fletores	59
3.4.8 - Estrutura da análise mecânica	60
3.5 - Resultados da análise (capacidade resistente).....	60
3.5.1 - Generalidades	60
3.5.2 - Gráfico $M_y \times M_x$	61
3.5.3 - Gráfico $M \times N$	61
3.6 - Verificar seção	63
4 - INTERFACE DO SOFTWARE.....	65
4.1 - O software	65
4.2 - Entrada de dados	66
4.3 - Resultados	76
5 - ESTUDO DE CASOS	80
5.1 - Generalidades.....	80
5.2 - Pilares com seção em “+”, “L”, “T” e retangular	80
5.2.1 - Seção “+”.....	81
5.2.2 - Seção “L”.....	86
5.2.3 - Seção “T”.....	87
5.2.4 - Seção retangular	88
5.3 - Pilar de seção circular	88
5.4 - Viga.....	90

5.4.1 - Viga com armadura negativa.....	90
5.4.2 - Viga com armadura positiva.....	91
5.5 - Gráfico $M_y \times M_x$	92
6 - CONCLUSÕES.....	96
6.1 - Generalidades.....	96
6.2 - Conclusões	97
6.3 - Sugestões para trabalhos futuros.....	98
7 - REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tetraedros do fogo (CBPMESP, 2011).....	6
Figura 2.2 – Fase inicial do incêndio (ignição) (CBPMESP, 2006).....	7
Figura 2.3 – Inflamação generalizada (flashover) (CBPMESP, 2006).....	7
Figura 2.4 – Fase de extinção (queima lenta) (CBPMESP, 2006).....	8
Figura 2.5 – Fases do incêndio (ISO/TR3814:1989(E) Tests to measuring reaction to fire of buildings materials – Their development and application apud Seito et al., 2008)	8
Figura 2.6 – Curva de incêndio padrão ISO 834-1 (ABNT NBR 14432:2001)	9
Figura 2.7 - Conceito de tempo equivalente (COSTA, 2008)	15
Figura 2.8 – Transformações do concreto em altas temperaturas (KHOURY, 2000; adaptado por COSTA, 2008).....	22
Figura 2.9 – Variação da massa específica do concreto em função da temperatura..	23
Figura 2.10 – Calor específico do concreto em função da temperatura.....	24
Figura 2.11 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura	25
Figura 2.12 – Calor específico do aço em função da temperatura.....	26
Figura 2.13 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.....	27
Figura 2.14 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura.....	29
Figura 2.15 – Diagrama tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas	30
Figura 2.16 – Diagrama parábola-retângulo (NBR 6118)	32
Figura 2.17 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	33
Figura 2.18 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura	34

Figura 2.19 – Diagrama tensão-deformação (ABNT NBR 6118:2014)	35
Figura 2.20 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas (ABNT NBR 15200:2012).....	37
Figura 3.1 – Licença de uso do programa EasyMesh desenvolvido no MIT/EUA. (Fonte: http://web.mit.edu/easymesh_v1.4/www/download.html).....	44
Figura 3.2 – Uma parte do fluxo total de calor radiante incidente é absorvida e a outra parte refletida pela superfície do sólido (Adaptado de Costa, 2008).....	47
Figura 3.3 – Condições de contorno	48
Figura 3.4 – Estrutura do programa Thersys em classes.....	49
Figura 3.5 – Distâncias em seção retangular para $\beta = 0^\circ$	51
Figura 3.6 – Vetor beta para um ângulo de 30°	52
Figura 3.7 – Distância dos pontos da geometria da seção retangular com a linha neutra	53
Figura 3.8 – Cálculo do $d_{g_{conc}}$	54
Figura 3.9 - Cálculo do $d_{g_{arm}}$	55
Figura 3.10 – Domínios de estado-limite (ABNT NBR 6118:2014; adaptado)	56
Figura 3.11 – Deformações $\epsilon_c \times \epsilon_t$ e diagrama parábola retângulo do concreto	57
Figura 3.12 – Deformação $\epsilon_c \times \epsilon(x)$	58
Figura 3.13 – Sequência de cálculos da análise mecânica	60
Figura 3.14 – Algoritmo para construção do gráfico $M_y \times M_x$	61
Figura 3.15 - Algoritmo para construção do gráfico $M \times N$	62
Figura 3.16 – Algoritmo para obtenção do momento fletor e do esforço normal resistentes	63
Figura 3.17 – Algoritmo para verificar a seção transversal	64
Figura 4.1 - Tela de abertura	65
Figura 4.2 - Tela principal.....	66
Figura 4.3 – Tela de definição do cenário de incêndio	67
Figura 4.4 – Tela de parâmetros dos materiais (Concreto)	68
Figura 4.5 - Tela de parâmetros dos materiais (Aço CA50)	69
Figura 4.6 - Tela de parâmetros dos materiais (Aço CA60)	69
Figura 4.7 – Tela de definição da geometria da seção	70
Figura 4.8 – Tela de parâmetros da seção circular.....	71
Figura 4.9 - Tela de parâmetros da seção “L”	72
Figura 4.10 - Tela de parâmetros da seção retangular	72

Figura 4.11 - Tela de parâmetros da seção T	73
Figura 4.12 – Tela de geração de malha	73
Figura 4.13 – Tela de análise térmica (resultado sem a malha).....	74
Figura 4.14 - Tela de análise térmica (resultado com a malha).....	74
Figura 4.15 – Tela de análise térmica (temperatura nos pontos monitorados)	75
Figura 4.16 - Tela de análise mecânica.....	76
Figura 4.17 - Tela de análise mecânica (Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$).....	76
Figura 4.18 - Tela de análise mecânica (Gráfico $M_{xRd} \times N_{Rd}$).....	77
Figura 4.19- Tela de análise mecânica (Gráfico $M_{yRd} \times N_{Rd}$).....	77
Figura 4.20 – Envoltória de momentos e força normal.....	78
Figura 4.21 - Tela de análise mecânica (Verificação da seção – Estrutura resiste aos esforços solicitados).....	78
Figura 4.22 - Tela de análise mecânica (Verificação da seção – Estrutura não resiste aos esforços solicitados).....	79
Figura 5.1 – Seção “+” (em mm)	81
Figura 5.2 - Envoltória de $M_{yRd} \times M_{xRd}$ com N fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012	82
Figura 5.3 – Envoltória de $M_{xRd} \times N_{Rd}$ com M_y fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012	82
Figura 5.4 – Envoltória de $M_{yRd} \times N_{Rd}$ com M_x fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012	83
Figura 5.5 – Posição dos termopares instalados no pilar (XU e WU, 2009)	83
Figura 5.6 – Ponto de monitoramento 1	84
Figura 5.7 – Ponto de monitoramento 2.....	84
Figura 5.8 – Ponto de monitoramento 3.....	85
Figura 5.9 - Ponto de monitoramento 4	85
Figura 5.10 – Seção “L” (em mm).....	86
Figura 5.11 – Seção “T” (em mm).....	87
Figura 5.12 – Seção retangular (em mm).....	88
Figura 5.13 – Seção Circular (em mm).....	89
Figura 5.14 – Dimensões da viga com armadura negativa (em mm).....	90

Figura 5.15 - Dimensões da viga com armadura positiva (em mm)	91
Figura 5.16 – Dados do pilar.....	92
Figura 5.17 – Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente (USP).....	93
Figura 5.18 – Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente (Pisafo).....	93
Figura 5.19 – Análise térmica	94
Figura 5.20 - Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Situação de incêndio (Pisafo)	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (ABNT NBR 6118:2014)	18
Tabela 2.2 – Valores do coeficiente γ_{f2} (ABNT NBR 6118:2014).....	18
Tabela 2.3 – Coeficientes de ponderação das ações para combinações últimas (ABNT NBR 8681:2003)	19
Tabela 2.4 – Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_2) para as ações variáveis em edifícios (ABNT NBR 8681:2003)	20
Tabela 2.5 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos (ABNT NBR 15200:2012)	28
Tabela 2.6 – Deformação específica do concreto em função da temperatura.....	30
Tabela 2.7 - Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva (ABNT NBR 15200:2012)	34
Tabela 2.8 - Valores da relação $k_{p,\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para aços de armadura passiva.....	37
Tabela 3.1 – Valores do coeficiente de transferência de calor por convecção (EN 1992-1-1:2002; adaptado)	46
Tabela 3.2 – Coordenadas dos pontos da geometria da seção retangular	52
Tabela 3.3 – Distância dos pontos da geometria da seção retangular com a linha neutra	53
Tabela 5.1 – Resultados da seção “+” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm	81
Tabela 5.2 - Resultados da seção “+” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	81
Tabela 5.3 – Resultados da seção “L” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm	86

Tabela 5.4 - Resultados da seção “L” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	86
Tabela 5.5 – Resultados da seção “T” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm	87
Tabela 5.6 - Resultados da seção “T” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	87
Tabela 5.7 – Resultados da seção retangular com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm	88
Tabela 5.8 - Resultados da seção retangular com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	88
Tabela 5.9 - Resultados da seção circular com 2% de umidade do concreto.....	90
Tabela 5.10 - Resultados da seção circular com 4% de umidade do concreto.....	90
Tabela 5.11 - Resultados da viga com armadura negativa com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	91
Tabela 5.12 - Resultados da viga com armadura negativa com malha do concreto 10 mm e malha do aço 4 mm	91
Tabela 5.13 - Resultados da viga com armadura positiva com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm	92
Tabela 5.14 - Resultados da viga com armadura positiva com malha do concreto 10 mm e malha do aço 4 mm	92
Tabela 5.15 - Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente e situação de incêndio (Pisafo).....	95

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas maiúsculas

A é um vetor que armazena a área de todos os pontos de Gauss da malha gerada.

A_j - área total do fechamento j , não incluindo aberturas.

A_t - área total de fechamento (paredes, piso e teto, incluindo as aberturas).

A_v - área das aberturas verticais.

E_s - módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente.

$E_{s,\theta}$ - módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ .

F_d - valor de cálculo das ações para combinação última.

$F_{Gi,k}$ - valor característico das ações permanentes.

F_{gk} - representa as ações permanentes diretas.

F_{nd} - representa as ações não estabilizantes.

$F_{Q,exc}$ - valor da ação transitória excepcional.

$F_{Q1,k}$ - valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada.

F_{qk} - representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal.

F_{sd} - representa as ações estabilizantes.

F_{ek} - representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk} .

M_x - Momento estático de área em x.

M_y - Momento estático de área em y.

M_{xRd} - Momento fletor resistente em x.

M_{yRd} - Momento fletor resistente em y.

N_{Rd} - força normal resistente.

S_i - espessura do material “i”.

X_g - coordenada x do centro de gravidade.

Y_g - coordenada y do centro de gravidade.

Letras latinas minúsculas

b_j - propriedade térmica da superfície j.

c_p - calor específico do material.

$c_p(\theta)$ - calor específico do concreto à temperatura θ .

$c_{p,top}$ - pico do calor específico.

d'' - distância entre a armadura mais tracionada e a borda mais tracionada de concreto.

$f_{c,\theta}$ - valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ .

f_k - resistência característica inferior.

$f_{p,\theta}$ - resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura θ .

f_{yk} - resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente.

$f_{y,\theta}$ - resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ .

h - altura equivalente da seção.

h_{eq} - média ponderada da altura de janelas em todas as paredes.

$|J|$ - jacobiano associado ao i-ésimo ponto de Gauss.

$k_{c,\theta}$ - fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ .

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

$k_{s,\theta}$ - fator de redução da resistência do aço na temperatura θ .

O - fator de abertura.

Q - calor gerado no interior do material por unidade de área.

q - fluxo de calor.

$q_{t,d}$ - valor de projeto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície de área A_f do piso ou de área A_t do fechamento (paredes, piso e teto).

s_c - fator de forma da curva 'de incêndio.

t - tempo decorrido desde a ignição do fogo.

t_m - tempo em que θ_m ocorre.

w_i - peso de quadratura Gaussiana relativa no ponto de Gauss em análise.

x_{cc} - borda comprimida de concreto de maior distância ao centro de gravidade.

x_{ct} - borda tracionada de concreto de maior distância ao centro de gravidade.

x_{tt} - borda da armadura tracionada de maior distância ao Centro de Gravidade.

x_β - coordenada x do coeficiente vetor unitário perpendicular à linha neutra.

y_β - coordenada y do coeficiente vetor unitário perpendicular à linha neutra.

Letras gregas minúsculas

α - coeficiente de redução de resistência de cálculo à compressão do concreto.

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção.

α_c - constante de proporcionalidade denominada coeficiente de transmissão de calor por convecção.

γ_{gi}, γ_q - coeficientes de ponderação.

γ_m - coeficiente de ponderação das resistências.

γ_{m1} - leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência.

γ_{m2} - considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados.

γ_{m3} - considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método do cálculo empregado.

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

$\varepsilon_{cu,\theta}$ - deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ .

$\varepsilon_{c1,\theta}$ - deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ .

ε_{res} - emissividade resultante da superfície aquecida

ε_s - deformação em cada ponto de Gauss

ε_{res} - emissividade resultante para transferência de calor por radiação.

θ - temperatura do material.

θ_f - temperatura absoluta média do fluido.

θ_g - temperatura dos gases no tempo t .

θ_m - incremento máximo de temperatura acima de θ_o .

θ_{max} - máxima temperatura dos gases na fase de aquecimento.

θ_o - temperatura ambiente inicial.

θ_s - temperatura da superfície do sólido.

λ - condutividade térmica do material de fechamento.

λ - constante de proporcionalidade denominada condutividade térmica do material.

ρ - densidade do material de fechamento.

ρ - massa específica do material.

σ - constante de proporcionalidade de Stefan-Boltzmann igual a $5,6697 \times 10^{-8}$.

$\sigma_{c,\theta}$ - valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ .

$\psi_{0f,ef}$ - fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

ψ_{oj} e Q_{jk} - demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido.

$\frac{d\theta}{dn}$ - gradiente de temperatura na seção.

RESUMO

PADRE, Elder Pita Garcia, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2017. **Desenvolvimento de um algoritmo computacional para verificação de seções de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua em situação de incêndio.** Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientadores: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga e Reginaldo Carneiro da Silva.

A estrutura de concreto armado, em elevadas temperaturas, pode ter sua capacidade resistente reduzida devido à degradação de suas propriedades mecânicas: o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão e as relações tensão-deformação. Com a redução da resistência e da rigidez, há uma grande probabilidade de ocorrer uma ruptura localizada ou até mesmo um colapso progressivo da estrutura. Por esse motivo, para evitar perdas de materiais e principalmente de vidas, exige-se que, durante o dimensionamento de uma edificação, além de se considerar a estrutura em temperatura ambiente, seja feita a verificação da mesma em situação de incêndio de acordo com o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) indicado pela ABNT NBR 14432:2001. Neste trabalho apresenta-se a implementação de um algoritmo computacional capaz de verificar a resistência de um pilar com seção qualquer de concreto armado quando submetido à flexão composta oblíqua em situação de incêndio. Para isso, foi implementado um algoritmo integrador de tensões em situação de incêndio com o gerador de malhas *EasyMesh* e com o algoritmo de análise térmica do *Thersys*. O programa desenvolvido, denominado *Pisafó*, foi validado por apresentar resultados satisfatórios quando comparados com os apresentados na literatura técnica, obtidos em experimentos, e com *softwares* consagrados.

ABSTRACT

PADRE, Elder Pita Garcia, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2017. **Development of a computation algorithm for verification of sections of reinforced concrete subjected to oblique composite flexion in fire.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-advisers: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga and Reginaldo Carneiro da Silva.

The reinforced concrete structure, at high temperatures, may have its strength reduced due to the reduction of its mechanical properties: the modulus of elasticity, the tensile and compressive strength and the stress-strain relationships. With the reduction of strength and stiffness, there is a high probability of localized rupture or even progressive collapse of the structure. For this reason, to avoid material and mainly lives losses, is required that, during the design of a building, in addition to considering the structure at ambient temperature, it is verified in a fire situation according to the Required Fire Resistance Time (TRRF in Portuguese) indicated by ABNT NBR 14432: 2001. This work presents an implementation of a computational algorithm capable to verify the resistance of a column with any section of reinforced concrete when submitted to compound flexure in a fire situation. For this, an algorithm of stress integrator in fire situation was implemented with mesh generator *EasyMesh* and the thermal analysis algorithm of *Thersys*. The developed program, denominated *Pisafó*, was validated by presenting satisfactory results when compared to those presented in the technical literature, obtained in experiments, and with established programs.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Generalidades

Durante o dimensionamento da estrutura de uma edificação, independente do material usado, o engenheiro deve considerar os requisitos de dimensionamento à temperatura ambiente e observar se o edifício em questão precisa atender aos requisitos de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) indicado pela ABNT NBR 14432:2001. Os TRRFs foram estabelecidos considerando as condições da estrutura exposta ao fogo e a evolução da Engenharia de Segurança Contra Incêndio (SCI). Existem basicamente quatro TRRFs (30, 60, 90 e 120 minutos) sendo definidos pela área de cada pavimento, a ocupação/uso, a altura do edifício e a facilidade de acesso ao combate ao fogo.

Para o caso de estruturas de concreto, a norma vigente para projeto é a ABNT NBR 15200:2012. Ela apresenta tabelas que indicam um fator de redução para diferentes temperaturas, que implica em reduzir a resistência do concreto e do aço e o módulo de elasticidade do aço para efeito de cálculo. Essa norma cita diversos métodos para dimensionamento, entre eles estão:

- **o método tabular:** que para ser atendido basta que a estrutura tenha as dimensões mínimas apresentadas em tabelas pela ABNT NBR 15200:2012;
- **o método simplificado:** que implica em dividir a peça estrutural em elementos e busca identificar a temperatura em diversos pontos para assim verificar sua resistência (esse método não garante a função corta-fogo);
- **o método avançado:** que além das condições do método simplificado ainda deve considerar as deformações térmicas e realizar as redistribuições de esforços que ocorrerem.

As ações e solicitações de cálculo em situação de incêndio devem ser verificadas apenas para o estado-limite último (ELU). Para a determinação da ação do incêndio basta considerar uma redução na resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais. Para simplificar, a ABNT NBR 15200:2012 permite admitir que as solicitações de cálculo em situação de incêndio sejam iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, desconsiderando os efeitos do vento.

A resistência de um elemento estrutural em situação de incêndio depende da temperatura atingida pelos gases quentes no decorrer do tempo e os mecanismos que relacionam a transferência de calor entre os gases e o elemento estrutural. A evolução da temperatura dos gases (θ_g) em um determinado período é dada pela curva de incêndio.

Nos últimos anos no Brasil, a preocupação em relação à segurança que a estrutura deve proporcionar aos usuários tem aumentado. Por isso diversas pesquisas têm sido desenvolvidas nessa área. Experimentos que simulam um incêndio (geralmente seguindo a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999) foram realizados para analisar a resistência do elemento estrutural e *softwares* foram desenvolvidos para determinar o tempo de resistência ao fogo de uma determinada estrutura calculada à temperatura ambiente.

Os trabalhos até então produzidos se limitaram a analisar seções retangulares de concreto armado em situação de incêndio que compreendem apenas flexão normal composta. Há, portanto, uma carência no tratamento geral da flexão composta normal e flexão composta oblíqua para sua aplicação em outras seções, como seções em T, em L e circulares, muito utilizadas atualmente como pilares em edifícios altos.

Entendendo a necessidade de continuidade para evolução dessa frente de pesquisa, o presente trabalho consiste no desenvolvimento de um algoritmo computacional com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) para verificar a resistência de um pilar de concreto armado com seção qualquer definida pelo usuário e submetido à flexão composta oblíqua para os TRRFs prescritos pela ABNT NBR 14432:2001.

1.2 - Objetivos

1.2.1 - Geral

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de um algoritmo computacional capaz de simular numericamente, em 2D, a distribuição de temperatura de um pilar de concreto armado em situação de incêndio, seguindo uma curva de incêndio qualquer (temperatura \times tempo), e verificar a sua resistência quando submetido à flexão composta oblíqua.

1.2.2 - Específicos

- Obter a distribuição de temperatura na seção transversal de elementos de concreto armado, dada uma curva de incêndio qualquer, considerando uma malha de elementos finitos gerada automaticamente;
- Obter a envoltória de momentos fletores e força normal resistentes da estrutura e plotar os gráficos $M_y \times M_x$, $M_x \times N$ e $M_y \times N$;
- Verificar a resistência do elemento estrutural aos esforços solicitantes (N , M_x e M_y).

1.3 - Justificativa

Os incêndios históricos, nos edifícios Andraus¹ e Joelma² por exemplo, trouxeram grandes marcas para a sociedade. O trauma causado à sociedade, a perda de material, milhares de pessoas feridas e muitos mortos levaram as autoridades e os responsáveis da área a mudarem a forma de encarar e operar a segurança contra incêndio. Evitar que tragédias se repitam foi o grande aprendizado com esses incêndios.

De acordo com o CTIF, Center of Fire Statistics of the International Association of Fire and Rescue Service (Centro de Estatísticas de Incêndio da Associação

¹ Primeiro grande incêndio em prédios elevados (31 andares) ocorreu em 1972. Acredita-se que o incêndio se iniciou nos cartazes de publicidade. Totalizando 16 mortos e 336 feridos, o desastre não foi maior devido ao heliporto na cobertura do prédio.

² Ocorreu em 1974, possuindo 23 andares. 179 pessoas morreram. Assim como o Andraus, não possuía escada de segurança. Muitas pessoas se jogaram das janelas, outras tantas foram para o telhado, mas o incêndio tomou conta da telha (de amianto) e a mesma cedeu, a maioria caiu no meio da fumaça que saía de dentro do edifício.

Internacional de Incêndio e Serviço de Resgate), no ano de 2014, em 23 países pesquisados (que representam 12% da população mundial), houve 819.265 incêndios registrados em edificações tendo milhares de pessoas feridas e mortas (BRUSHLINSKY *et al.*, 2016). Sem contar o prejuízo financeiro de milhões de dólares causado pelos incêndios.

Recentemente, mais precisamente em janeiro de 2017, um edifício de 15 andares em Teerã entrou em colapso e desabou após 4 horas de incêndio, com dezenas de mortos e feridos (UOL, 2017).

Para se evitar maiores perdas materiais e principalmente de vidas, as pesquisas na área de incêndio têm se intensificado cada vez mais. Trabalhos destinados à análise de problemas térmico e termomecânico das estruturas, trabalhos que estudaram e forneceram métodos simplificados, alternativos e até avançados para dimensionamento e verificação de elementos de concreto armado foram realizados nos últimos tempos. Diante dessa realidade, notou-se que não há uma pesquisa em que se tenha desenvolvido um *software* capaz de verificar a resistência de um pilar com seção qualquer de concreto armado quando submetido à flexão composta oblíqua.

Portanto, faz-se saber a importância do desenvolvimento de um algoritmo computacional com os atributos citados. Além disso, justifica-se sua realização pelo intuito de colaborar com a melhoria em pesquisa e desenvolvimento (P&D) no Brasil, salientando que poucos trabalhos que envolvem estruturas de concreto armado em situação de incêndio foram feitos no país.

Mais ainda, os ensaios experimentais que simulam incêndio são muito caros pois exigem equipamentos mais sofisticados e sensores que suportem elevadas temperaturas. Além disso, o incêndio tem variáveis que alteram a sua intensidade como ventilação, quantidade de material combustível, propriedades do material incendiado e geometria do compartimento.

Afim de padronizar os ensaios de incêndio, criou-se a curva de incêndio padrão dada na ISO 834-1:1999. Dessa forma, com essa curva é possível realizar diversos ensaios para efeito de comparação. Quando se trata de simulação numérica é possível, através do conhecimento das propriedades térmicas e mecânicas do concreto e do aço em elevadas temperaturas, simular o comportamento da estrutura para a curva de incêndio padrão (para fins de validação) ou para qualquer outra curva utilizada.

1.4 - Organização do Texto

Além deste capítulo introdutório, esta dissertação está organizada em outros capítulos, conforme descrito a seguir.

No capítulo 2, **Revisão bibliográfica**, elucida-se sobre a caracterização do incêndio e suas consequências no material “concreto”, salienta-se como determinar as ações solicitantes e os esforços resistentes de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 e a ABNT NBR 8681:2003, e ainda apresenta-se o comportamento quanto às propriedades térmicas e mecânicas dos materiais estudados neste trabalho. Por fim, são citadas as principais pesquisas desenvolvidas na área de incêndio em estruturas.

No capítulo 3, **Implementação computacional**, é apresentada a estrutura do software desenvolvido, denominado *Pisafó*, o uso do gerador de malhas bidimensionais desenvolvido no MIT (Massachusetts Institute of Technology), *EasyMesh*, e o programa *Thersys* realizado por Ribeiro (2004). Também são descritas as principais rotinas do *Pisafó*, o desenvolvimento teórico utilizado na aplicação da integração numérica (quadratura de Gauss) com base em princípios e hipóteses que regem o dimensionamento de estruturas de concreto armado.

No capítulo 4, **Interface do software**, mostra-se o software em funcionamento. São apresentadas todas as funcionalidades do mesmo: definir o cenário de incêndio para a análise térmica (intervalo de tempo, temperatura inicial, erro máximo absoluto entre as iterações, emissividade e coeficiente de convecção para as faces e curva de incêndio), determinar os parâmetros dos materiais (resistência característica para o concreto e o aço, umidade do concreto e o módulo de elasticidade do aço), definir a geometria e as barras da seção e a condição de cada face no incêndio (isolado, em incêndio, em arrefecimento). Mostra-se também como gerar malha e realizar a análise térmica, e, por fim, realizar a análise mecânica e gerar os gráficos ($M_y \times M_x$, $M_x \times N$ e $M_y \times N$).

No capítulo 5, **Estudos de caso**, são mostrados os resultados obtidos através da análise mecânica e as comparações com experimentos realizados anteriormente e com softwares já validados em trabalhos anteriores.

No capítulo 6, **Conclusões**, são apresentadas as conclusões acerca da pesquisa desenvolvida, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Características do incêndio

2.1.1 - Temperatura dos gases

Os incêndios, geralmente, começam com um pequeno foco, sem muitas dificuldades para serem extintos. De acordo com o Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP, 2011), em todo incêndio ocorre uma reação de combustão que envolve o combustível, o comburente, o calor e a reação em cadeia. Esses quatro elementos formam o tetraedro do fogo (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Tetraedros do fogo (CBPMESP, 2011)

Quando um ambiente possui o tetraedro do fogo, inicia-se um incêndio, e sua principal característica em um edifício é a curva de temperatura dos gases ao longo do tempo. Essa curva é variável de acordo com a geometria do compartimento, as propriedades do material incendiado, a quantidade de material combustível e com o grau de

ventilação do ambiente. Com ela é possível determinar a máxima temperatura que a estrutura pode atingir e, assim, determinar sua resistência ao incêndio.

A fase pré-flashover é a fase inicial do incêndio, com baixas temperaturas (temperatura ambiente um pouco acima do normal) e sem risco à estrutura e nem à vida humana. Nesse estágio, grande parte do calor gerado é absorvido pelos combustíveis (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Fase inicial do incêndio (ignição) (CBPMESP, 2006)

O incêndio se propaga até que todo o combustível entra em ignição - flashover ou inflamação generalizada. Quando parte dos combustíveis do ambiente atingem seu ponto de ignição simultaneamente, pode provocar uma explosão, conseqüentemente toda a área ficará incendiada. A temperatura aumenta drasticamente até chegar ao pico da curva (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Inflamação generalizada (flashover) (CBPMESP, 2006)

Após a queima de todo o combustível ou quando há a falta de comburente (entre 8% e 0% de oxigênio), fazendo com que o fogo seja normalmente reduzido a brasas, a temperatura começa a ser reduzida gradativamente (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Fase de extinção (queima lenta) (CBPMESP, 2006)

Após identificar cada fase existente dos diversos incêndios, foi desenhado o gráfico “Calor desenvolvido x Tempo” capaz de representar o desenvolvimento de um incêndio qualquer no decorrer do tempo (Figura 2.5).

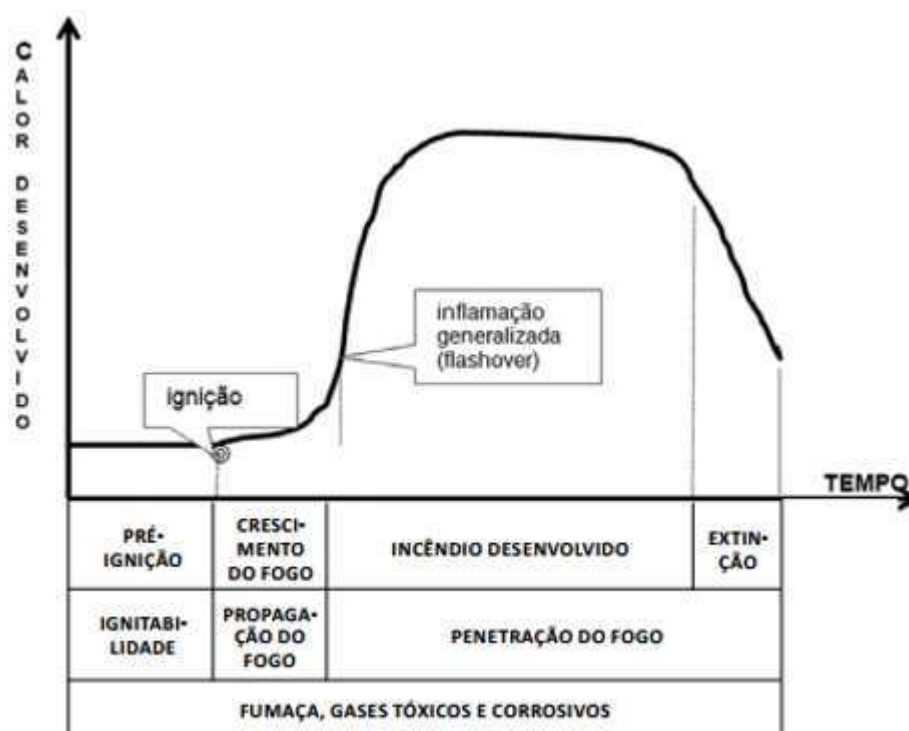


Figura 2.5 – Fases do incêndio (ISO/TR3814:1989(E) Tests to measuring reaction to fire of buildings materials – Their development and application *apud* Seito *et al.*, 2008)

2.1.1.1 - Curva de incêndio-padrão segundo a ABNT NBR 14432:2001

Devido à complexidade de determinação da curva apresentada na Figura 2.5, por ter diversas variáveis, como a geometria do compartimento, o grau de ventilação, os elementos de vedação e a quantidade e especificação da carga de incêndio, convencionou-se adotar um modelo simplificado para determinar a curva temperatura-tempo. Assim, esse tipo de curva possui apenas um ramo ascendente (fase de aquecimento), usado para fins de projeto.

A curva de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999 é também indicada pela ABNT NBR 14432:2001. Essa curva (Figura 2.6), simplificada, varia apenas com o tempo, dada pela Equação (2.1):

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

em que,

θ_g é a temperatura dos gases no tempo t (em °C);

θ_o é a temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20°C;

t é o tempo decorrido desde a ignição do fogo (em minutos).

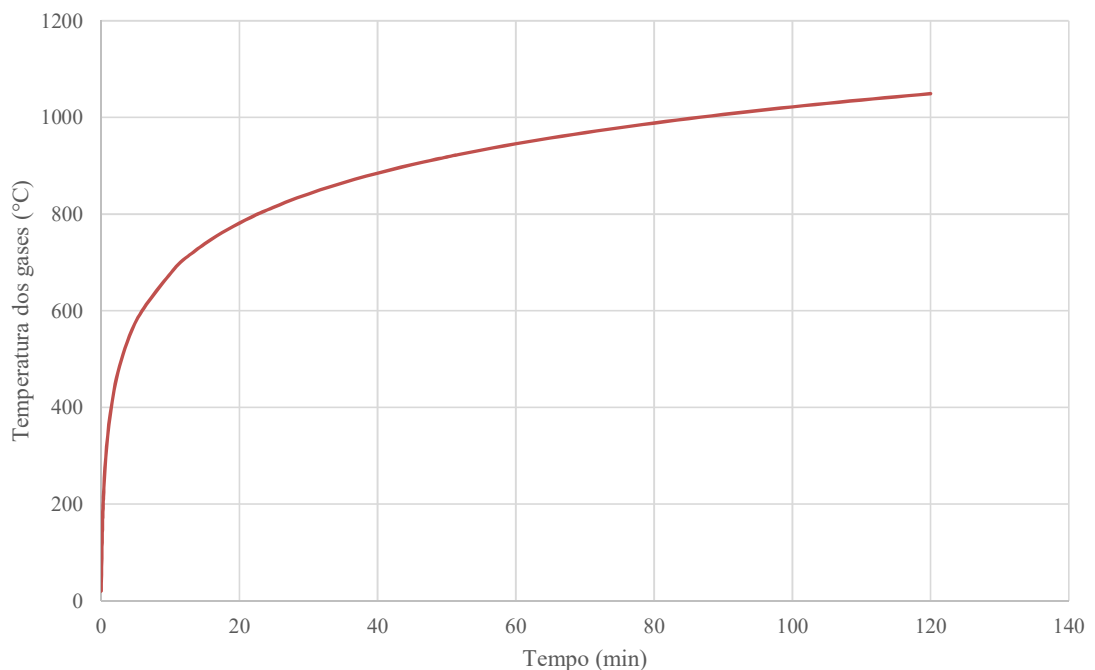


Figura 2.6 – Curva de incêndio padrão ISO 834-1 (ABNT NBR 14432:2001)

2.1.1.2 - Curvas de incêndio prescritas no EN1991-1-2:2002

O EN1991-1-2:2002 prescreve as seguintes curvas de incêndio:

a) Incêndio-padrão

É a mesma usada pela ABNT NBR 14432:2001. Recomenda-se utilizar o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a 25 W/m²°C e a emissividade resultante para transferência de calor por radiação (ϵ_{res}) igual a 0,5.

b) Incêndio externo

A expressão utilizada para o incêndio de materiais celulósicos sobre uma estrutura do tipo externa é dada pela Equação (2.2):

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (2.2)$$

sendo as variáveis as mesmas definidas anteriormente. Deve-se também utilizar $\alpha_c = 25$ W/m²°C.

c) Incêndio de materiais hidrocarbonetos

A expressão utilizada é:

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

sendo necessário utilizar $\alpha_c = 50$ W/m²°C e $\epsilon_{res} = 0,5$.

d) Incêndio parametrizado

As expressões a seguir são válidas para compartimentos com área de piso até 500 m² e altura máxima de 4 m. Considera-se que todo o compartimento está tomado pelo incêndio.

- Temperatura dos gases na fase de aquecimento

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2.4)$$

em que,

θ_g é a temperatura dos gases no compartimento incendiado [°C];

$t^* = t \times \Gamma$ [horas];

t é o tempo decorrido desde a ignição do fogo [horas];

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} ;$$

$b = \sqrt{\rho c \lambda}$, devendo observar os limites: $100 \leq b \leq 2000$ [$J/m^2 s^{1/2} K$];

ρ é a densidade do material de fechamento [kg/m^3];

c é o calor específico do material de fechamento [J/kgK];

λ é a condutividade térmica do material de fechamento [W/mK];

O é o fator de abertura: $A_v \sqrt{h_{eq}} / A_t$ [$m^{1/2}$]

com os limites: $0,02 \leq O \leq 0,20$;

A_v é a área das aberturas verticais [m^2];

h_{eq} é a média ponderada da altura de janelas em todas as paredes [m];

A_t é a área total de fechamento (paredes, piso e teto, incluindo as aberturas) [m^2];

Obs: Para o cálculo do fator b , a densidade ρ , o calor específico c , e a condutividade térmica λ do material devem ser tomados em temperatura ambiente.

- Fechamento formado por camadas de vários materiais

– Se $b_1 < b_2$, $b = b_1$

– Se $b_1 > b_2$, o limite de espessura S_{lim} é calculado para o material exposto de acordo com:

$$S_{lim} = \sqrt{\frac{3600 t_{max} \lambda_1}{c_1 \rho_1}} \quad (2.5)$$

com t_{max} dado por: $t_{max} = \max[0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / o); t_{lim}]$

Se $S_1 > S_{lim}$ então $b=b_1$

Se $S_1 < S_{lim}$ então $b = \frac{S_1}{S_{lim}} b_1 + \left(1 - \frac{S_1}{S_{lim}}\right) b_2$

em que,

o índice 1 representa o material diretamente exposto ao incêndio, o índice 2 o próximo material;

S_i é a espessura do material “ i ”;

$b_i = \sqrt{\rho c \lambda}$;

ρ_i é a densidade do material de fechamento;

c_i é o calor específico do material de fechamento;

λ_i é a condutividade térmica do material de fechamento;

- Fechamento por diferentes fatores b nas paredes, teto e piso

$$b = \left(\sum (b_j A_j) \right) / (A_t - A_v) \quad (2.6)$$

em que,

A_j é a área total do fechamento j , não incluindo aberturas;

b_j é a propriedade térmica da superfície j .

- Temperatura dos gases na fase de resfriamento

$$\theta_g = \begin{cases} \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^* x), & \text{para } t_{\max}^* \leq 0,5 \\ \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*) (t^* - t_{\max}^* x) & \text{para } 0,5 \leq t_{\max}^* \leq 2 \\ \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^* x) & \text{para } t_{\max}^* \geq 2 \end{cases} \quad (2.7)$$

em que,

θ_g é a temperatura dos gases no tempo t [°C];

θ_{\max} é a máxima temperatura dos gases na fase de aquecimento (em °C);

$$t_{\max}^* = (0,2 \times 10^{-3} \times q_{t,d} / O) \Gamma \quad (2.8)$$

$x = 1,0$ se $t_{\max} > t_{\lim}$ ou $x = t_{\lim} \times \Gamma / t_{\max}^*$ se $t_{\max} = t_{\lim}$

$q_{t,d}$ é o valor de projeto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície de área A_f do piso [MJ/m²];

$q_{t,d}$ é o valor de projeto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície de área A_t do fechamento (paredes, piso e teto), devendo observar os limites: 50MJ/m² < $q_{t,d}$ < 1000MJ/m², e dada por:

$$q_{t,d} = q_{f,d} A_f / A_t \quad (2.9)$$

2.1.1.3 - Curva de incêndio BFD

Barnett (2002) desenvolveu uma expressão geral para gerar curva de incêndio em que é usado apenas uma equação para determinar a temperatura tanto na fase de aquecimento quanto na fase de esfriamento:

$$\theta_g = \theta_o + \theta_m e^{-z} \quad (2.10)$$

em que,

θ_g é a temperatura dos gases no tempo t (°C);

θ_o é a temperatura ambiente inicial (°C);

θ_m é o incremento máximo de temperatura acima de θ_o (°C);

$z = (\ln t - \ln t_m)^2 / s_c$;

t é o tempo decorrido desde a ignição do fogo (min);

t_m é o tempo em que θ_m ocorre (min);

s_c é o fator de forma da curva de incêndio.

2.1.2 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

2.1.2.1 - Generalidades

O tempo requerido de resistência ao fogo é o tempo mínimo exigido para que o elemento construtivo resista à ação térmica padronizada em um ensaio laboratorial. Como a resistência do elemento estrutural está relacionada à temperatura em que é exposto, esse tempo é relacionado à curva de incêndio-padrão. Assim, quanto maior o TRRF, maior será o aquecimento e maior a redução da resistência dos materiais.

O TRRF é definido a partir da ocupação, uso e área da edificação, considerando tanto o perigo da ocorrência do sinistro quanto suas consequências. Para dois edifícios com mesmo tipo de ocupação, mas com alturas diferentes, o maior edifício tem um TRRF maior. Levantando a hipótese de ambos possuírem uma compartimentação vertical de excelência, a possibilidade de ocorrência de incêndio é igual para os mesmos, mas as suas consequências no edifício maior são muito mais graves.

A ABNT NBR 14432:2001 indica, no item 8.2, que quando um elemento fizer parte de mais de um edifício ou compartimento, tal elemento deve atender ao maior dos tempos de resistência ao fogo entre os prescritos para as diversas situações; e no item 8.3, que quando um pavimento do subsolo, devido à inclinação do terreno, tiver um lado aberto no nível térreo, permitindo exaustão de fumaça e acesso para combate do

incêndio, pode-se adotar para os elementos construtivos deste pavimento o padrão de resistência ao fogo aplicável aos pavimentos acima do solo, desde que as ocupações sejam similares.

2.1.2.2 - Temperatura dos elementos estruturais

No concreto armado, os materiais que o compõem sofrem redução nas suas propriedades mecânicas, resistência e módulo de elasticidade, devido ao aumento de temperatura. A ABNT NBR 15200:2012 possui uma tabela com o fator de redução dessas propriedades para diversas temperaturas. Portanto, é necessário conhecer a temperatura do elemento estrutural para realizar o dimensionamento do mesmo. A temperatura dos elementos estruturais é determinada através de formulações da transferência de calor, com base na curva de incêndio.

2.1.2.3 - Tempo de resistência ao fogo (TRF)

O tempo de resistência ao fogo é o tempo máximo que a estrutura resiste aos esforços solicitantes devido às ações do incêndio. Usam-se os coeficientes de ponderação para ações excepcionais, conforme a indicação da ABNT NBR 8681:2003. O tempo de resistência ao fogo deve ser maior ou igual ao tempo requerido de resistência ao fogo.

2.1.2.4 - Métodos para determinar TRRF

Há três métodos principais para determinação do TRRF. O método tabular, do tempo equivalente e o método de Gretnener para avaliação de risco.

a) Método tabular

O método tabular da ABNT NBR 14432:2001 é baseado em normas estrangeiras adaptadas para as condições brasileiras. De fácil uso, para determinar o TRRF dos elementos estruturais é necessário consultar duas tabelas que podem ser encontradas nos anexos A e B da norma brasileira.

b) Método do tempo equivalente

O método do tempo equivalente consiste em calcular a temperatura do elemento estrutural usando a curva de incêndio-padrão para um tempo adotado (equivalente). A temperatura obtida corresponde à máxima temperatura do elemento, tendo como base a curva natural (SILVA, 2004).

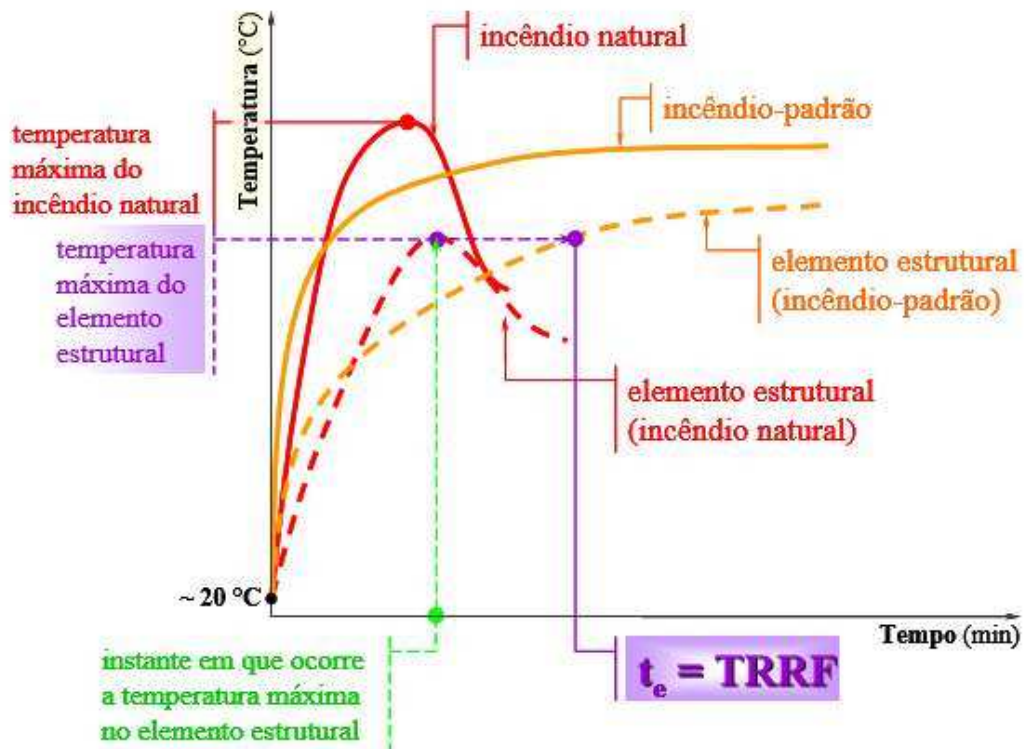


Figura 2.7 - Conceito de tempo equivalente (COSTA, 2008)

Propostas com base nesse método foram realizadas por diversos pesquisadores. Entre eles estão Ingberg, que em 1928 conduziu as primeiras pesquisas no mundo para correlacionar a severidade do incêndio-padrão de ensaios com as condições reais de incêndio (MALHOTRA, 1982), seguido por Law e Pettersson, na década de 1970. O método também é normalizado pelo EN 1991-1-2:2002.

c) Método de Gretener para avaliação de risco

O método de Gretener para avaliação de risco estabelece o TRRF com base na geometria do compartimento, altura do edifício, meio de proteção ativa, tipo de ocupação e eficiência das ações de combate ao incêndio.

No Brasil, o uso desse método é restrito devido ao não conhecimento de todos os fatores de risco necessários para realização do mesmo.

2.2 - Efeitos do fogo no concreto armado

2.2.1 - Generalidades

Os materiais do concreto armado têm um bom comportamento quando em alta temperatura. Muitos edifícios com esse tipo de estrutura que sofreram graves incêndios

foram restaurados e colocados novamente em uso (BUCHANAN, 2001), como o edifício do aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro (BATTISTA *et al.*, 2001).

Além disso, o concreto é um material não combustível, com baixa condutividade térmica e robusto. Por esse motivo, comporta-se com uma maior inércia térmica. Por ter uma transferência de calor branda, a região interna não alcança as altas temperaturas das faces expostas ao fogo, permanecendo com temperaturas mais baixas (DHIR *et al.*, 2008).

Apesar das qualidades positivas citadas desse material, ele apresenta características negativas em situação de incêndio. Sua capacidade resistente começa a cair a partir de aproximadamente 100 °C devido à degeneração de suas propriedades mecânicas.

O decaimento das propriedades mecânicas, segundo Khoury (2000), pode ser atribuído a mudanças físico-químicas na pasta de cimento, nos agregados e à incompatibilidade térmica entre os mesmos, i.e., dilatações térmicas diferenciadas que alteram a aderência entre a pasta de cimento e o agregado graúdo. Há também os fatores externos que causam a degradação das propriedades mecânicas, tais como o nível de temperatura, carregamento aplicado e perda de umidade para a superfície.

Os maiores problemas causados na estrutura de concreto armado ocorrem quando são atingidas as temperaturas da ordem de 500 a 600 °C (LANDI, 1986). É nesse intervalo que o aço perde rapidamente sua resistência à tração.

Outro grande problema em elementos estruturais de concreto armado é o *spalling*, responsável pela perda da área resistente e pela possível exposição da armadura ao fogo.

2.2.2 - Spalling

O fenômeno “*spalling*”, ou lascamento, é um fenômeno de degradação do concreto causado por altas temperaturas e deve ser considerado nos projetos de edificações de concreto sujeitas a incêndio, a fim de assegurar a resistência dos elementos estruturais para o tempo requerido de resistência ao fogo. A delaminação do concreto e lascamento explosivo (explosão do concreto) são exemplos de “*spalling*”, este conduz à perda rápida de camadas de concreto e conseqüentemente ao aumento brusco de temperatura no centro do pilar causando grande perda de resistência, enquanto a delaminação do concreto possui uma perda das camadas de concreto de forma gradual

devido à perda de vínculo. Retardar o desprendimento prematuro do cobrimento das armaduras impede a exposição antecipada das barras de aço à ação térmica e consequentemente evita o colapso da estrutura.

Há diversas causas que podem provocar a ocorrência do “*spalling*”: o teor de umidade, a porosidade e a permeabilidade do concreto, as condições de tensões, o tipo de agregado utilizado no concreto, a seção do elemento e a taxa de aquecimento. Cada fator citado tem suas particularidades e podem aumentar ou diminuir a probabilidade de induzir o fenômeno no concreto.

A ABNT NBR 15200:2012 não aborda esse tema, podendo ser encontrado de forma simplificada no EN1992-1-2:2004. Um melhor estudo sobre o assunto foi realizado por Purkiss e Li (2014).

2.3 - Ações nas estruturas em situação de incêndio

2.3.1 - Generalidades

A análise de incêndio se enquadra nas combinações últimas excepcionais. Essas combinações são definidas considerando a baixa probabilidade de ocorrência de incêndio. Por esse motivo, os coeficientes de ponderação, quando a estrutura é analisada em situação de incêndio, são menos rigorosos. Uma vez que esses coeficientes são definidos por meio de uma análise probabilística conjunta, considerando o incêndio e o colapso estrutural.

2.3.2 - ABNT NBR 6118:2014

No item 11.8.2.3, a ABNT NBR 6118:2014 diz que em cada combinação devem figurar as ações, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681:1988. A expressão para o cálculo de ações últimas excepcionais conforme a ABNT NBR 6118:2014 é:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \sum \gamma_q \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk} \quad (2.11)$$

em que,

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk} ;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$ encontra-se na Tabela 2.1;

ψ_{0j}, ψ_{0e} encontra-se na Tabela 2.2;

Em observação, a ABNT NBR 6118:2014 diz que quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações em situação de incêndio.

Tabela 2.1 – Coeficientes $\gamma = \gamma_1 \cdot \gamma_B$ (ABNT NBR 6118:2014)

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 2.2 – Valores do coeficiente ψ_2 (ABNT NBR 6118:2014)

Ações		ψ_2		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

2.3.3 - ABNT NBR 8681:2003

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, os incêndios também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura. As combinações últimas excepcionais são dadas pela Equação (2.12).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2.12)$$

em que,

$F_{Q,exc}$ é o valor da ação variável principal;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como secundária para a situação transitória considerada;

$\psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal $F_{Q,exc}$, durante a situação transitória (Tabela 2.4);

γ_{gi} , γ_q são os coeficientes de ponderação (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Coeficientes de ponderação das ações para combinações últimas (ABNT NBR 8681:2003)

Tipo de estrutura	γ_g ações permanentes diretas agrupadas				γ_q ações variáveis consideradas conjuntamente	
	situação normal		situação excepcional		normal	excepcional
	favorável	desfavorável	favorável	desfavorável		
Edificações tipo 1*	1,0	1,35 ou 1,2 [†]	1,0 ou 0 [†]	1,15 ou 0 [†]	1,5 ou 1,2 ^{††}	1,0 ou 0 ^{††}
Edificações tipo 2**	1,0	1,40 ou 1,2 [†]	1,0 ou 0 [†]	1,20 ou 0 [†]	1,4 ou 1,2 ^{††}	

Nota: * As cargas acidentais superam 5 kN/m².
 ** As cargas acidentais não superam 5 kN/m².
 † Recalques de apoio e retração.
 †† Variação térmica à temperatura ambiente.

Tabela 2.4 – Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_2) para as ações variáveis em edifícios (ABNT NBR 8681:2003)

Condição do local	ψ_0	ψ_2^*	$0,7 \cdot \psi_2$
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (edifícios residenciais).	0,5	0,3	0,21
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas (edifícios comerciais).	0,7	0,4	0,28
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,6	0,42
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,6	0	0
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,3	—

Nota: * Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, $\psi_2 = 0$.

Em nota, a ABNT NBR 8681:2003 diz que para combinações excepcionais em que a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7. A norma também indica que o coeficiente de ponderação γ_f relativo à ação excepcional que figura nas combinações últimas excepcionais, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, deve ser igual a 1,00.

2.4 - Determinação dos Esforços Resistentes

2.4.1 - Generalidades

Para os estados-limites últimos em situação de incêndio, o esforço resistente de cálculo deve ser determinado usando-se um coeficiente de ponderação unitário, fazendo com que esse esforço resistente possua o mesmo valor do esforço resistente nominal correspondente.

2.4.2 - ABNT NBR 8681:2003

Os esforços resistentes podem ser determinados pela Equação (2.13).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.13)$$

em que,

f_k é resistência característica inferior;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$$

em que,

γ_{m1} leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;

γ_{m3} considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método do cálculo empregado.

2.4.3 - ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 dispõe da mesma expressão indicada pela ABNT NBR 8681:2003:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.14)$$

2.5 - Propriedades térmicas dos materiais que compõem o concreto armado

2.5.1 - Generalidades

O elemento estrutural de concreto armado sofre transformações físico-químicas devido à mudança de temperatura (Figura 2.8). Por meio de curvas médias, os modelos matemáticos representam essas mudanças com base em experimentos de laboratórios e modelos numéricos.

As propriedades mais importantes para a análise térmica dos materiais são a massa específica, influenciada pela saída de água da matriz do concreto e pela variação de volume devido à expansão do material, o calor específico, que indica a variação de temperatura do material ao receber calor, e a condutividade térmica, que indica a capacidade do material de conduzir o calor recebido.

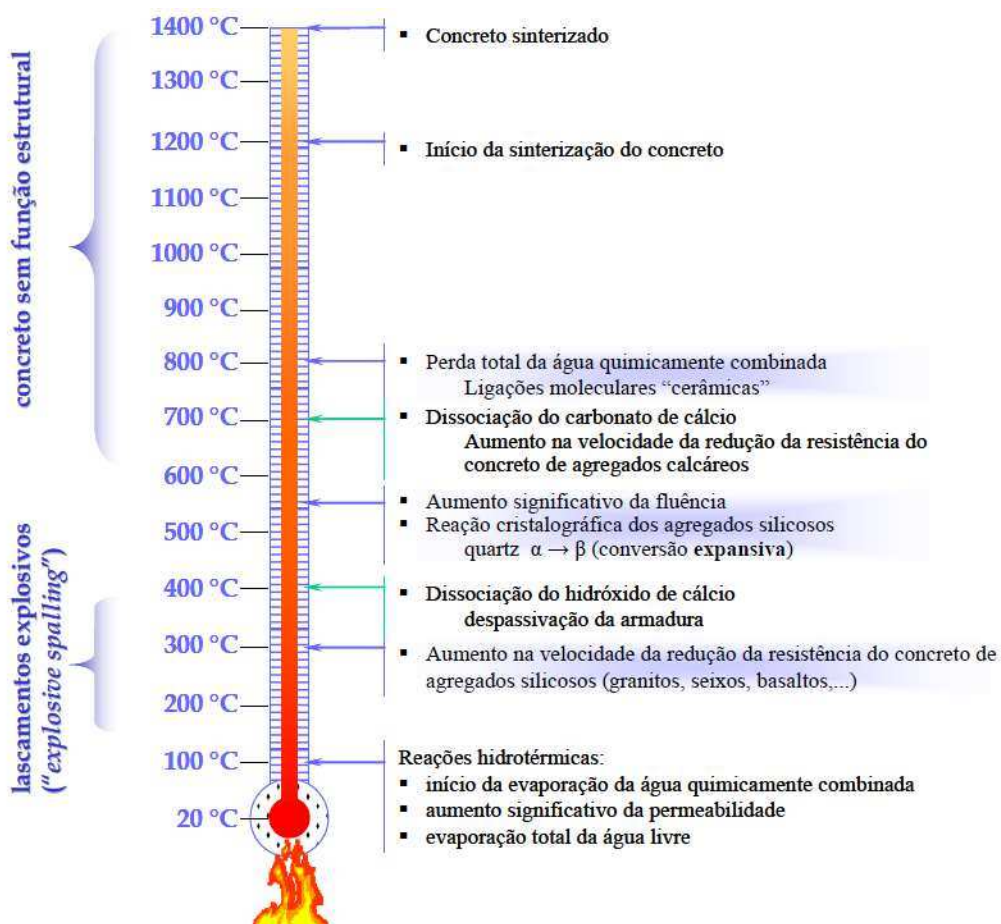


Figura 2.8 – Transformações do concreto em altas temperaturas (KHOURY, 2000; adaptado por COSTA, 2008)

2.5.2 - Concreto

a) Massa específica

A massa específica sofre redução com o aumento de temperatura (Figura 2.9). Isso ocorre devido à evaporação da água que se encontra no concreto e pelo aumento de volume do material causado pela expansão térmica. A ABNT NBR 15200:2012 apresenta as expressões a seguir para se obter a massa específica para diversas temperaturas:

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \quad \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C} \quad (2.15)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (1 - 0,02 (\theta - 115)/85) \quad \text{para } 115\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (0,98 - 0,03 (\theta - 200)/200) \quad \text{para } 200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (0,95 - 0,07 (\theta - 400)/800) \quad \text{para } 400\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C}$$

A ABNT NBR 6118:2014 e a ABNT NBR 6120:1980 recomendam adotar, quando desconhecida, massa específica (ρ) igual a 2400 kg/m³ para concreto simples e 2500 kg/m³ para concreto armado à temperatura ambiente. Costa (2008) recomenda usar massa específica igual a 2400 kg/m³ para análises térmicas e 2500 kg/m³ para o cálculo do peso próprio do elemento estrutural com armaduras.

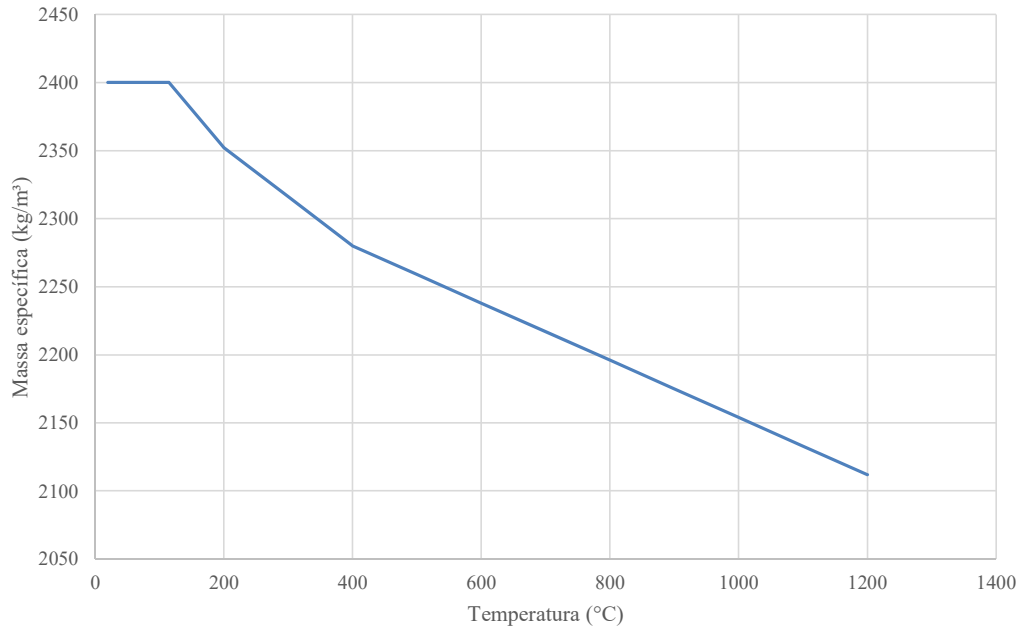


Figura 2.9 – Variação da massa específica do concreto em função da temperatura

b) Calor específico

O calor específico do concreto apresenta uma descontinuidade próxima de 100 °C devido à evaporação da água livre e se mantém até os 115°C (Figura 2.10). Quanto maior for a umidade do concreto, maior será o pico do calor específico. A ABNT NBR 15200:2012 apresenta as expressões para se obter o calor específico do concreto ($u = 0\%$) devido às temperaturas. O valor do calor específico para as temperaturas entre 100 °C e 115 °C é tomado como constante, com isso as expressões apresentadas pela ABNT NBR 15200:2012 são modificadas para as seguintes:

$$c_p(\theta) = 900 \quad (\text{J/kg } ^\circ\text{C}) \quad \text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (2.16)$$

$$c_p(\theta) = c_{p,pico} \quad \text{para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta < 115 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = \frac{(1000 - c_{p,pico}) \times (\theta - 115)}{85} + c_{p,pico} \quad \text{para } 115 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \text{para } 200 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_{p,pico} = 900 \text{ J/kg }^\circ\text{C} \text{ para umidade de } 0 \% \text{ em peso}$$

$$c_{p,pico} = 1470 \text{ J/kg }^\circ\text{C} \text{ para umidade de } 1,5 \% \text{ em peso}$$

$$c_{p,pico} = 2020 \text{ J/kg }^\circ\text{C} \text{ para umidade de } 3,0 \% \text{ em peso}$$

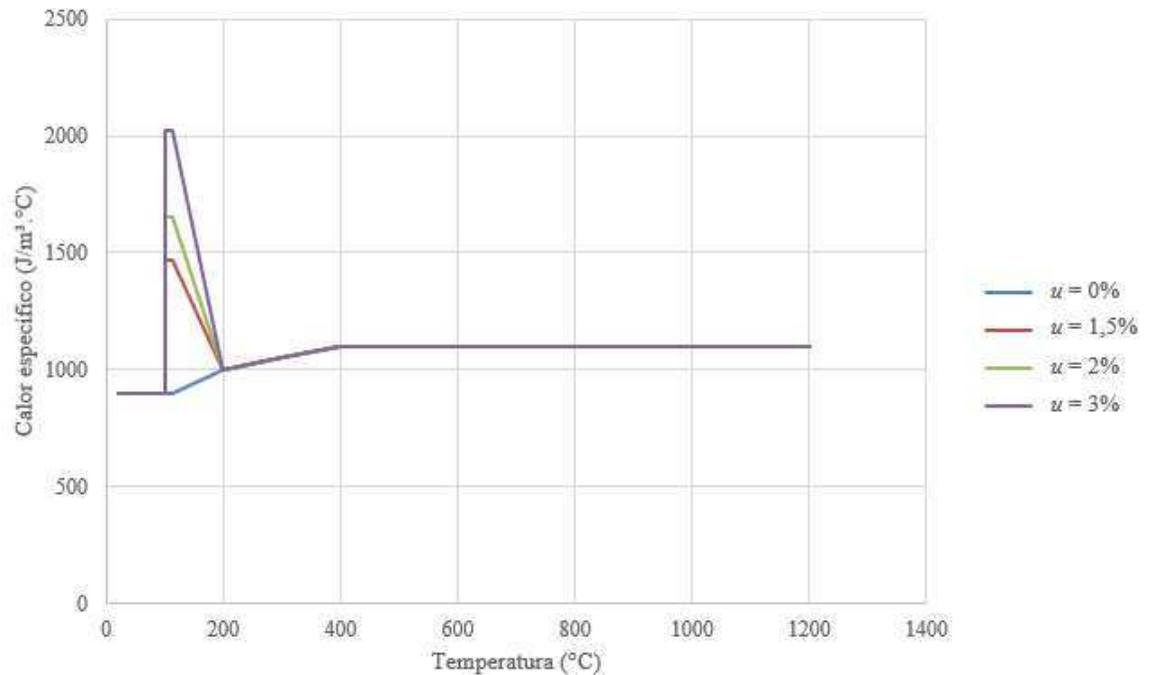


Figura 2.10 – Calor específico do concreto em função da temperatura

Não é recomendado o uso de concretos com teor de umidade $u > 4\%$ porque, em qualquer temperatura, a sua durabilidade pode ser comprometida para $u > 3\%$. (KHOURY & ANDERBERG, 2000, COSTA *et al.*, 2002b; EN 1992-1-2:2004). Geralmente, os elementos de concreto armado têm $u \leq 1,5\%$ em ambientes secos internos, e $u \leq 3\%$ em ambientes externos.

A umidade do concreto tem grande influência sobre a temperatura interna da estrutura de concreto armado. Na pesquisa realizada por Kodur e Sultan (1998), em que três pilares (dois de alta resistência de concreto e um de resistência usual) são submetidos ao fogo, todos tiveram a temperatura aumentada para $100 \text{ }^\circ\text{C}$ rapidamente, logo depois, a taxa de crescimento de temperatura diminuiu. O gráfico apresentado na Figura 2.10 está de acordo com esse comportamento. Lie e Celikkol (1991) mostram que esse comportamento de aumento da temperatura no concreto é devido à migração da umidade em direção ao centro da estrutura. O resultado dessa migração é uma maior temperatura no centro da estrutura de concreto.

c) Condutividade térmica

A condutividade térmica do concreto reduz à medida que a temperatura aumenta. Ela está relacionada ao tipo de agregado (determinante à condutividade térmica do concreto) usado e também é influenciada pela porosidade do elemento estrutural.

A ABNT NBR 15200:2012 indica a seguinte expressão para se obter a condutividade térmica do concreto em diversas temperaturas (Figura 2.11):

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{W/m} \cdot ^\circ\text{C}) \quad (2.17)$$

em que θ_c é a temperatura do concreto ($^\circ\text{C}$)

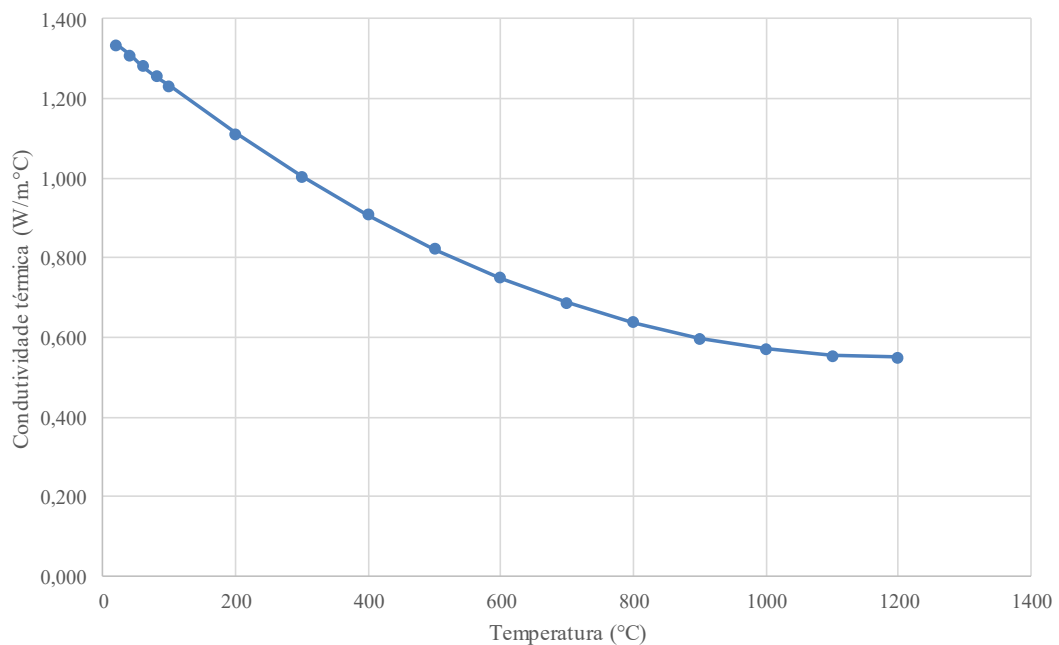


Figura 2.11 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura

Para simplificar, a ABNT NBR 15200:2012 permite considerar que a relação entre a condutividade térmica e a temperatura é constante e igual a $\lambda_c = 1,30 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$. Essa consideração é destinada a análises térmicas com modelos simples de cálculos (SCHLEICH, 2005).

2.5.3 - Aço

a) Massa específica

A massa específica do aço não é dependente da temperatura, por isso toma-se ρ igual a 7850 kg/m^3 para qualquer temperatura.

b) Calor específico

O EN 1994-1-2:2005 apresenta as seguintes expressões para se determinar o calor específico do aço em diversas temperaturas, conforme ilustrado na Figura 2.12:

$$c_u(\theta) = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \times \theta - 1,69 \times 10^{-3} \times \theta^2 + 2,22 \times 10^{-6} \times \theta^3 \quad (\text{J/kg } ^\circ\text{C})$$

para $20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}$ (2.18)

$$c_u = 666 - \left(\frac{13002}{\theta - 738} \right) (\text{J/kg } ^\circ\text{C})$$

para $600 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 735 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$c_u = 545 - \left(\frac{17820}{\theta - 731} \right) (\text{J/kg } ^\circ\text{C})$$

para $735 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 900 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$c_u(\theta) = 650 (\text{J/kg } ^\circ\text{C})$$

para $900 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}$

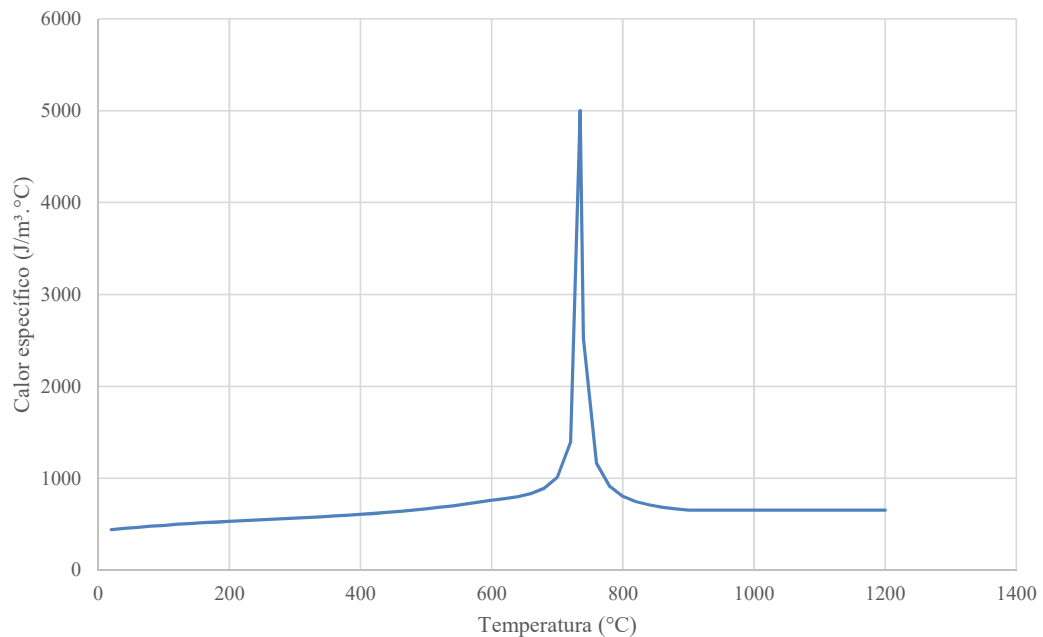


Figura 2.12 – Calor específico do aço em função da temperatura

De acordo com Schleich (2005), a função do Calor específico \times Temperatura é válida para qualquer tipo de aço e de armaduras de concreto armado.

O pico na função, apresentada na Figura 2.12, conhecido por “ponto de Curie” ocorre na temperatura de $735 \text{ } ^\circ\text{C}$. Essa descontinuidade do calor específico é devido à transição magnética do ferro. O ferro perde suas propriedades magnéticas quando aquecido e pode recuperá-las quando resfriado. Para análise térmica, essa descontinuidade é substituída por um valor de $c_{a,pico} = 5000 \text{ J/kg/}^\circ\text{C}$ no ponto Curie (SCHLEICH, 2005).

c) Condutividade térmica

O EN 1994-1-2:2005 apresenta a Equação (2.19) para determinar a condutividade térmica do aço em diversas temperaturas, como mostrado na Figura 2.13:

$$\lambda = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \times \theta \text{ (W/m.}^\circ\text{C)} \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (2.19)$$

$$\lambda = 27,3 \text{ (W/m.}^\circ\text{C)} \quad \text{para } 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

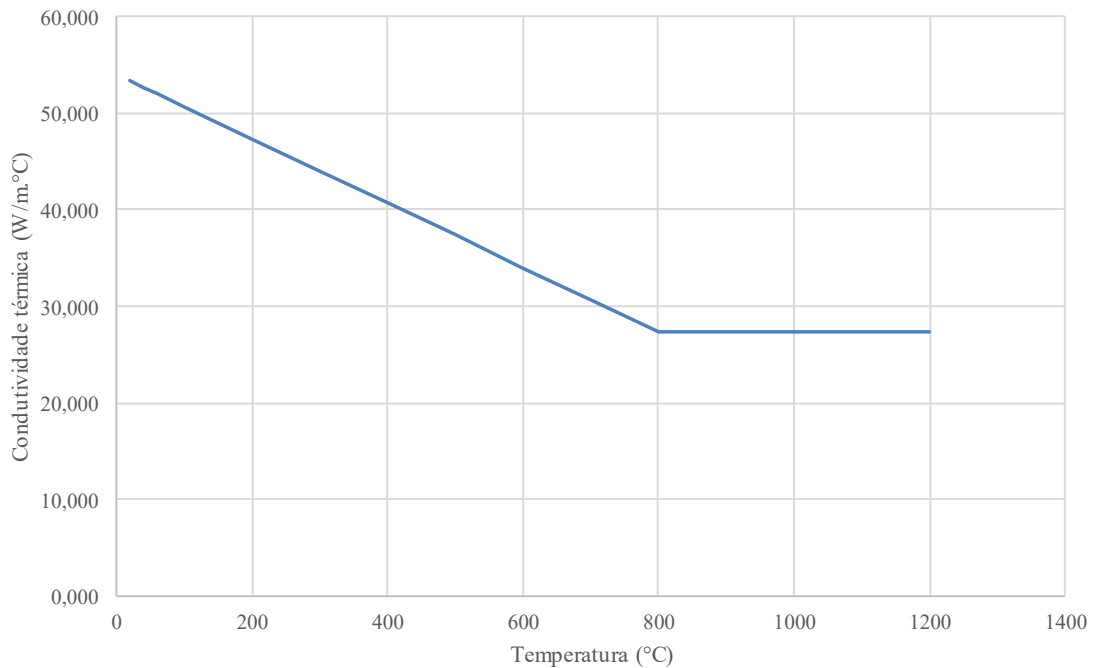


Figura 2.13 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura

A condutividade térmica do aço é a mesma para qualquer tipo de aço, laminado à quente ou trabalhado a frio, estrutural ou para armaduras de concreto (DTU, 1974).

2.6 - Propriedades mecânicas dos materiais que compõem o concreto armado

2.6.1 - Generalidades

As principais propriedades mecânicas dos materiais que compõem o concreto armado são o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão e as relações tensão-deformação. Conforme a temperatura do elemento estrutural aumenta, essas propriedades têm os seus valores reduzidos, o concreto se torna menos rígido e assim se deforma mais facilmente (módulo de elasticidade menor), conseqüentemente a resistência (tanto à tração quanto à compressão) também reduz.

2.6.2 - Concreto

2.6.2.1 - Resistência à compressão

A ABNT NBR 15200:2012 indica a seguinte expressão que define a resistência em função da temperatura.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2.20)$$

em que,

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos (ABNT NBR 15200:2012)

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

A ABNT NBR 15200:2012 fornece os valores do fator de redução apenas para agregados silicosos. Para concretos preparados com outros agregados, a mesma indica a consulta do EN1992-1-2:2004. Por ser mais comum no Brasil o uso dos agregados silicosos, esse trabalho não abordará os demais. A Figura 2.14 ilustra o fator de redução em função da temperatura.

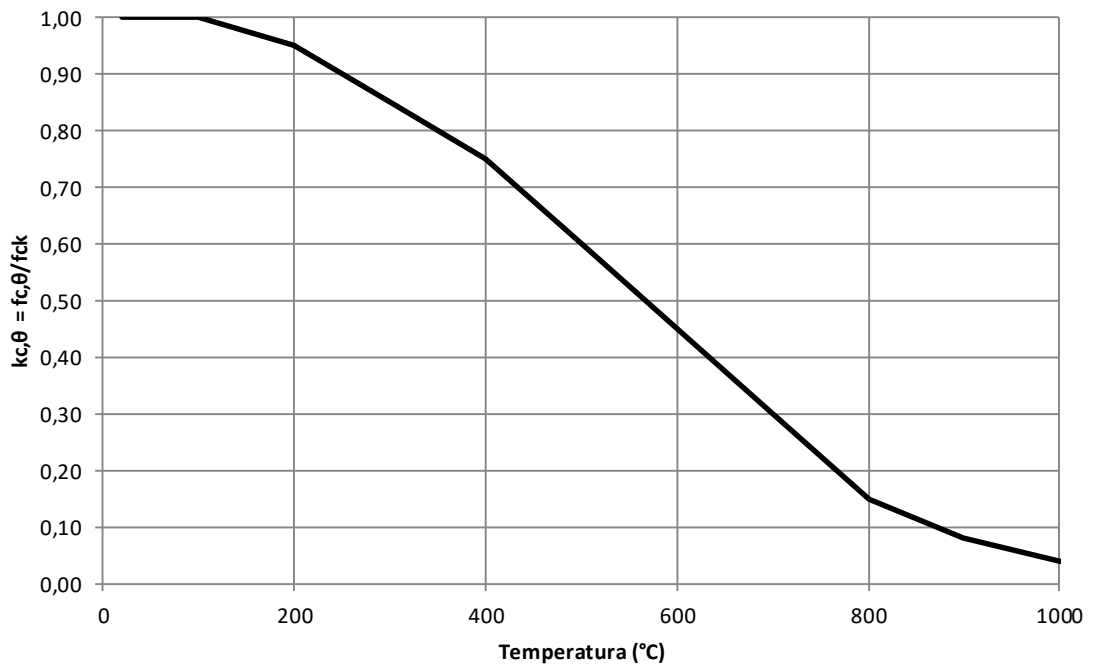


Figura 2.14 - Fator de redução da resistência do concreto silicioso em função da temperatura

2.6.2.2 - Relação tensão-deformação

a) ABNT NBR 15200:2012

O diagrama tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas é obtido através da equação de Popovics (1973) de ordem 3 indicada pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo EN 1992-1-2:2004:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (2.21)$$

em que,

$\sigma_{c,\theta}$ é o valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$\varepsilon_{c,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ (adimensional);

$\varepsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ , conforme Tabela 2.6 (adimensional);

$\varepsilon_{cu,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ , conforme Tabela 2.6 (adimensional).

Tabela 2.6 – Deformação específica do concreto em função da temperatura

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

De acordo com Costa (2008), a deformação última ($\varepsilon_{cu,\theta}$) deve ser usada apenas para modelagens numéricas não-lineares. Assim, a deformação máxima a ser usada para a verificação de seções de concreto armado é a correspondente à tensão de pico ($\varepsilon_{c1,\theta}$).

Usando a Tabela 2.6 para resolver a Equação (2.21), obtém-se os diagramas ilustrados na Figura 2.15 para um concreto com f_{ck} igual a 24 MPa.

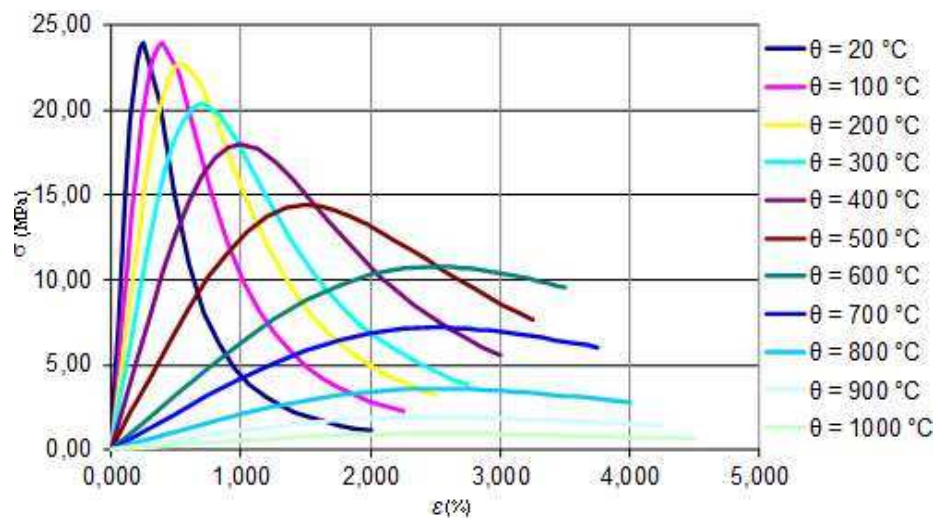


Figura 2.15 – Diagrama tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas

Alternativamente, para o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto, a ABNT NBR 15200:2012 permite adotar-se uma linha reta entre $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$, conforme valores apresentados na Tabela 2.6.

b) Parábola-Retângulo

O diagrama tensão-deformação do concreto (Figura 2.16) para temperatura ambiente é obtido através da seguinte expressão indicada pela ABNT NBR 6118:2014:

$$\sigma_{c,\theta} = 0,85 \times f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (2.22)$$

$$\sigma_{c,\theta} = 0,85 \times f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

em que,

- para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰};$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰};$$

$$n = 2,0.$$

- para concretos de classes maiores que C50 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \times (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \times [(90 - f_{ck})/100]^4$$

$$n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$$

Alternativamente ao diagrama proposto pela ABNT NBR 15200:2012, de acordo com trabalhos anteriores realizados por Albuquerque (2012) e Moreira (2013), multiplica-se o f_{cd} pelo fator de redução $k_{c,\theta}$ exposto no item 2.6.2.1, para obter a tensão do concreto em situação de incêndio. Esse diagrama foi usado para o cálculo de estruturas em situação de incêndio e os resultados foram satisfatórios.

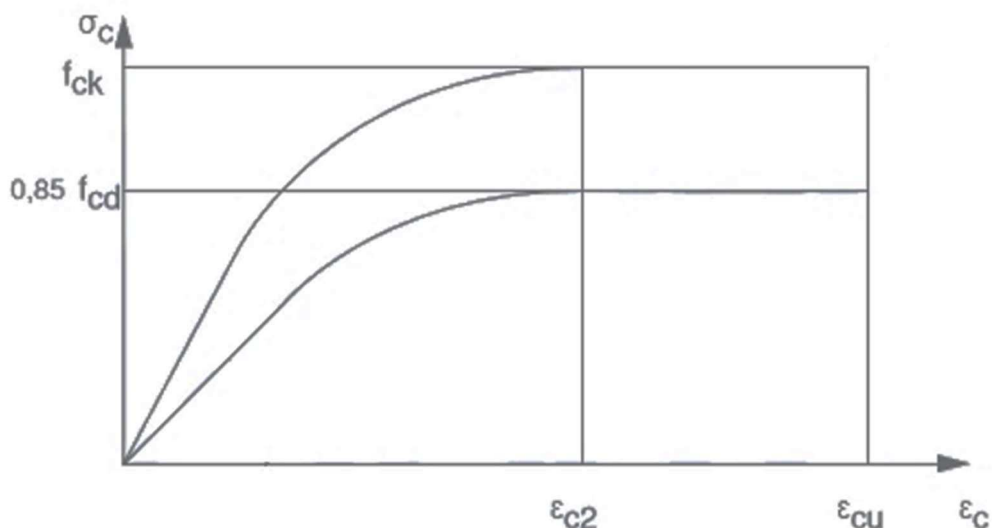


Figura 2.16 – Diagrama parábola-retângulo (NBR 6118)

Nota-se o uso do coeficiente de redução de resistência de cálculo à compressão do concreto (α) de 0,85 na Equação (2.22). Composto por três componentes, o principal componente de α , o efeito Rusch, consiste em reduzir a resistência do elemento estrutural devido à duração prolongada do carregamento. Entretanto, por ser uma ação de curta duração, o efeito Rusch não se manifesta em incêndios e por isso não há necessidade da aplicação do coeficiente α . O boletim nº 46 da FIB-CEB (2008) traz essa recomendação.

2.6.3 - Aço

2.6.3.1 - Armadura passiva

- Resistência ao escoamento

A resistência do aço ao escoamento reduz à medida que a temperatura aumenta, conforme ilustrado na Figura 2.17. A ABNT NBR 15200:2012 indica a seguinte expressão que define a resistência em função da temperatura:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.23)$$

em que,

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme Tabela 2.7, onde:

— curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;

— curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

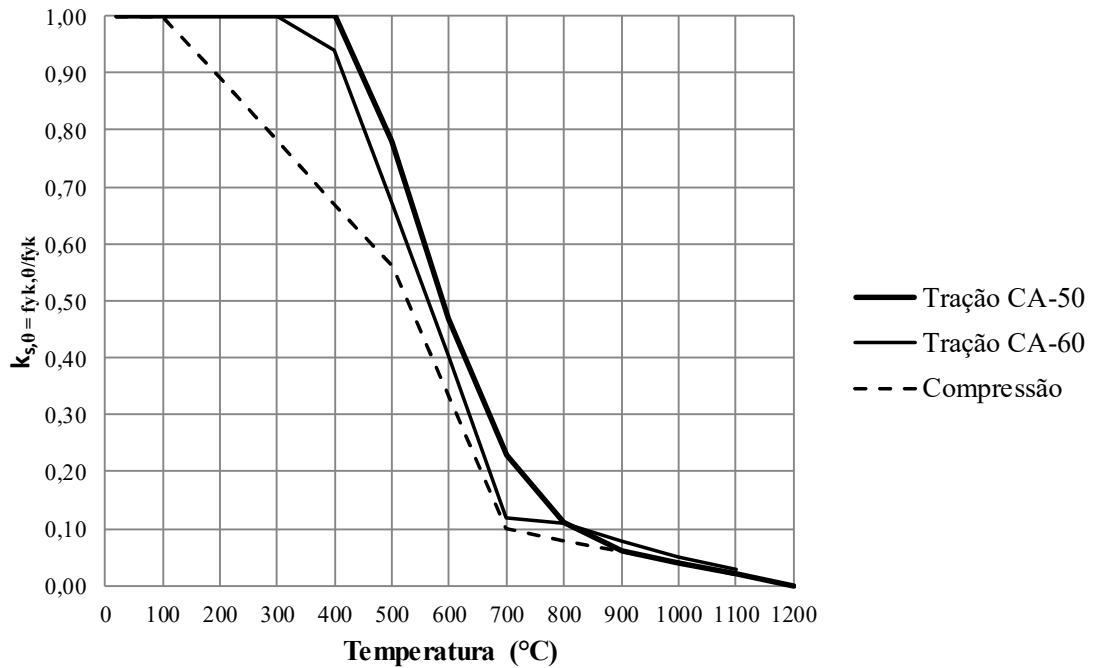


Figura 2.17 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura

- Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 2.18, podendo ser obtido pela Equação (2.24).

$$E_{s,\theta} = k_{E_s,\theta} E_s \tag{2.24}$$

em que,

E_s é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$k_{E_s,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ ,

conforme Tabela 2.7.

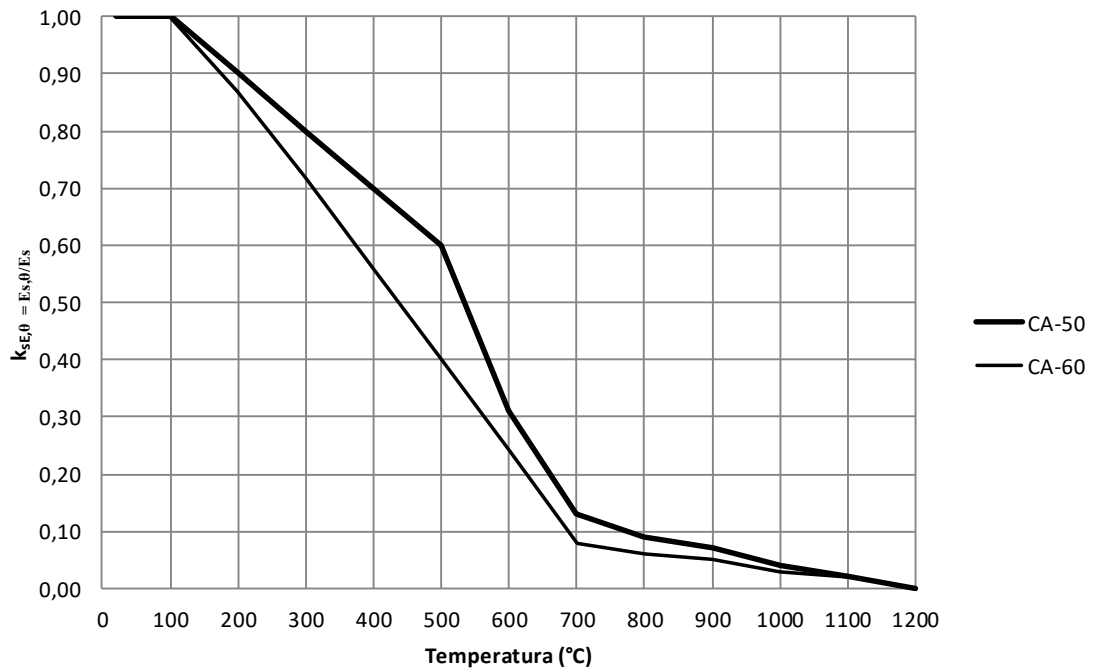


Figura 2.18 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura

A Tabela 2.7 fornece o fator de redução para o cálculo da resistência dos aços CA-50 e CA-60 ao escoamento quando comprimidos e tracionados; e para o cálculo do módulo de elasticidade do aço. O fator de redução reduz à medida que a temperatura aumenta.

Tabela 2.7 - Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva (ABNT NBR 15200:2012)

Temperatura do aço °C	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

2.6.3.2 - Relação tensão-deformação

a) Diagrama simplificado

O diagrama simplificado (Figura 2.19), de acordo com a ABNT NBT 6118:2014 é válido apenas para intervalos de temperatura entre -20 °C e 150 °C. Porém, em trabalhos anteriores realizados por Soares (2003), Castro (2005) e Moreira (2013), esse diagrama foi usado para o cálculo de estruturas em situação de incêndio e os resultados foram satisfatórios. No presente trabalho, há a opção do uso do diagrama simplificado e do diagrama da ABNT NBR 15200:2012. Dessa maneira, é possível realizar comparações entre os dois diagramas. As equações usadas para a construção da relação tensão-deformação são:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.25)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.26)$$

Se $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$

$$\text{então } \sigma_{sd} = E_s \times \varepsilon_s \quad (2.27)$$

caso contrário $\sigma_{sd} = f_{yd}$

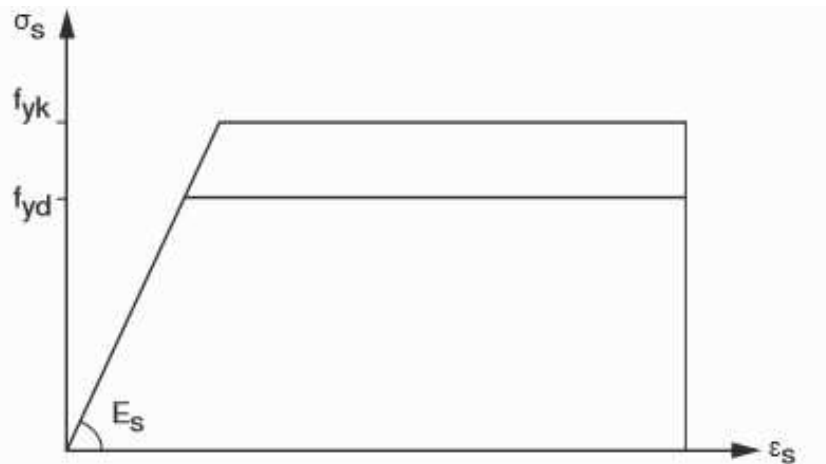


Figura 2.19 – Diagrama tensão-deformação (ABNT NBR 6118:2014)

b) ABNT NBR 15200:2012

Os diagramas tensão-deformação dos aços da armadura passiva a temperaturas elevadas podem ser elaborados a partir das seguintes equações indicadas pela ABNT NBR 15200:2012:

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \times E_{s,\theta} \quad \text{para} \quad 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (2.28)$$

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

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

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

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \quad \text{para} \quad \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{U,\theta}$$

em que,

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

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

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

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

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

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

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

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

em que,

$f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ , conforme Tabela 2.7;

$f_{p,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura θ , conforme Tabela 2.8;

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ , conforme Tabela 2.7;

E_s é o módulo de elasticidade do aço a 20 °C.

Tabela 2.8 - Valores da relação $k_{p,\theta} = f_{p,k,\theta}/f_{yk}$ para aços de armadura passiva

θ (°C)	$k_{p,\theta} = f_{p,k,\theta}/f_{yk}$	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	0,96
200	0,81	0,92
300	0,61	0,81
400	0,42	0,63
500	0,36	0,44
600	0,18	0,26
700	0,07	0,08
800	0,05	0,06
900	0,04	0,05
1000	0,02	0,03
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

A forma dos diagramas tensão-deformação dos aços a altas temperaturas é ilustrada na Figura 2.20.

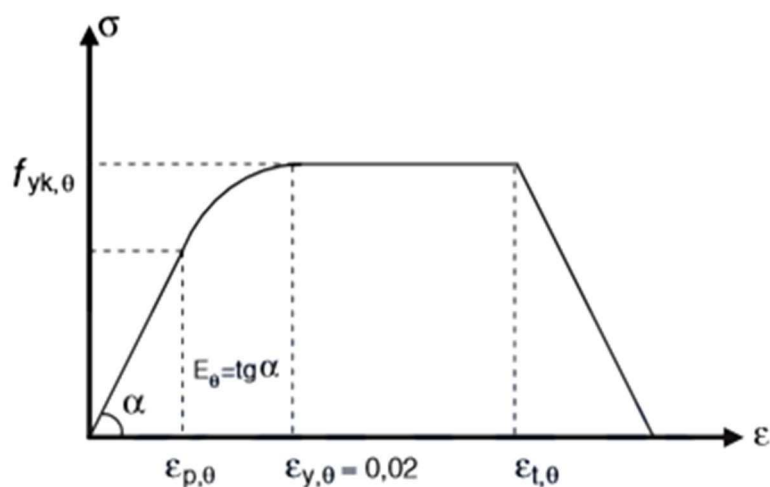


Figura 2.20 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas (ABNT NBR 15200:2012)

2.7 - Principais trabalhos na área de segurança de estruturas em situação de incêndio

Várias pesquisas têm sido realizadas na área de segurança de estruturas em situação de incêndio no mundo e o Brasil está seguindo essa tendência. Alguns dos principais estudos desenvolvidos nos últimos tempos são descritos a seguir.

Vila Real, P. M. M. (1988), em sua pesquisa de mestrado, desenvolveu programas capazes de analisar os problemas térmico e termomecânico. Em sua dissertação são apresentadas as leis gerais de transmissão de calor, a formulação dos elementos finitos do comportamento térmico e termomecânico dos sólidos. Com as formulações indicadas por Vila Real é possível obter o gradiente de temperatura em regime estacionário e transitório para problemas lineares ou não-lineares, planos ou axissimétricos. Também são desenvolvidas funções de forma hierárquica que traz ganho em tempo de processamento e redução do número de dados necessários.

Lie, T. T. e Irwin, R. J. (1993) desenvolveram e validaram um modelo matemático para o cálculo de resistência de pilares de concreto armado com seção retangular em situação de incêndio considerando as propriedades térmica e mecânica do concreto e do aço dadas por Lie e Celikkol (1991). Para o desenvolvimento do modelo matemático, Lie e Irwin analisaram os experimentos de 3 pilares com diferentes dimensões e armaduras. Dessa forma, a seção do elemento estrutural foi dividida em elementos, a superfície em elementos triangulares e dentro do pilar em elementos quadrilaterais. Com isso, foram desenvolvidas equações para a superfície do concreto em situação de incêndio, para o concreto presente na área interna do pilar e para o aço. Lie e Irwin também consideraram o efeito da umidade do concreto e criaram um critério de estabilidade.

Kodur, V. R, e Sultan, M. A. (1998), realizaram uma pesquisa em que três pilares de concreto armado (dois de alta resistência de concreto, HSC, sigla inglês, e um de resistência normal, NSC, sigla em inglês) foram submetidos ao fogo com objetivo de traçar o comportamento estrutural dos mesmos quando em situação de incêndio e identificar as diferenças entre HSC e NSC. Uma das constatações de Kodur e Sultan é que a umidade do concreto tem grande influência sobre a temperatura interna da estrutura de concreto armado, a partir da observação de que todos os pilares tiveram a

temperatura aumentada para 100 °C rapidamente, e logo depois, a taxa de crescimento de temperatura diminuiu.

Barnett, C. R. (2002) desenvolveu uma curva de incêndio denominada “Curva BFD”, que segundo ele demonstra ser mais poderosa que as demais. Primeiro, a curva BFD é uma curva natural que tem resultados mais próximos aos incêndios reais do que os métodos de modelagem conhecidos. Segundo, a forma da curva tem forte relação com o coeficiente de pirólise e o fator de abertura. Por fim, ela usa apenas uma equação para determinar a temperatura tanto na fase de aquecimento quanto na fase de esfriamento. Barnett conclui que essa curva pode ser usada na engenharia de segurança contra incêndio com a obtenção de apenas três fatores: a máxima temperatura dos gases, o tempo em que essa temperatura ocorre, e o fator de forma da curva.

Figueiredo Jr, F. P. (2002) desenvolveu um programa computacional que realiza análise térmica linear e não-linear baseado no Método dos Elementos Finitos para obter o gradiente de temperatura nas seções de concreto, de aço e mistas, analisadas com o objetivo de avaliar a precisão dos procedimentos de determinação de temperatura da ABNT NBR 14323:1999.

Silva, C. J. e Calmon, J. L (2002) desenvolveram um programa baseado no Método dos Elementos Finitos, denominado PFEM_2D, para determinar gradientes térmicos em diferentes tipos de estruturas e condições de contorno através de análise não-linear ou linear. Segundo Silva, o *software* desenvolvido possui algumas limitações como a consideração dos efeitos térmico e mecânico separadamente.

Soares, E. M. P. (2003), em sua dissertação de mestrado, forneceu um método simplificado para dimensionamento e verificação de elementos de concreto armado em situação de incêndio, já que na época não havia a ABNT NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Para o desenvolvimento dessa pesquisa, Soares usou o EN1992-1-2:1995 e a ABNT NBR 6118:2003.

Franssen, J. M. e Dotreppe, J. C. (2003) realizaram um experimento em pilares de seção circular com o objetivo de analisar o comportamento estrutural deste tipo de pilar em situação de incêndio. A partir deste experimento, Franssen e Dotreppe desenvolveram, segundo eles, métodos teóricos para um projeto rápido, seguro e eficiente de pilares de concreto armado com seção circular.

Ribeiro, J. C. L. (2004) desenvolveu, com base no *software* criado por Figueiredo Jr (2002), um programa denominado “*Thersys*” (Sistema para Simulação via MEF da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Situação de Incêndio) que realiza análise térmica transiente e não-linear para elementos bidimensionais e tridimensionais de geometria qualquer, considerando curvas de incêndio que podem ser definidas pelo usuário e as propriedades térmicas dos materiais variando com a temperatura.

Costa, C. N. (2008) apresentou os efeitos do calor sobre as propriedades térmicas e mecânicas do concreto e do aço, bem como suas influências sobre o comportamento estrutural em edifícios de concreto armado. Apresentou também os métodos de cálculo para dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio disponíveis na literatura internacional e propôs um método simplificado para elementos submetidos à flexão simples e normal composta.

Caldas, R. B. (2008) apresentou a implementação de modelos numéricos avançados não-lineares para a análise termomecânica de estruturas de aço, concreto e mistas; além de um novo procedimento para análise da resistência de seções de vigas, pilares e lajes em situação de incêndio. Para isso, Caldas desenvolveu modelos que consideram o comportamento das seções transversais dos elementos estruturais, casca e mola.

Rodrigues, M. P. P. (2009) deu sequência aos trabalhos de Soares (2003), que desenvolveu um método simplificado de análise, e de Castro (2005), que implementou um método geral para casos de compressão axial centrada. Rodrigues desenvolveu um método geral para avaliar a resistência de seções retangulares com armadura simétrica submetidas à flexão normal composta para temperatura ambiente, para o tempo requerido de resistência ao fogo (30, 60, 90 e 120 minutos) e para uma estrutura que tenha sido submetida à incêndio, mas já resfriada até temperatura ambiente e o implementou dentro do MS Excel através de um algoritmo. A distribuição de temperatura na seção foi obtida através do programa “*Thersys*” desenvolvido por Ribeiro (2004).

Xu, Y. e Wu, B. (2009) realizaram um experimento com pilares de concreto armado com seção “L”, “T”, “+” e retangular. Com essa pesquisa, Xu e Wu analisaram a relação de carregamento axial e condição de exposição ao modo de ruptura.

Klein Júnior, O. (2011) desenvolveu um método denominado FNC-FOGO, implementado num *software*, capaz de modelar pilares submetidos a flexão normal composta e em situação de incêndio quando a seção transversal é aquecida de forma simétrica.

Albuquerque, G. B. M. L. (2012) desenvolveu em sua dissertação de mestrado um método alternativo para dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Albuquerque calculou o momento fletor das vigas em temperatura ambiente (M_{Rd}^*) e com o uso do programa sueco Super Tempcalc calculou o momento fletor resistente de diversas vigas em situação de incêndio ($M_{Rd,fi}$) variando a dimensão e a taxa de armadura. Com esses valores ela desenvolveu gráficos que associam o parâmetro μ ($M_{Rd,fi} / M_{Rd}^*$). Os gráficos realizados envolvem armaduras positivas e negativas e também levam em consideração a redistribuição dos momentos. Eles associam o parâmetro μ ao tempo de resistência ao fogo (TRF)

Silva, V. P. (2012) publicou um livro sobre estruturas de concreto armado em situação de incêndio, essa publicação teve como objetivo tornar conhecido e de fácil aplicação o dimensionamento de estruturas de concreto armado. O livro descreve sobre a segurança contra o incêndio, o comportamento das propriedades e a resistência do concreto e do aço com o aumento da temperatura. Silva também aborda sobre alguns métodos de dimensionamento da estrutura como o método tabular, tabelas encontradas também na ABNT NBR 15200:2012, e o método simplificado - apresentando diversos gráficos para dimensionamento de vigas desenvolvidos por Albuquerque (2012).

Moreira, A. M. M. (2013) apresentou, em sua dissertação de mestrado, um método avançado de cálculo que verifica se um pilar calculado para temperatura ambiente sob flexão oblíqua composta resiste aos esforços solicitantes, quando o elemento estrutural está em situação de incêndio. Desenvolvido no MS Excel, o programa é capaz de gerar diagramas de interação para a seção retangular de um pilar. O programa também calcula pilares que sofreram o processo de resfriamento após incêndio. A distribuição de temperatura na seção foi obtida através do programa “*Thersys*”, desenvolvido por Ribeiro (2004), usando a curva de incêndio padrão da ABNT NBR 14432:2001.

Purkiss, J. A. e Li, L. Y (2014) publicaram um livro sobre incêndio em estruturas. Nesse livro é abordado de forma detalhada sobre os temas que envolvem incêndio,

entre elas estão: a segurança contra incêndio (prevenção de incêndio, proteção contra incêndio, combate a incêndio, meios de escape e gerenciamento), o comportamento da estrutura em experimentos de incêndio e conseqüentemente as desvantagens, as propriedades dos materiais em elevadas temperaturas. O livro também aborda os métodos empíricos e simplificados de cálculo para elementos de concreto, de aço e de madeira. Além disso, Purkiss e Li descrevem o fenômeno *spalling* e os reparos pós incêndio.

Em todos os trabalhos analisados, observou-se sempre que as análises de seções de concreto armado em situação de incêndio compreenderam apenas flexão normal composta em seções retangulares. Nota-se uma carência no tratamento geral da flexão composta normal e flexão composta oblíqua para sua aplicação em outras seções, como seções T e circulares, muito utilizadas atualmente como pilares em edifícios altos.

3 - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

3.1 - Generalidades

O programa computacional implementado neste trabalho, denominado *Pisafo*, foi desenvolvido utilizando o ambiente de desenvolvimento *Delphi*, cuja linguagem de programação é o Object Pascal. Nele foram utilizados o gerador de malhas *EasyMesh*, com seu algoritmo convertido da sua linguagem original (C++) para o Delphi por Bitencourt *et al.* (2016), na Universidade Federal de Viçosa, e o algoritmo de análise térmica do *Thersys* elaborado por Ribeiro (2004), na Universidade Federal de Minas Gerais. A definição da seção transversal, a geração da malha de elementos finitos, a análise térmica e mecânica trabalham integradas no *Pisafo*.

Ao integrar esses dois códigos ao *Pisafo*, foi possível implementar o algoritmo de integração de tensões em situação de incêndio utilizado por Moreira (2013) e Rodrigues (2009), visando a análise integrada da resistência de seções (quaisquer) de concreto armado em situação de incêndio.

3.2 - Geração de malha de elementos finitos - EasyMesh

EasyMesh é um gerador de malhas bidimensionais desenvolvido no MIT/EUA. Com ele é possível gerar uma malha não estruturada com ou sem buracos, sendo possível também realizar um refinamento ou engrossamento localizados da malha.

O *EasyMesh* usa a triangulação de Delaunay, a suavização de Laplace e evita a criação de nós cercados por mais de 7 e menos de 5 elementos.

O programa permite a geração de malhas com elementos triangulares lineares de três nós (CST).

O programa EasyMesh³, desenvolvido no MIT/EUA, é de uso liberado (*freeware*) e gratuito, como mostrado na Figura 3.1.

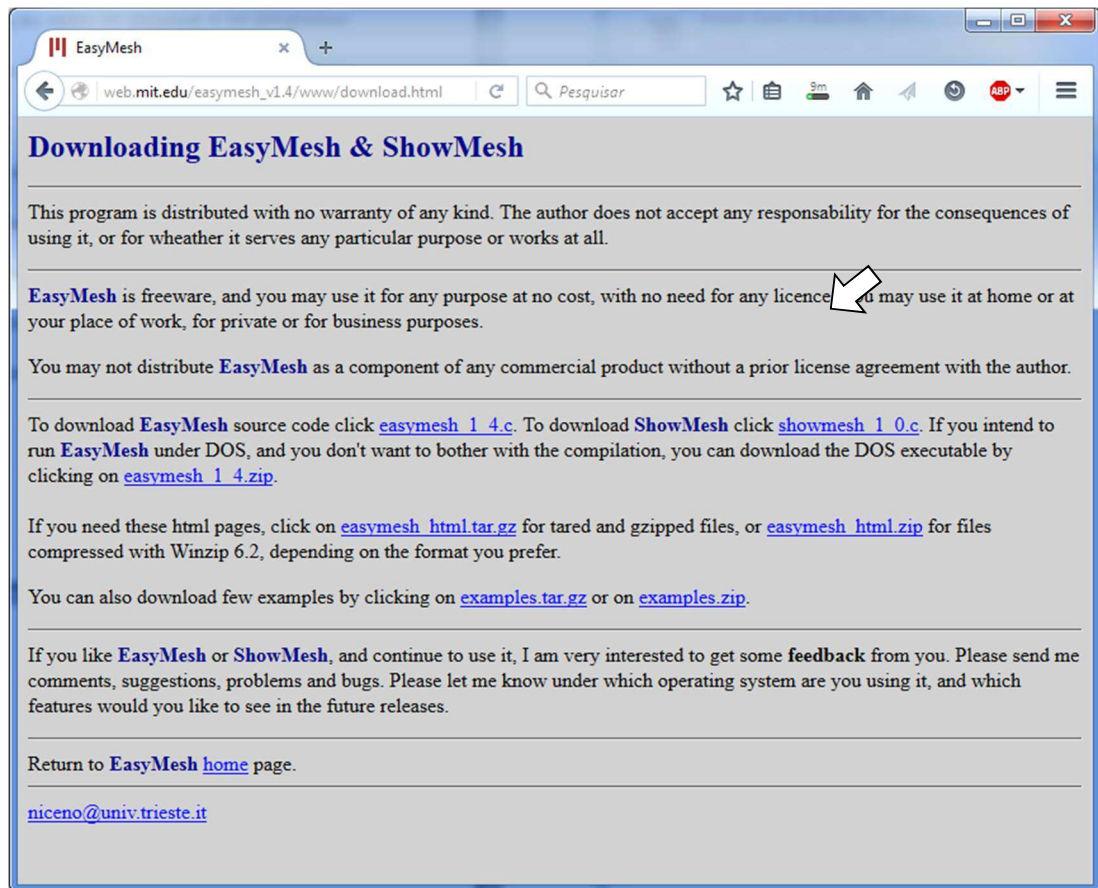


Figura 3.1 – Licença de uso do programa *EasyMesh* desenvolvido no MIT/EUA. (Fonte: http://web.mit.edu/easymesh_v1.4/www/download.html)

3.3 - Análise Térmica - Thersys

3.3.1 - Generalidades

Desenvolvido por Ribeiro (2004), o *Thersys* realiza análise térmica transiente e não-linear para elementos bidimensionais e tridimensionais de geometria qualquer, considerando várias curvas de incêndio e as propriedades térmicas dos materiais.

Como dito no item 2.1.2.2, a temperatura dos elementos estruturais é determinada através de formulações da transferência de calor (propagação de energia devido à diferença de temperatura entre duas regiões próximas) com base na curva de incêndio

³ *EasyMesh*: http://web.mit.edu/easymesh_v1.4/www/easymesh.html

e que depende das condições de contorno. É exatamente dessa forma que o *Thersys* trabalha.

São considerados três mecanismos de transferência de calor: condução, convecção e radiação. Em todos os incêndios, há a ação combinada dos mesmos.

3.3.2 - Condução

É considerada condução quando a energia é propagada devido à agitação molecular. A transferência de calor acontece dentro de um corpo ou ambiente (sólido, líquido ou gasoso), ou entre corpos diferentes em contato físico.

A lei fundamental que rege a transmissão de calor por condução, que foi proposta por Jean Baptiste Fourier em 1822, é dada pela Equação (3.1).

$$\lambda \cdot \nabla^2(\theta) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.1)$$

em que,

λ é a constante de proporcionalidade denominada condutividade térmica do material (W/m°C);

θ é a temperatura do material (°C);

Q é o calor gerado no interior do material por unidade de volume e de tempo (W/m³);

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

c é o calor específico do material por unidade de massa (J/kg/°C);

t é o tempo (s); e

$\frac{d\theta}{dt}$ é o gradiente de temperatura no tempo.

3.3.3 - Convecção

A convecção é um mecanismo de transferência de calor por meio do movimento de um fluido ou entre o mesmo e superfícies sólidas. Na análise térmica de uma estrutura em situação de incêndio, o fluido são os gases aquecidos e o sólido é o elemento estrutural.

As massas de gases quentes tendem a subir e os mais frios tendem a descer devido à densidade (natural), formando as correntes de convecção. Se essas correntes forem causadas por razões externas, considera-se a convecção forçada.

O fluxo de calor por convecção é determinado através da lei de arrefecimento de Newton, conforme Equação (3.2).

$$q = \alpha_c (\theta_s - \theta_f) \quad (3.2)$$

em que,

q é o fluxo de calor por convecção emitido pela superfície por unidade de área (W/m²);

α_c é a constante de proporcionalidade denominada coeficiente de transmissão de calor por convecção (W/m²/°C);

θ_s é a temperatura da superfície do sólido (°C); e

θ_f é a temperatura média do fluido (°C).

Tabela 3.1 – Valores do coeficiente de transferência de calor por convecção (EN 1992-1-1:2002; adaptado)

superfícies do elemento	material combustível	curva de aquecimento	α_c (W/m ² /°C)
superfície exposta	celulósicos	ISO 834:1975	25
	hidrocarbonetos	curva "H"	50
	celulósicos	incêndio externo	25
	—	curvas naturais (modelos simplificados)	35
superfície não-exposta	—	20 °C	4* 9**

Nota: *se o efeito da radiação for considerado separadamente;

**se o efeito da radiação está incluso na convecção; nesse caso, $h_r = 0$.

O coeficiente de transmissão de calor por convecção (α_c) depende da velocidade das massas de gases, do tipo e tamanho da superfície exposta ao calor, da temperatura e da natureza dos gases.

3.3.4 - Radiação

Ocorre quando o calor é transferido através da propagação de ondas eletromagnéticas devido à difusão das chamas (quanto maior a temperatura maior a quantidade de calor irradiado pelo corpo). Como essas ondas podem propagar-se no vácuo, diferentemente da condução e convecção, não é necessário contato entre os corpos. Inclusive, a transmissão de calor por radiação tem sua eficiência máxima no vácuo (VILA REAL, 1998).

Segundo Costa (2008), a radiação incidente sobre a superfície não é totalmente absorvida (Figura 3.2).

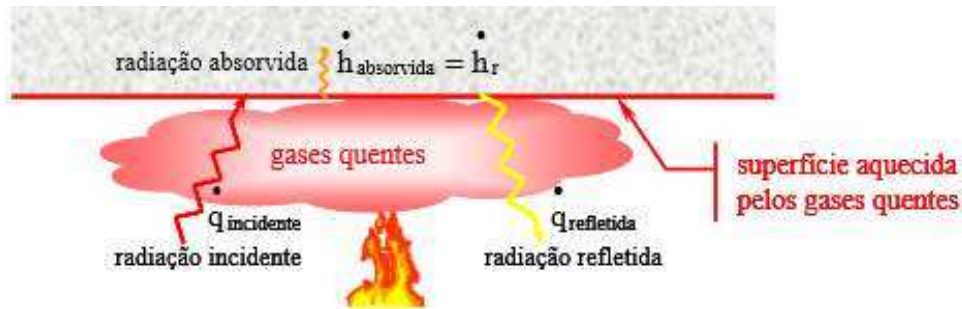


Figura 3.2 – Uma parte do fluxo total de calor radiante incidente é absorvida e a outra parte refletida pela superfície do sólido (Adaptado de Costa, 2008)

O fluxo máximo de calor radiante que pode ser emitido pela superfície é calculado pela Equação (3.3), desenvolvida através de experimento realizado por Josef Stefan em 1879 e, analiticamente, por Ludwig Boltzmann em 1884, denominada lei de Stefan-Boltzmann.

$$q = \varepsilon_{res} \sigma (\theta_s^4 - \theta_f^4) \quad (3.3)$$

em que,

q é a quantidade líquida de calor emitido por radiação (W/m^2);

ε_{res} é a emissividade resultante da superfície aquecida;

σ é a constante de proporcionalidade de Stefan-Boltzmann igual a $5,6697 \times 10^{-8}$ ($\text{W}/\text{m}^2\text{K}^4$);

θ_s é a temperatura absoluta da superfície do sólido (Kelvin);

θ_f é a temperatura absoluta média do fluido (Kelvin).

A emissividade resultante é uma grandeza adimensional que indica a eficiência da superfície como um irradiador. Os valores de emissividade são encontrados através de ensaios e são determinados entre 0 e 1. Em que 0 é quando a superfície não irradia e 1 quando a superfície é uma irradiadora perfeita.

A norma europeia (EN 1992-1-2:2004) sugere o valor de 0,7 de emissividade resultante para o concreto.

3.3.5 - Condições de contorno

O *Thersys* integrado ao *Pisafó* trabalha com dois tipos de condições de contorno:

- Superfícies com arrefecimento por convecção natural e radiação, de acordo com a Equação (3.4); e
- Superfícies com incêndio por convecção forçada e radiação, de acordo com a Equação (3.4).

$$q = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} \equiv \bar{q} + \alpha(\theta_s - \theta_f) \text{ em } \Gamma_q \quad (3.4)$$

Além dessas condições, há também a condição de contorno em que a superfície está isolada. Dessa forma não há transferência de calor entre a estrutura e os gases.

Para definir a condição de contorno, basta o usuário inserir os números 0 (isolado), 1 (em incêndio) ou 2 (em arrefecimento) na coluna condição. Quando a superfície está isolada é ilustrada com a cor preta, quando está em incêndio é ilustrada com vermelho, e quando está em arrefecimento é ilustrada com azul (Figura 3.3).

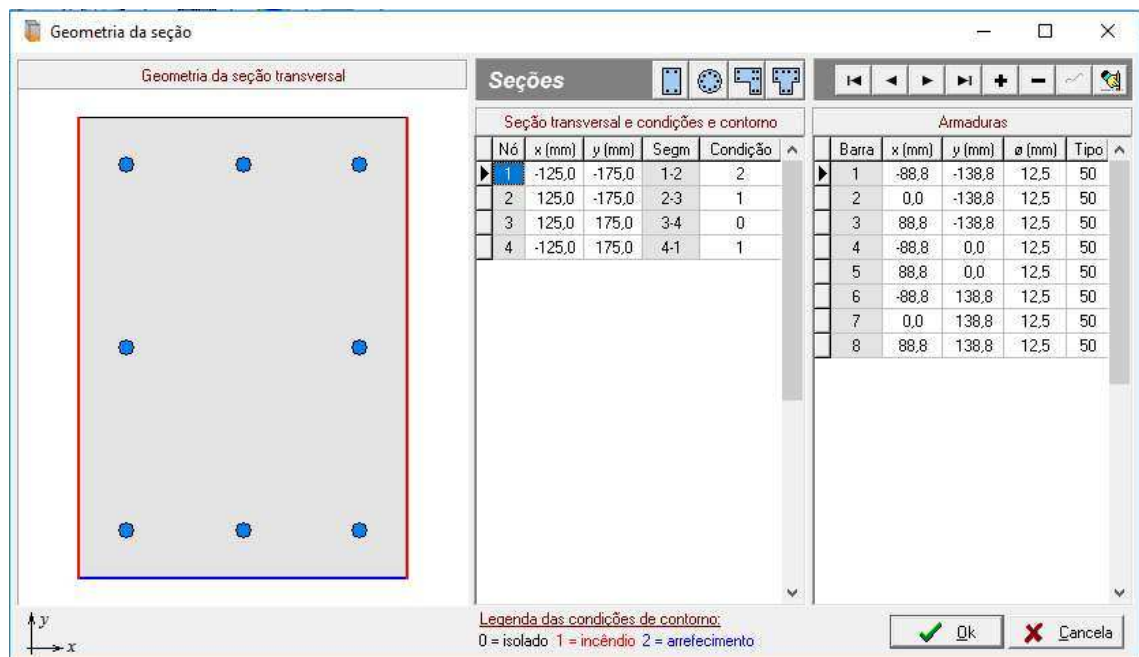


Figura 3.3 – Condições de contorno

3.3.6 - Estrutura do *Thersys*

O programa *Thersys* foi elaborado usando o conceito “orientado a objeto” para facilitar manutenções e acréscimos no código (RIBEIRO, 2004). Esse conceito também foi aplicado nas classes *TFEShape* e *TSkyMatrix* (Figura 3.4).

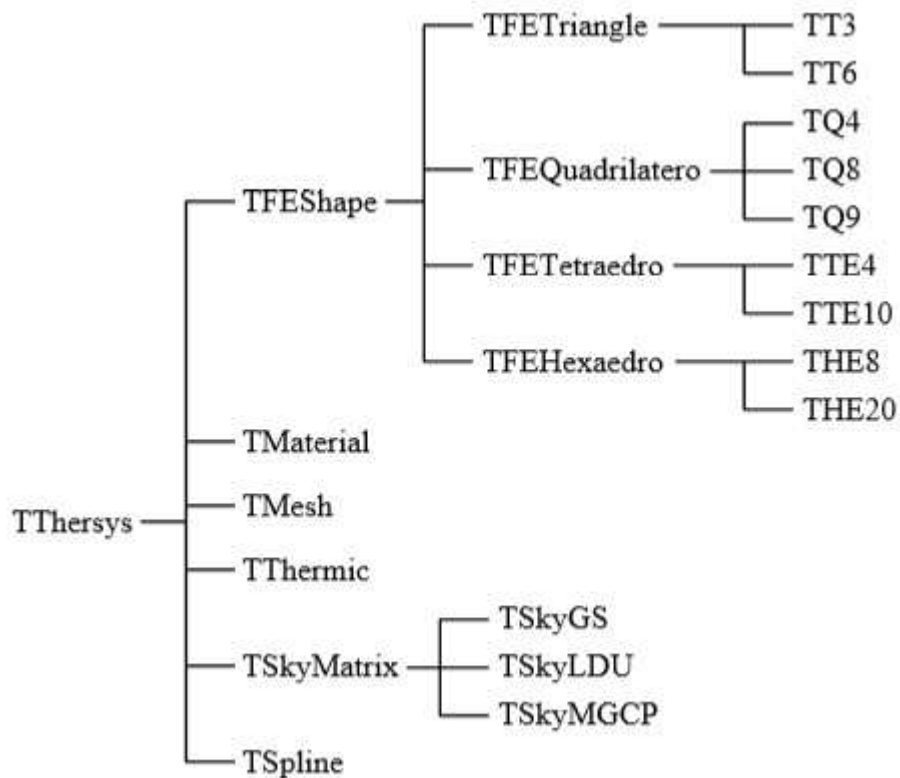


Figura 3.4 – Estrutura do programa *Thersys* em classes

Para o programa *Pisafo* foram usadas as classes *TFEShape*, *TThermic* e *TSKYMatrix*. Essas classes possibilitam a realização da análise térmica.s

A classe *TFEShape* gerencia a classe *TFETriangle* que contém as tabelas de pontos de Gauss, calcula o Jacobiano e as derivadas cartesianas. Possui também as funções de forma e as derivadas locais do elemento finito gerado pelo *EasyMesh*.

A classe *TSkyMatrix* faz resolução do sistema de equações, ela gerencia a matriz de rigidez e disponibiliza a chamada para o algoritmo de solução *TSkyLDU* (fatorização de Cholesky).

A classe *TThermic* gerencia os dados e os coeficientes do problema térmico. Calcula todas as matrizes térmicas e vetores de fluxos nodais. A classe *TSpline* atua como classe secundária.

3.4 - Análise Mecânica

3.4.1 - Cálculo do Centro de Gravidade

Primeiramente, deve-se calcular o centro de gravidade da seção transversal do elemento estrutural em questão. Para isso, calcula-se a integral que fornece o momento estático de área através da quadratura de Gauss, identifica-se as coordenadas de cada ponto de Gauss e posteriormente realiza-se os seguintes passos:

a) Cálculo da área de cada ponto de Gauss

$$A_i = |J| w_i \quad (3.5)$$

em que,

A é um vetor que armazena a área de todos os pontos de Gauss da malha gerada, sendo que o i varia de 1 até o número total de pontos de Gauss (n);

$|J|$ é o jacobiano associado ao i -ésimo ponto de Gauss;

w_i é o peso de quadratura Gaussiana relativa no ponto de Gauss em análise.

b) Cálculo da área da peça estrutural

$$A_t = \sum_{i=1}^n A_i \quad (3.6)$$

c) Momento estático de área (x e y)

$$M_y = \sum_{i=1}^n x_i \times A_i \quad (3.7)$$

$$M_x = \sum_{i=1}^n y_i \times A_i \quad (3.8)$$

em que,

x e y são as coordenadas dos pontos de Gauss.

d) Centro de gravidade (x e y)

$$X_g = \frac{M_y}{A_t} \quad (3.9)$$

$$Y_g = \frac{M_x}{A_t} \quad (3.10)$$

3.4.2 - Cálculo das distâncias

Para o cálculo da altura equivalente da seção (h), distância entre a armadura mais tracionada e a borda mais tracionada de concreto (d'') e a deformação em cada ponto de Gauss (ε_s) é necessário identificar a borda comprimida de concreto de maior distância ao centro de gravidade (x_{cc}), a borda tracionada de concreto de maior distância ao centro de gravidade (x_{ct}) e a borda da armadura tracionada de maior distância ao centro de gravidade (x_{tt}). Assim, como ilustrado na Figura 3.5.

$$d'' = x_{ct} - x_{tt} \quad (3.11)$$

$$h = x_{cc} + x_{tt} + d'' \quad (3.12)$$

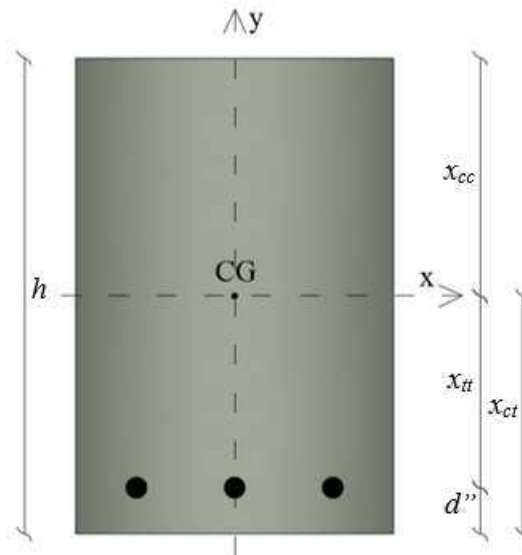


Figura 3.5 – Distâncias em seção retangular para beta = 0°

Para se obter o x_{cc} , o x_{ct} e o x_{tt} deve-se identificar, primeiramente, as coordenadas do coeficiente vetor unitário perpendicular à linha neutra x_β e y_β . Beta é o ângulo entre a linha neutra e o eixo x da seção. O valor do ângulo beta é definido pelo próprio *software* e o método para essa definição depende da rotina em processamento (Figura 3.6).

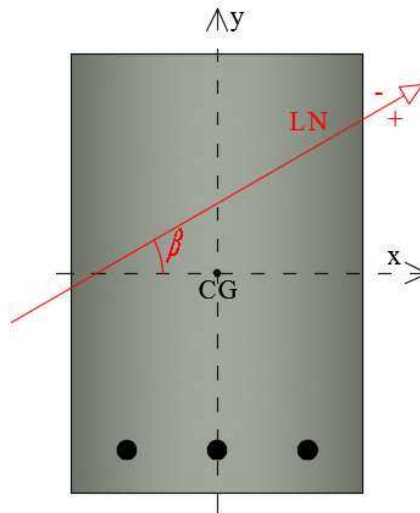


Figura 3.6 – Vetor beta para um ângulo de 30°

O presente trabalho traz um exemplo para melhor compreensão. Trata-se de uma estrutura com seção retangular com largura de 25 cm e altura de 35 cm (Tabela 3.2) com beta igual a 30°.

Tabela 3.2 – Coordenadas dos pontos da geometria da seção retangular

Ponto	x	y
G1	-12,50	-17,50
G2	12,50	-17,50
G3	12,50	17,50
G4	-12,50	17,50

Os coeficientes de vetor unitário foram identificados pelas Equações (3.13) e (3.14).

$$x_{\beta} = \cos (\beta + 90) \quad (3.13)$$

$$y_{\beta} = \text{sen} (\beta + 90) \quad (3.14)$$

Após multiplicar o x_{β} com o x de cada ponto e o y_{β} com o y de cada ponto, aplicou-se a adição vetorial pela regra do paralelogramo. Assim foi possível, obter a distância de cada ponto da geometria à linha neutra rotacionada em 30° (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Distância dos pontos da geometria da seção retangular com a linha neutra

Ponto					Distância
	x_{β}	x	y_{β}	y	$(x_{\beta} \cdot x + y_{\beta} \cdot y)$
G1	-0,500	-12,50	0,866	-17,50	-8,91
G2	-0,500	12,50	0,866	-17,50	-21,41
G3	-0,500	12,50	0,866	17,50	8,91
G4	-0,500	-12,50	0,866	17,50	21,41

A existência do valor negativo se dá pela coordenada negativa. Por ser distância, esse valor deve ser considerado em módulo (Figura 3.7).

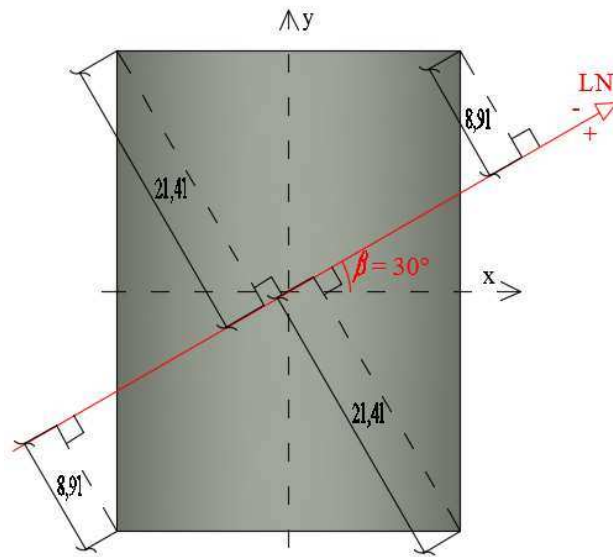


Figura 3.7 – Distância dos pontos da geometria da seção retangular com a linha neutra

No *Pisafo*, é feito o cálculo das distâncias de cada ponto de Gauss seguindo os algoritmos fornecidos nas Figura 3.8 e Figura 3.9.

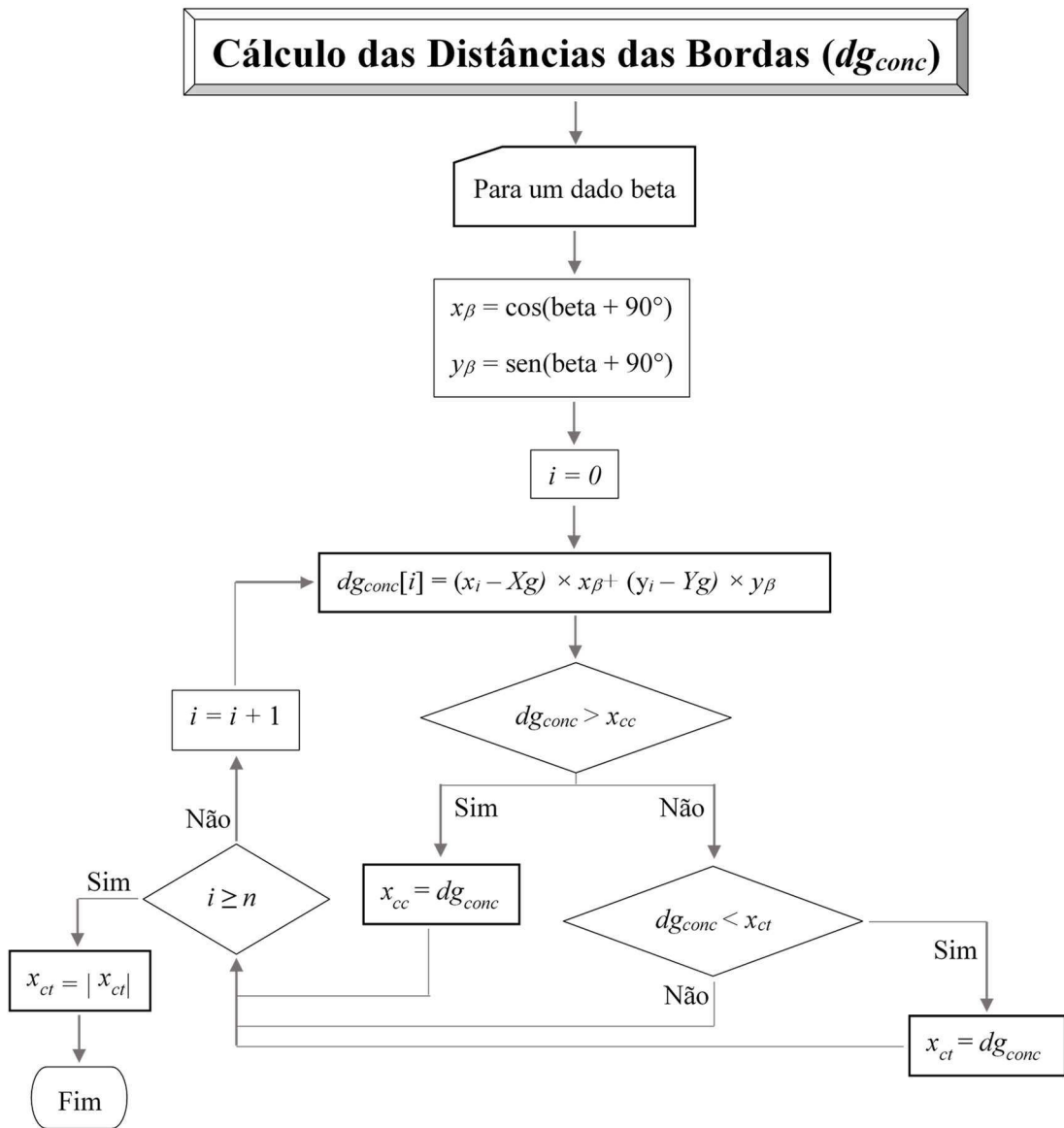


Figura 3.8 – Cálculo do dg_{conc}

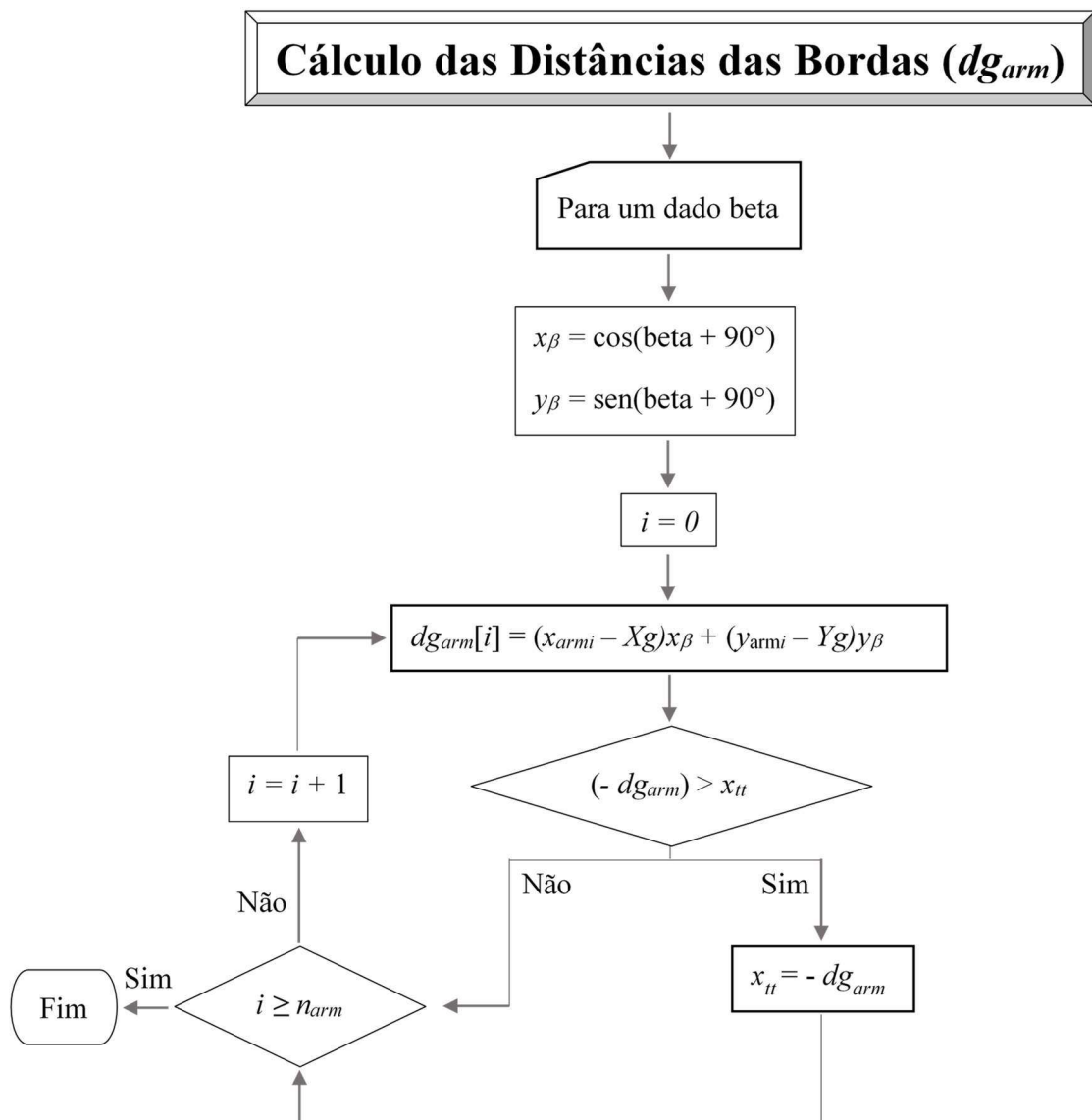


Figura 3.9 - Cálculo do dg_{arm}

Em que x_{armi} e y_{armi} são as coordenadas do centro da armadura de índice i , e n_{arm} é o número total de barras. O loop se encerra quando as distâncias do centro de todas as armaduras são calculadas.

3.4.3 - Deformação máxima do aço (ϵ_{yd})

Foi implementada no programa uma rotina denominada FillePsysdPG para calcular a deformação em cada ponto de Gauss do elemento do material “aço”. Para isso, usa-se a Equação (3.15):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd} \times k_{s,\theta}}{E \times k_{E,\theta}} \quad (3.15)$$

Com a deformação ε_{yd} de todos os pontos de Gauss que recaem sobre o aço, é possível obter a maior deformação de escoamento da armadura da peça. Essa deformação corresponde ao ε_{yd} da Figura 3.10, usada para calcular a deformação do elemento de aço mais tracionado, ε_s , de acordo com o domínio em que a estrutura se encontra.

3.4.4 - Cálculo da deformação do concreto (ε_c) e do aço (ε_s) - domínio

Para caracterizar o estado-limite último (ELU) é necessário que a distribuição das deformações na seção transversal limite-se a um dos domínios definidos pela ABNT NBR 6118:2014 (Figura 3.10).

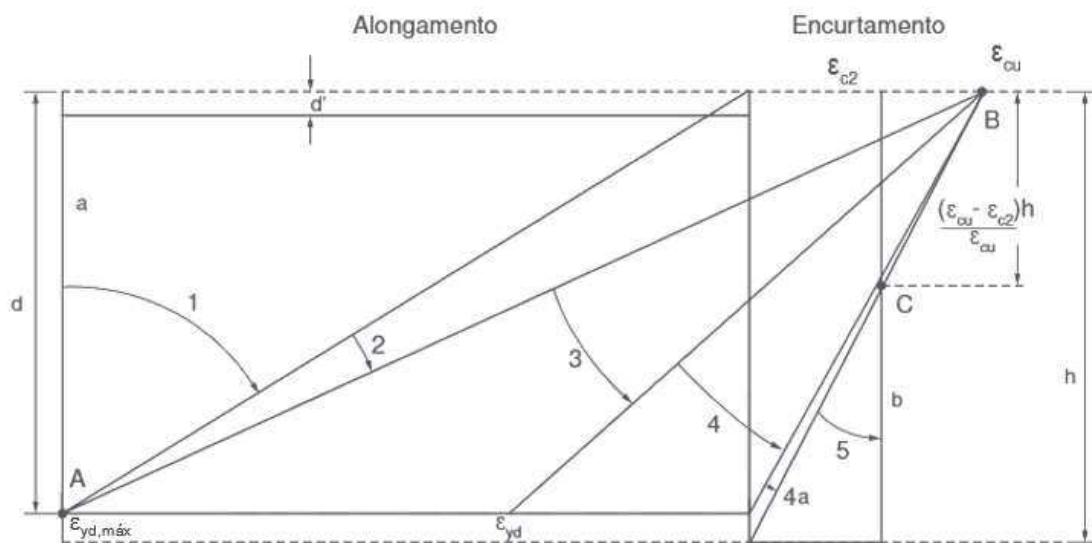


Figura 3.10 – Domínios de estado-limite (ABNT NBR 6118:2014; adaptado)

A partir da definição do domínio de ELU e suas frações, criou-se a variável delta (δ), conforme a Equação (3.16).

$\delta = 0$	Reta a	
$0 < \delta < 10$	Domínio 1	(3.16)
$10 \leq \delta < 20$	Domínio 2	

$20 \leq \delta < 30$	Domínio 3
$30 \leq \delta < 40$	Domínio 4
$40 \leq \delta < 50$	Domínio 4a
$50 \leq \delta < 60$	Domínio 5
$\delta = 60$	Reta b

Com essa variável calcula-se o ε_c e o ε_t da estrutura de acordo com os dados apresentados pela Figura 3.10. O método para essa definição depende da rotina invocada. A ABNT NBR 15200:2012 permite um alongamento maior da armadura e uma deformação maior para o concreto em relação à ABNT NBR 6118:2014, que especifica 1%. Portanto, em situação de incêndio, para o aço CA50 o $\varepsilon_{yd,máx}$ é 15% e para o aço CA60 o $\varepsilon_{yd,máx}$ é 5%. No caso do concreto, a deformação máxima depende da temperatura, conforme indicado na Tabela 2.6.

3.4.5 - Deformação nos pontos de Gauss (ε_s)

Para o cálculo da deformação nos pontos de Gauss em um ponto qualquer da estrutura fez-se a dedução através da semelhança de triângulos das deformações nas regiões tracionada e comprimida tendo como base o diagrama parábola-retângulo do concreto (Figura 3.11 e Figura 3.12).

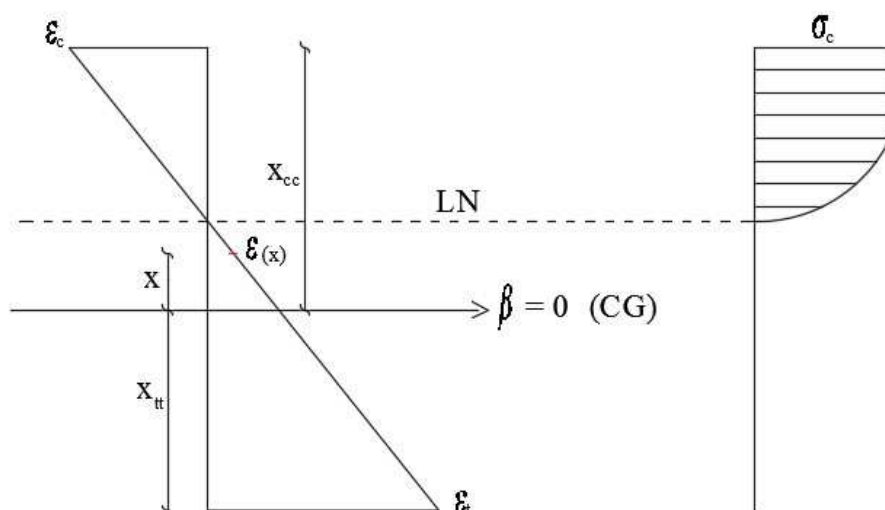


Figura 3.11 – Deformações $\varepsilon_c \times \varepsilon_t$ e diagrama parábola retângulo do concreto

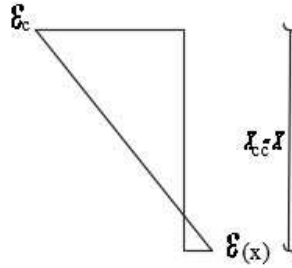


Figura 3.12 – Deformação $\epsilon_c \times \epsilon(x)$

Com o método da semelhança de triângulos, os seguintes passos foram realizados para se obter a equação da deformação em um ponto de Gauss qualquer.

$$\frac{\epsilon_x + \epsilon_c}{x_{cc} - x} = \frac{\epsilon_t + \epsilon_c}{x_{cc} + x_{tt}}$$

$$\epsilon_x = (x_{cc} - x) \times \left(\frac{\epsilon_t + \epsilon_c}{x_{cc} + x_{tt}} \right) - \epsilon_c$$

$$\epsilon_x = \frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} \times \epsilon_t + \frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} \times \epsilon_c - \epsilon_c$$

(3.17)

$$\epsilon_x = \epsilon_t \left(\frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} \right) + \epsilon_c \left(\frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} - 1 \right)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_t \left(\frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} \right) + \epsilon_c \left(\frac{-x - x_{tt}}{x_{cc} + x_{tt}} \right)$$

$$\epsilon_x = -\epsilon_c \left(\frac{x_{tt} + x}{x_{cc} + x_{tt}} \right) + \epsilon_t \left(\frac{x_{cc} - x}{x_{cc} + x_{tt}} \right)$$

Por convenção do programa, coloca-se o sinal negativo quando há compressão, por esse motivo muda-se o sinal do ϵ_c . Assim, para a deformação nos pontos de Gauss passa-se a escrever $\epsilon_{s,i}$, conforme a Equação (3.18).

$$\epsilon_{s,i} = \frac{\epsilon_c \times (x_{tt} + x_{PG})}{x_{cc} + x_{tt}} + \frac{\epsilon_t \times (x_{cc} - x_{PG})}{x_{cc} + x_{tt}} \quad (3.18)$$

em que,

$$x_{PG} = (x_i - X_g) \times x_\beta + (y_i - Y_g) \times y_\beta \quad (3.19)$$

3.4.6 - Tensão nos pontos de Gauss (σ)

O cálculo da tensão em cada ponto de Gauss da malha, a partir do perfil de deformações, é feito de acordo com os itens 2.6.2.2 e 2.6.3.2. Para o concreto, pode ser usado o digrama parábola-retângulo conforme a ABNT NBR 6118:2014 ou o diagrama indicado pela ABNT NBR 15200:2012; e para o aço, o diagrama simplificado apresentado por Moreira (2013) ou o diagrama indicado pela ABNT NBR 15200:2012.

3.4.7 - Cálculo da força normal e momentos fletores

Por fim, calcula-se a resistência da estrutura à força normal e aos momentos fletores. Para isso, utiliza-se as Equações (3.20), (3.21) e (3.22).

$$N_{Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \sigma_i \quad (3.20)$$

$$M_{yRd} = \sum_{i=1}^n -A_i \times \sigma_i (x_i - X_g) \quad (3.21)$$

$$M_{xRd} = \sum_{i=1}^n A_i \sigma_i (y_i - Y_g) \quad (3.22)$$

3.4.8 - Estrutura da análise mecânica

Em resumo, o programa tem a seguinte estrutura para o desenvolvimento de uma análise mecânica, dados δ e β :

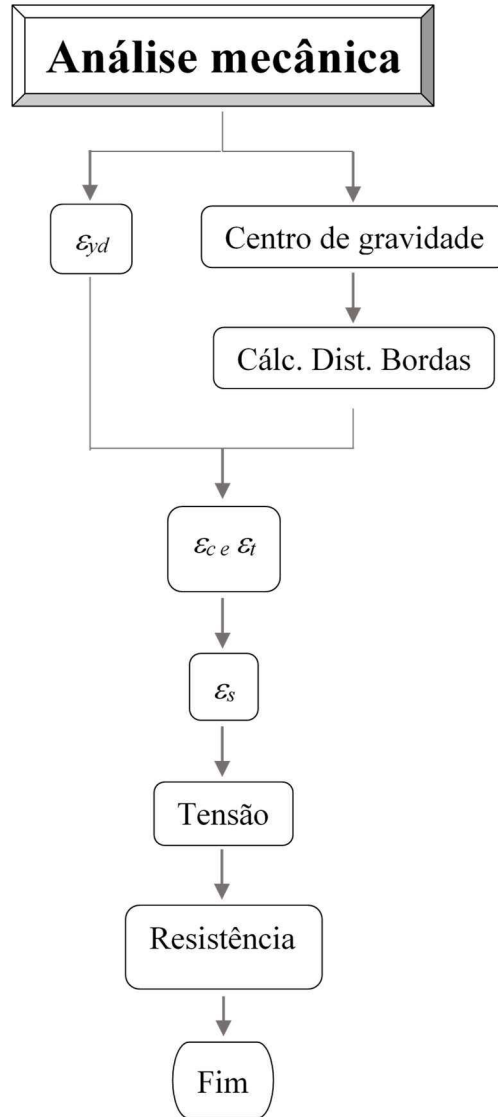


Figura 3.13 – Sequência de cálculos da análise mecânica

3.5 - Resultados da análise (capacidade resistente)

3.5.1 - Generalidades

O *Pisafo* calcula a capacidade resistente da estrutura de acordo com a definição dos fatores de segurança estabelecidos pelo usuário. O programa permite a plotagem dos gráficos ($M_y \times M_x$, $M_x \times N$, $M_y \times N$) como forma de apresentar os resultados da análise e a indicação de a estrutura resistir ou não ao esforço solicitado.

3.5.2 - Gráfico $M_y \times M_x$

O gráfico $M_y \times M_x$ consiste na plotagem dos momentos em torno dos eixos x e y variando o beta de 0 até 360° com a força normal fixa definida pelo usuário. A rotina faz as operações mostradas na Figura 3.14.

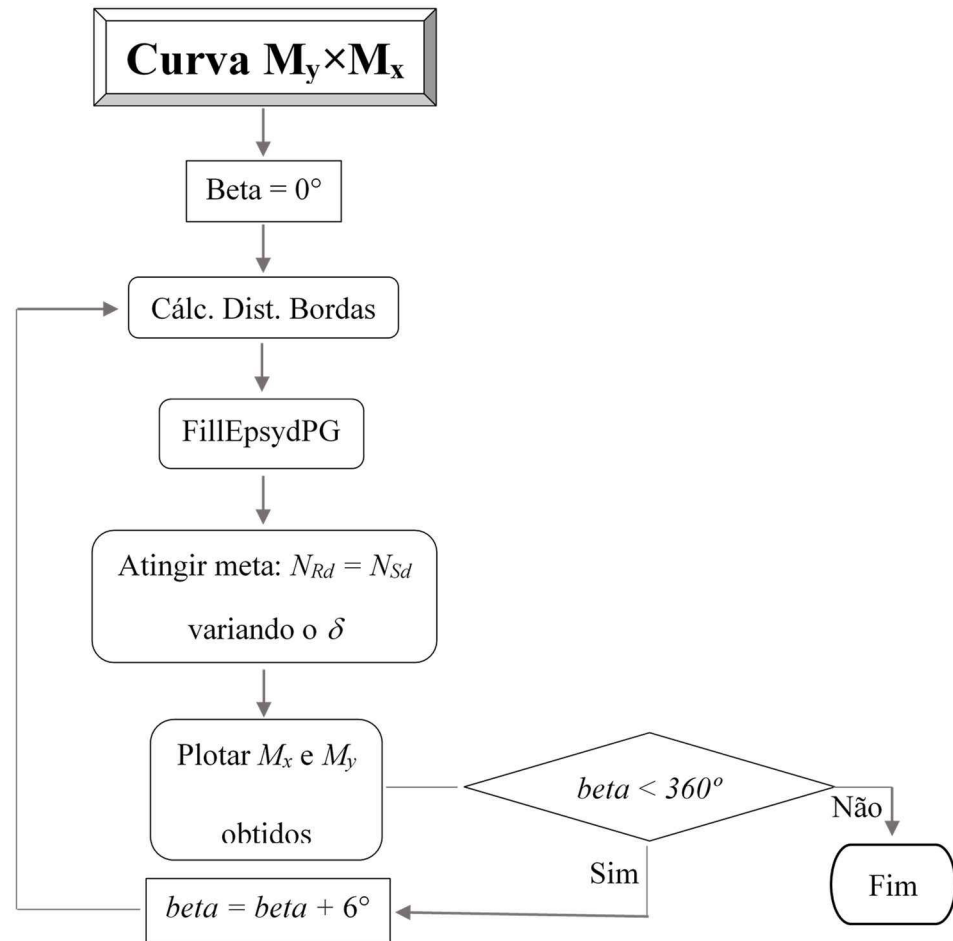


Figura 3.14 – Algoritmo para construção do gráfico $M_y \times M_x$

3.5.3 - Gráfico $M \times N$

O gráfico $M \times N$ consiste na plotagem de um dos momentos e a força normal. Para isso, define-se os limites da variável δ . Com os limites definidos invoca-se a rotina *AjustabetaMSd*, cujo algoritmo é mostrado na Figura 3.15.

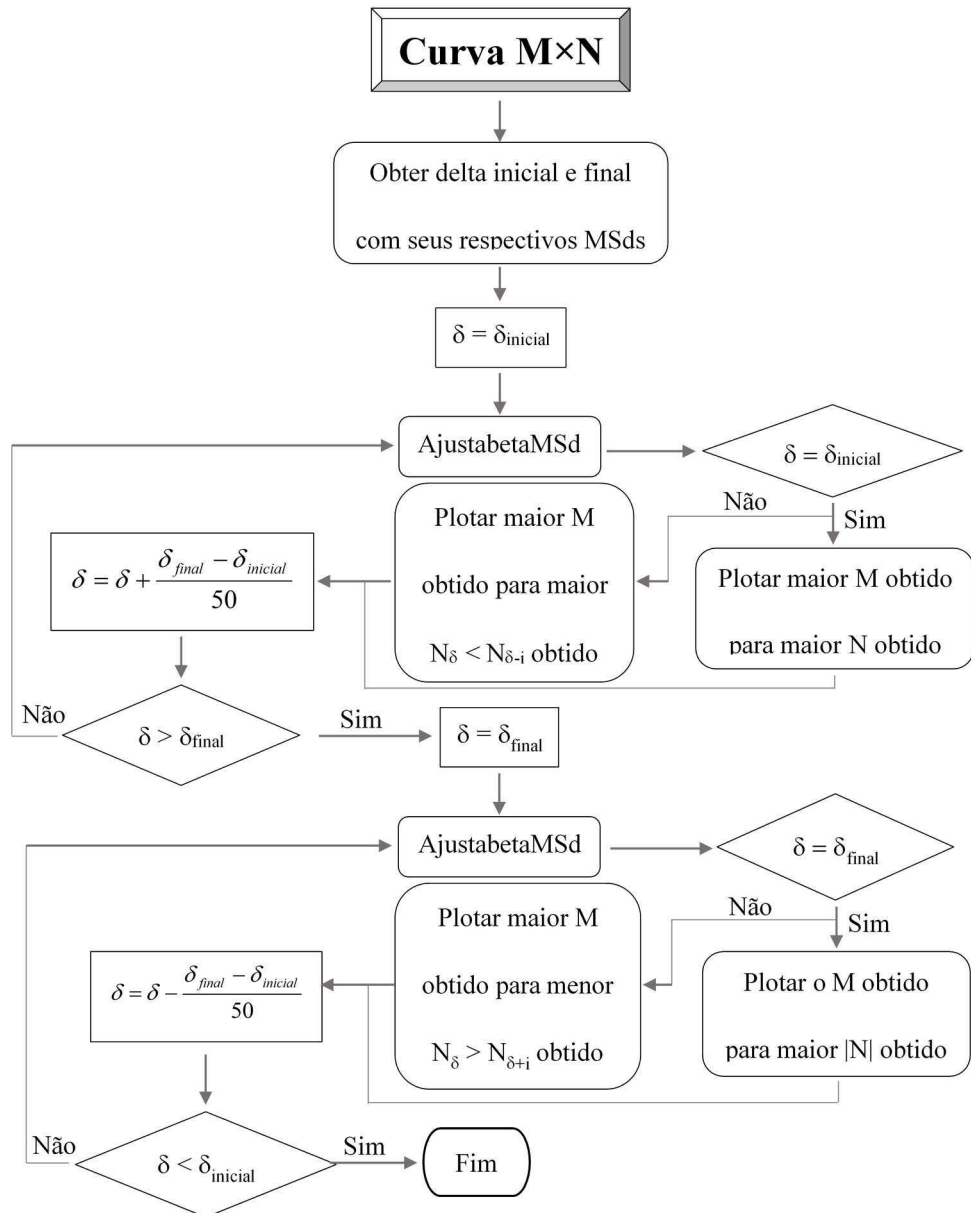


Figura 3.15 - Algoritmo para construção do gráfico $M \times N$

Para obter o limite do delta e plotar os momentos fletores e forças normais obtidos foi desenvolvida a rotina *AjustabetaMSd* (Figura 3.16). Para a execução dessa rotina, deve-se especificar os valores de delta, qual é o momento fixado (M_x ou M_y), os momentos inferior (M_{inf}) e superior (M_{sup}), o momento de condição para a rotina identificar o maior momento (geralmente nulo) e a condição em que se encontra o gráfico. M_{Sd1} é o momento fixo (M_x ou M_y), M_{Rd2} é o momento a ser plotado (quando o momento fixo for o M_x então o momento a ser plotado será M_y ; quando o momento fixo for o M_y , então o momento a ser plotado será o M_x).

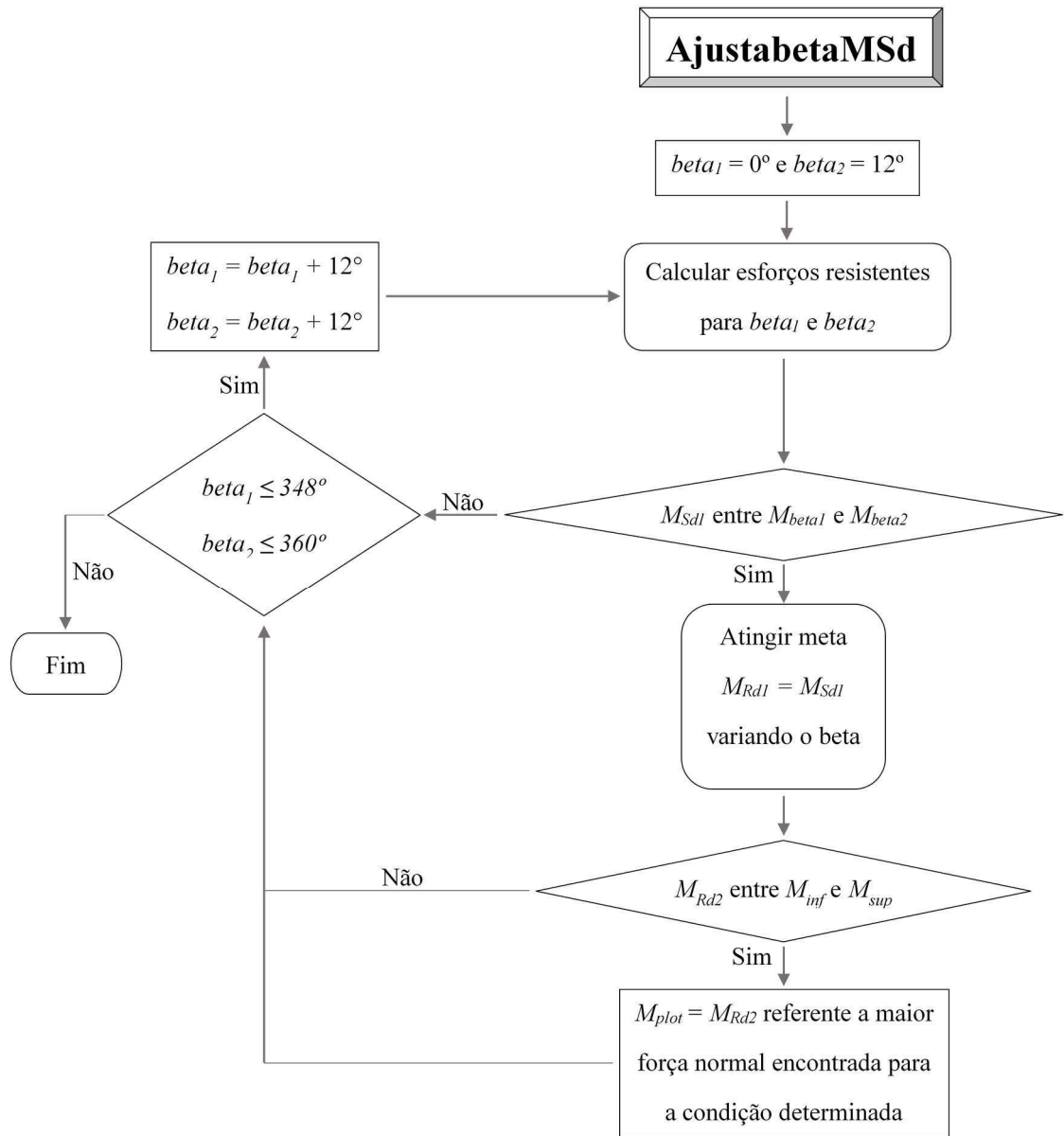


Figura 3.16 – Algoritmo para obtenção do momento fletor e do esforço normal resistentes

3.6 - Verificar seção

Para verificar se a seção atende aos esforços solicitados inseridos pelo usuário, criou-se a rotina *Verifica*. Ela consiste em verificar a resistência da estrutura girando o beta de 12 em 12 graus. Quando a estrutura resiste aos esforços na faixa de beta em questão, refina-se o beta para obter a faixa que a estrutura resiste ao momento em y. Depois é verificado se dentro dessa faixa a estrutura resiste ao momento em x, se sim, refina-se o beta. Para toda as verificações de resistência utiliza-se o atingir meta para $N_{Rd} = N_{Sd}$. Essa rotina é usada antes de realizar qualquer um dos gráficos descritos.

4 - INTERFACE DO SOFTWARE

4.1 - O software

O *Pisafo* é um aplicativo que funciona como os demais programas no *Windows* com tela de abertura, tela principal e demais janelas. Ao iniciar o programa, aparecerá a tela de abertura mostrada na Figura 4.1.



Figura 4.1 - Tela de abertura

Na tela principal do *software* (Figura 4.2) o usuário pode, através dos botões de atalho ou do menu, definir o cenário de incêndio para a análise térmica, definir os materiais para a análise mecânica, criar uma seção, gerar malha e realizar as análises térmica e mecânica. O botão para abrir a janela da análise térmica é habilitado após gerar a malha e o botão para abrir a janela da análise mecânica é habilitado após realização da análise mecânica.

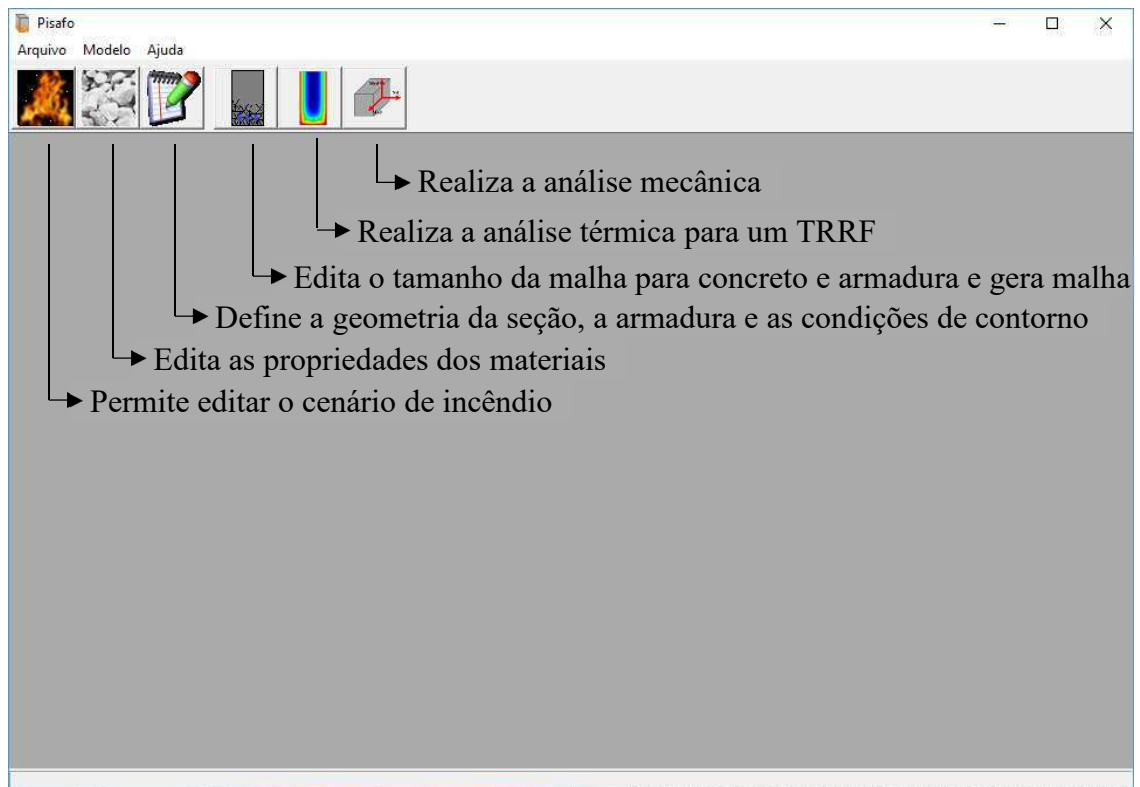


Figura 4.2 - Tela principal

4.2 - Entrada de dados

Herdado do programa *Thersys*, para a definição das características do incêndio (Figura 4.3), há a possibilidade de o usuário escolher diversas curvas de incêndio. Com isso, a análise de qualquer problema térmico é viabilizada a partir das seguintes curvas:

- Incêndio-padrão (NBR 14432);
- Incêndio externo (ENV-2-2);
- Incêndio de hidrocarbonetos (ENV-2-2);
- *Odden test* (BFD);
- *Car test* (BFD);
- *Swedish test D2* (BFD);
- *EBS test D2* (BFD);
- *JFRO test R* (BFD);
- *JFRO test Q* (BFD);
- *EBS test 9* (BFD);
- *EBS test 16* (BFD);
- *CIB/W14 (a)* (BFD);

- *CIB/W14* (b) (BFD);
- *CTICM test 35* (BFD);
- *CTICM test 63* (BFD);
- *Cardington test 2* (BFD);
- *Cardington test 5* (BFD);
- *Cardington test 6* (BFD);
- *Cardington test 7* (BFD);

Além das curvas de incêndio citadas acima, o usuário também pode definir uma curva de incêndio diferente das curvas que estão implementadas pelo programa. Basta clicar na opção “incêndio definido pelo usuário” e fornecer os valores tempo × temperatura dos gases.

Na tela de definição do cenário de incêndio também é configurado o tempo de incremento (Δt), em segundos, a temperatura inicial (θ_0), o erro máximo (ξ), em graus Celcius, e os coeficientes para as faces com incêndio e com arrefecimento.

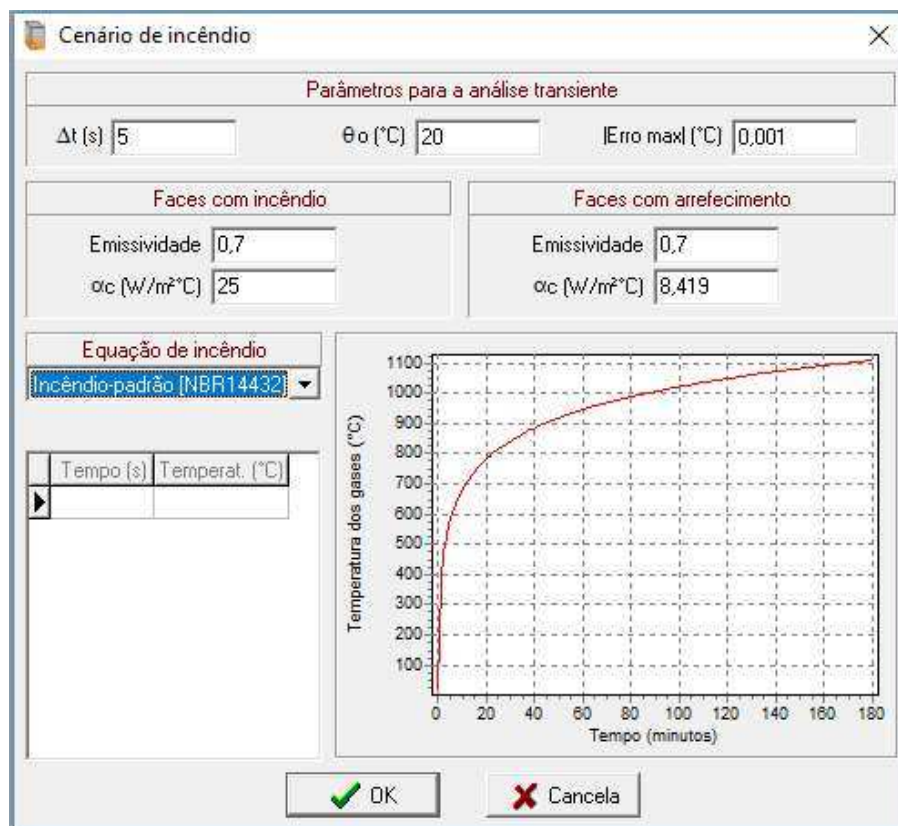


Figura 4.3 – Tela de definição do cenário de incêndio

Na tela de parâmetros dos materiais (Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6), para o concreto é possível determinar a resistência característica (f_{ck}) e a umidade, para os aços CA50 e CA60 determina-se a resistência característica (f_{yk}) e o módulo de elasticidade (E).

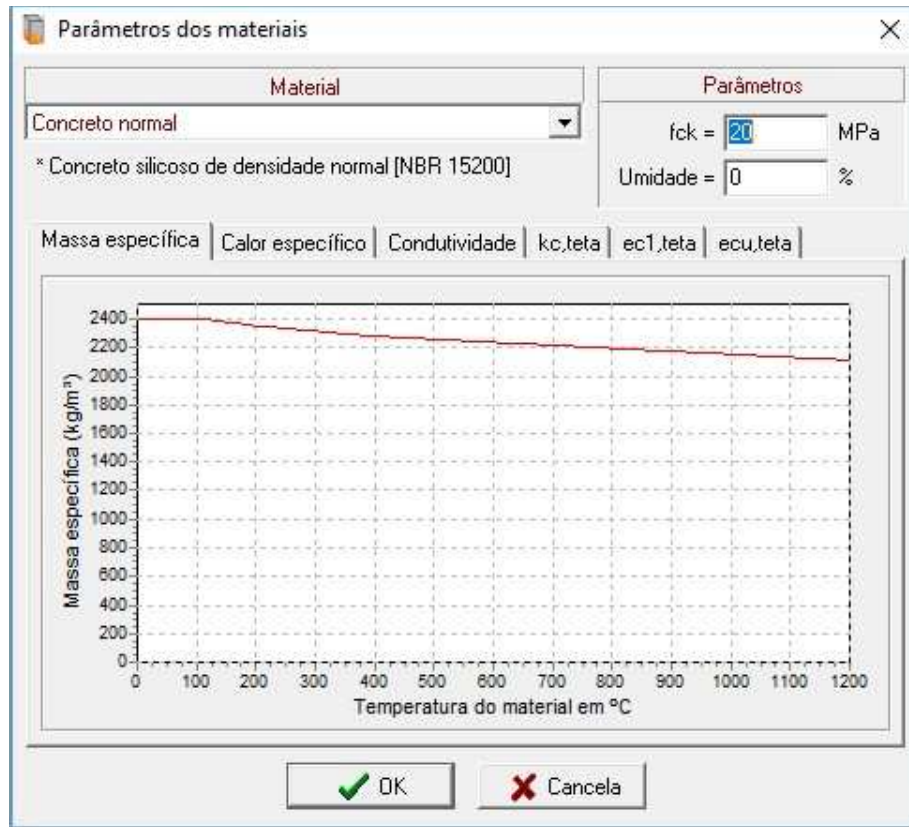


Figura 4.4 – Tela de parâmetros dos materiais (Concreto)

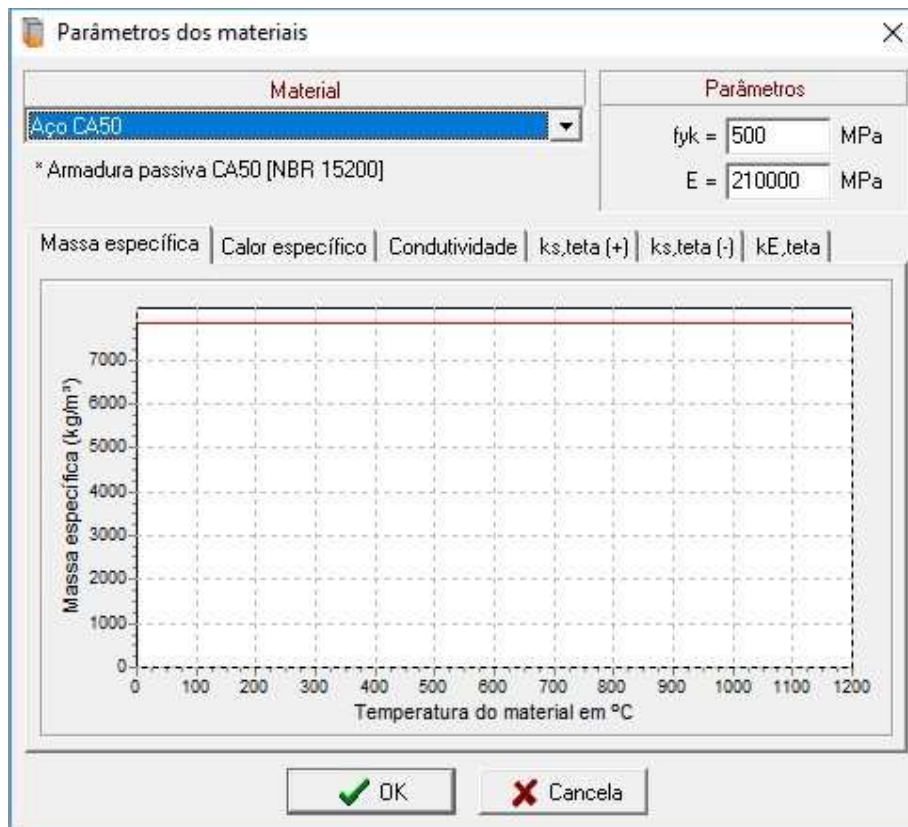


Figura 4.5 - Tela de parâmetros dos materiais (Aço CA50)

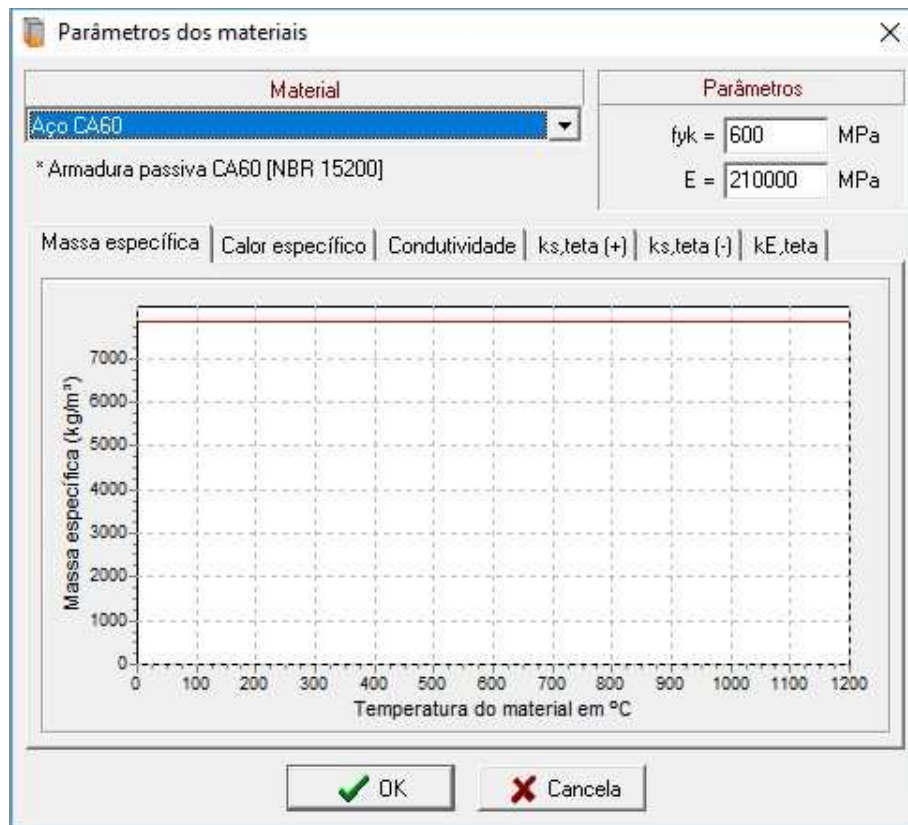


Figura 4.6 - Tela de parâmetros dos materiais (Aço CA60)

Para a definição da seção transversal da peça estrutural, das condições de contorno e monitoramento de temperatura (Figura 4.7), deve-se inserir os valores requeridos pelo programa. Na tabela da geometria da peça, deve-se cadastrar as suas coordenadas nodais e a condição de contorno de cada face da estrutura (isolado, incêndio ou arrefecimento). Na tabela de armaduras deve-se cadastrar as suas coordenadas nodais, o diâmetro e o tipo (CA50 ou CA60). Na tabela de monitoramento de temperatura deve-se cadastrar as coordenadas dos pontos de monitoramento, bem como sua designação.

Com o objetivo de facilitar a definição de seções que são mais usadas nas edificações brasileiras, o *Pisafo* possui janelas para definição de seções de forma mais simples e rápida.

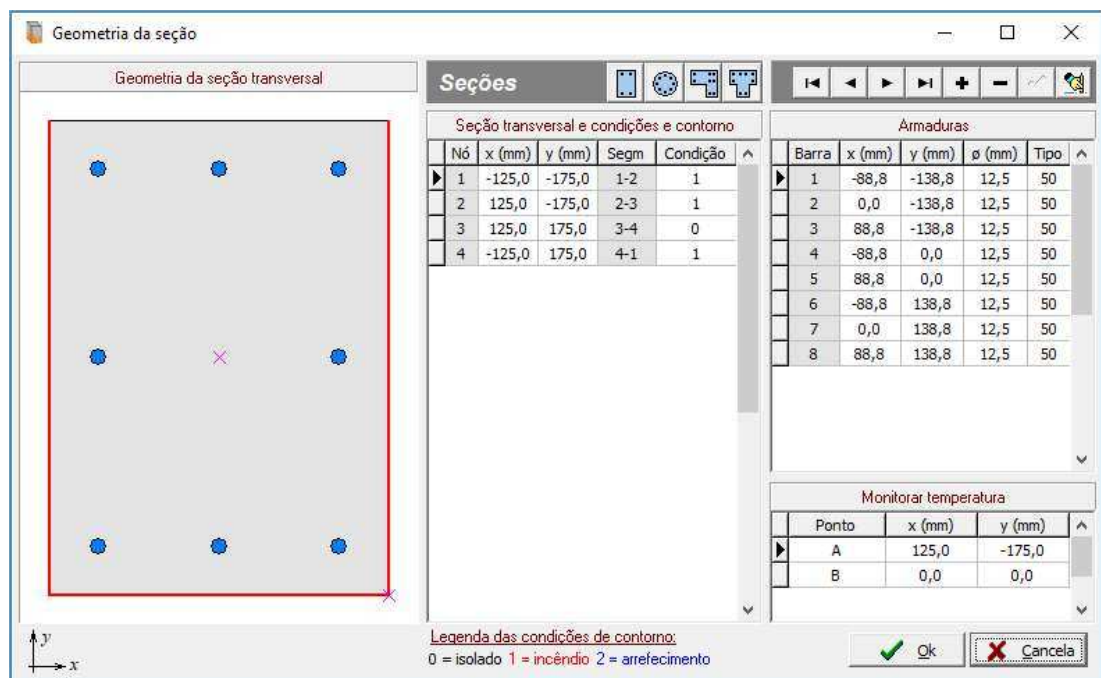


Figura 4.7 – Tela de definição da geometria da seção

A seção circular (Figura 4.8) é definida inserindo o diâmetro da seção (D), o diâmetro das armaduras (d), o número de armaduras (n) e o cobrimento das armaduras.

A seção “L” (Figura 4.9) é definida inserindo a sua maior e menor largura (b_1 e b_2), a sua maior e menor altura (h_1 e h_2), o diâmetro e o número das armaduras de cada camada (d_1 , d_2 e d_3) e (n_1 , n_2 e n_3) e o cobrimento das armaduras de cada camada (c_1 e c_2).

A seção retangular (Figura 4.10) é definida inserindo sua largura (b), sua altura (h), o diâmetro e o número das armaduras de cada camada (d_1, d_2) e (n_1, n_2) e o cobrimento das armaduras de cada camada (c_1 e c_2).

A seção “T” (Figura 4.11) é definida inserindo a sua maior e menor largura (b_1 e b_2), a sua maior e menor altura (h_1 e h_2), o diâmetro e o número das armaduras de cada camada (d_1, d_2 e d_3) e (n_1, n_2 e n_3) e o cobrimento das armaduras de cada camada (c_1 e c_2).

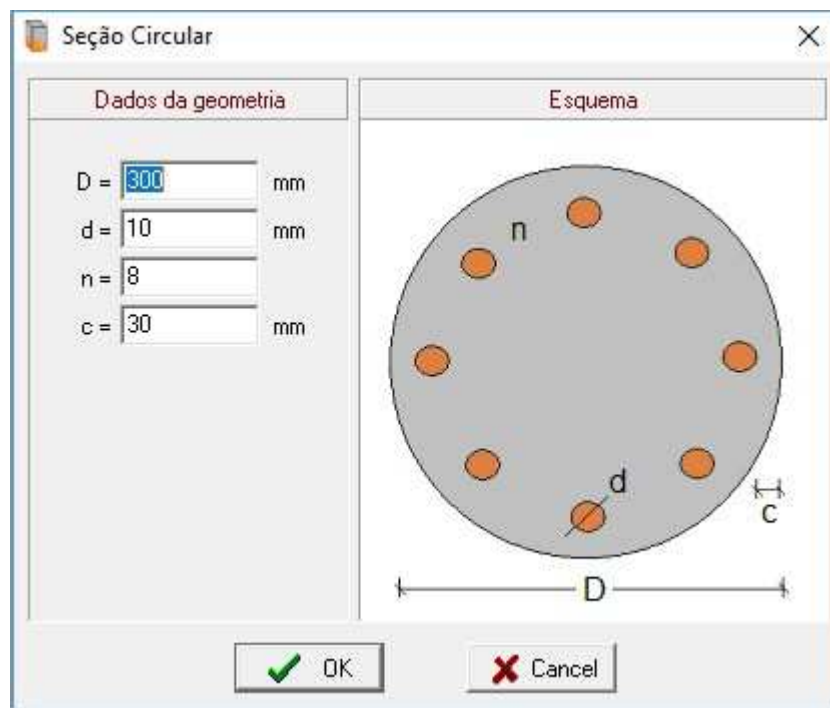


Figura 4.8 – Tela de parâmetros da seção circular

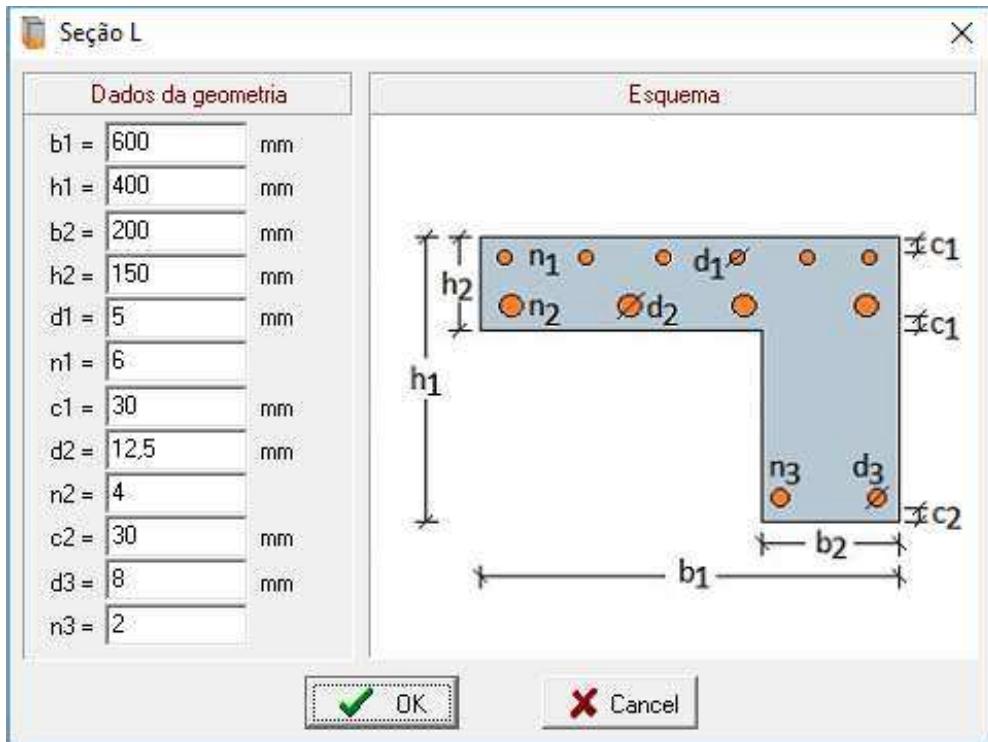


Figura 4.9 - Tela de parâmetros da seção "L"

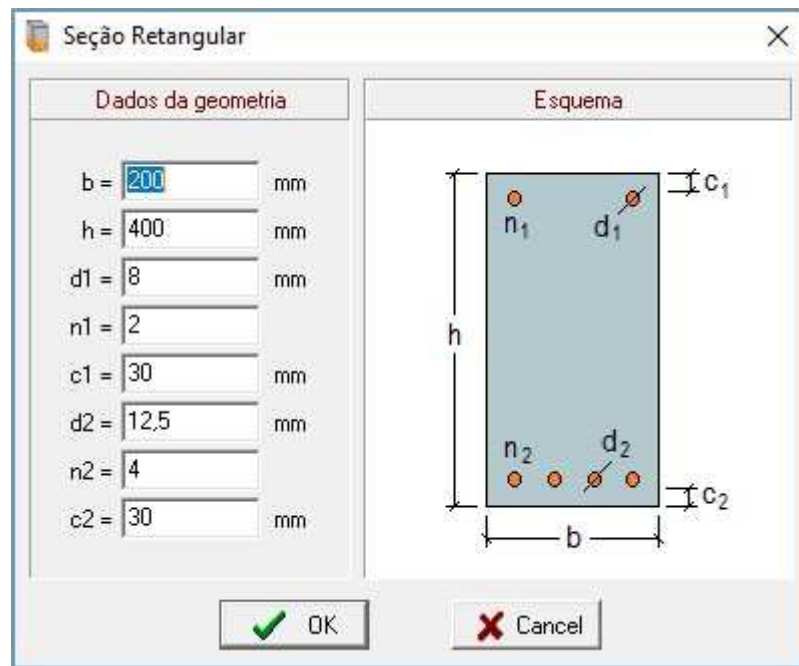


Figura 4.10 - Tela de parâmetros da seção retangular

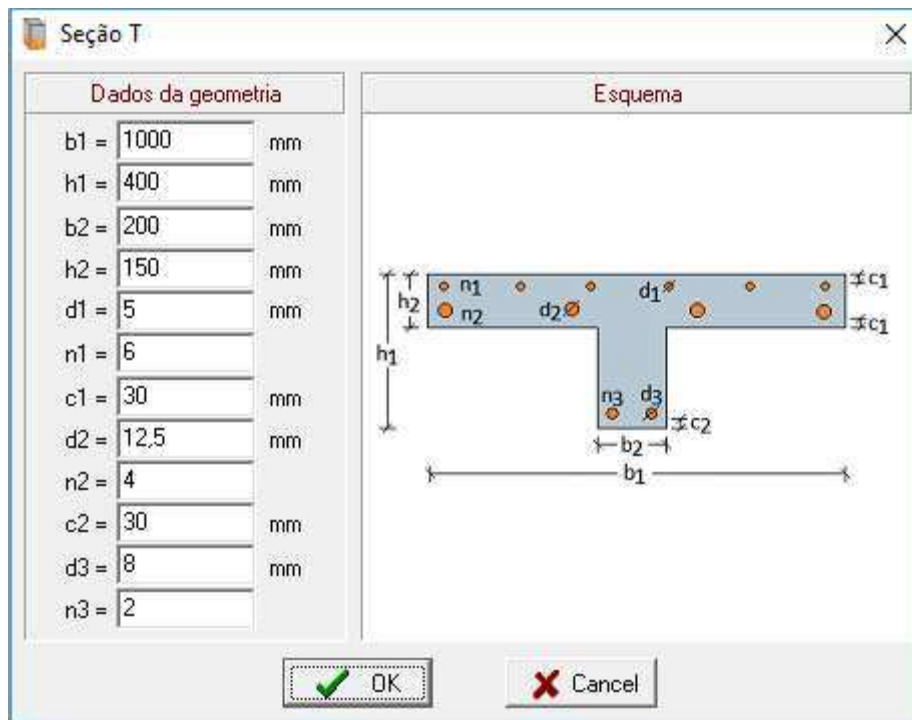


Figura 4.11 - Tela de parâmetros da seção T

Na tela de geração de malha (Figura 4.12) define-se o tamanho da malha para o concreto e para as armaduras. Nela, invoca-se a classe *Delaunay*, proveniente do programa *EasyMesh* descrito no item 3.2 que gerencia a geração da malha.

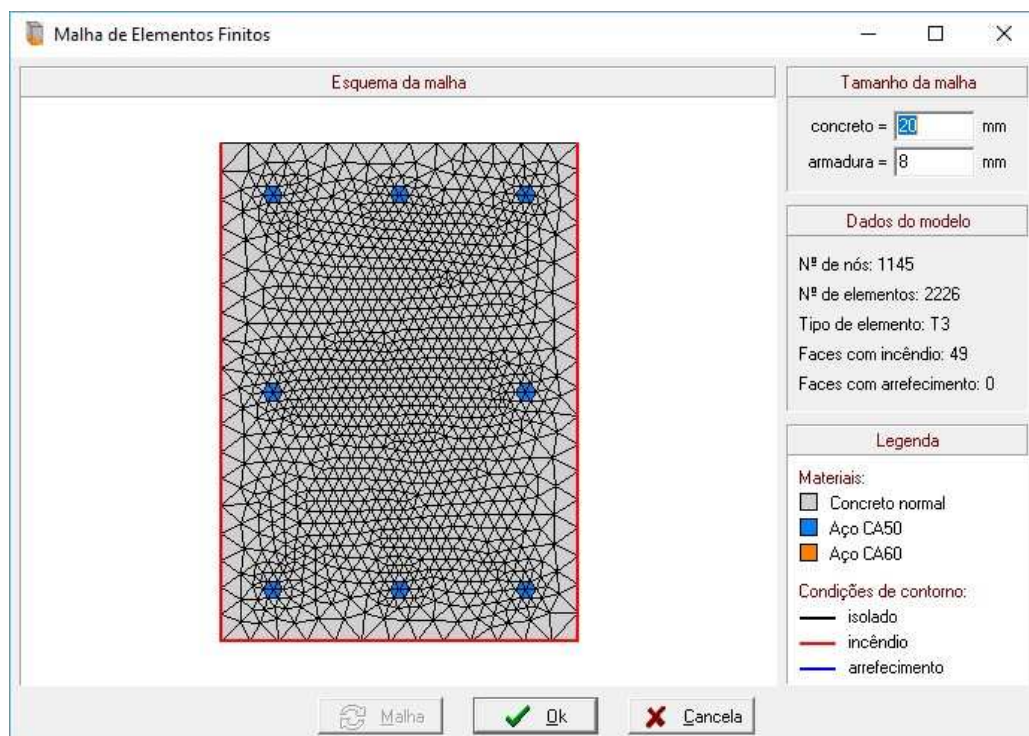


Figura 4.12 – Tela de geração de malha

Na tela de análise térmica (Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15) define-se o tempo requerido de resistência ao fogo. Nela, invoca-se as classes *TFEShape* e *TThermic*, proveniente do programa *Thersys*, descrito no item 3.3 que possibilitam a realização da análise térmica.

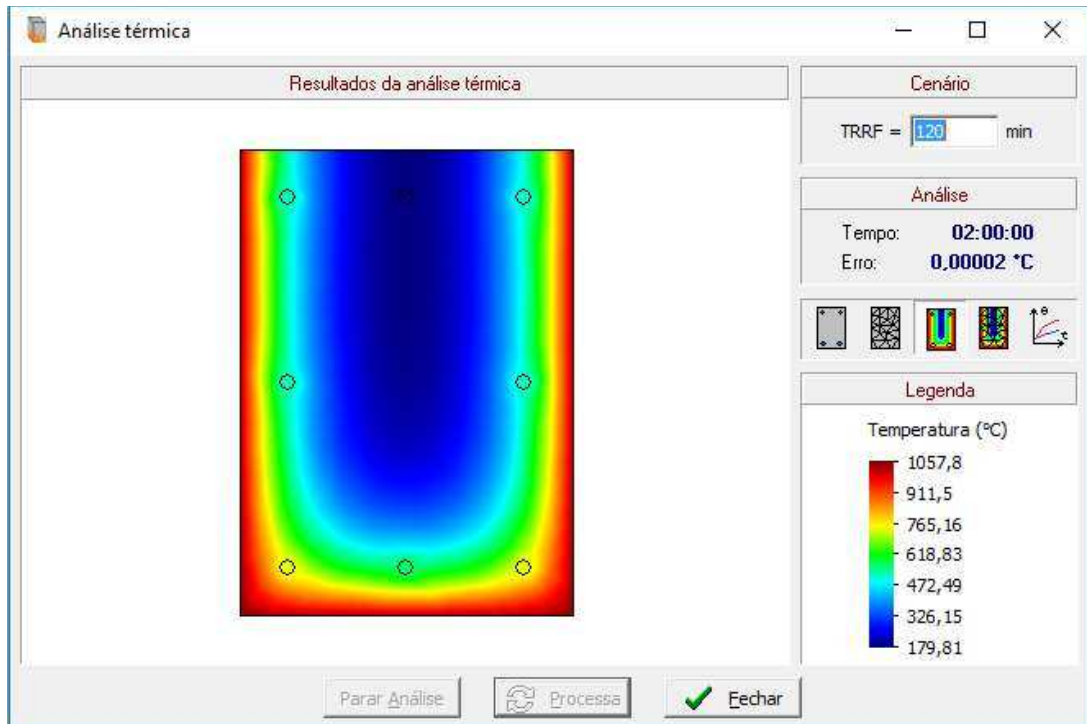


Figura 4.13 – Tela de análise térmica (resultado sem a malha)

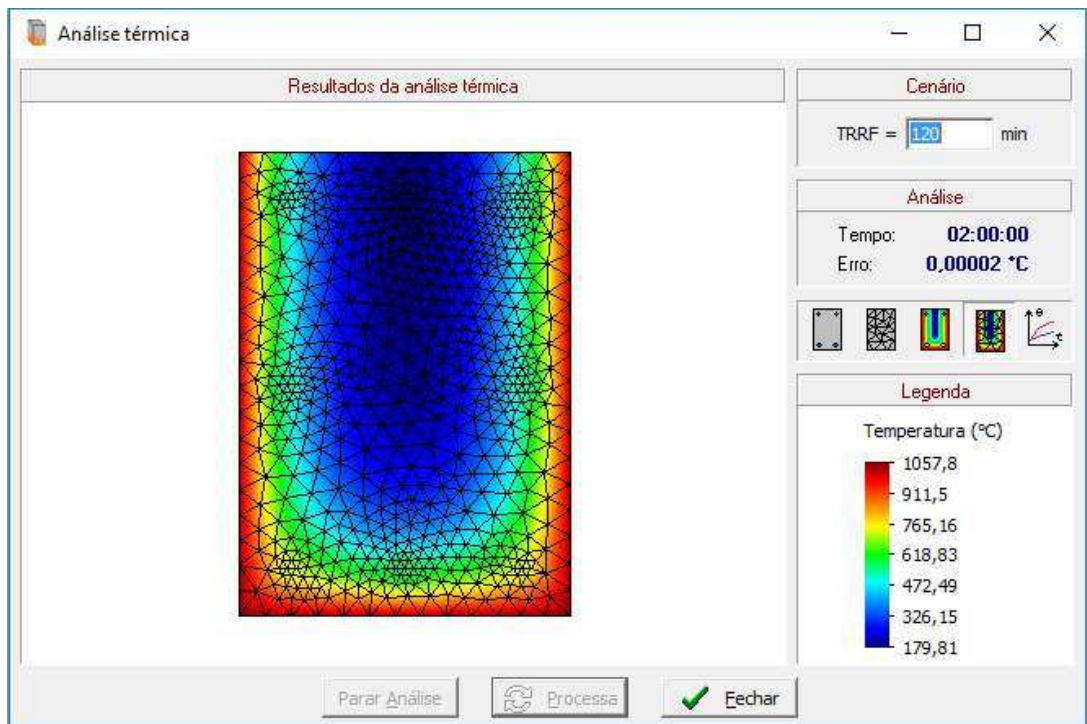


Figura 4.14 - Tela de análise térmica (resultado com a malha)

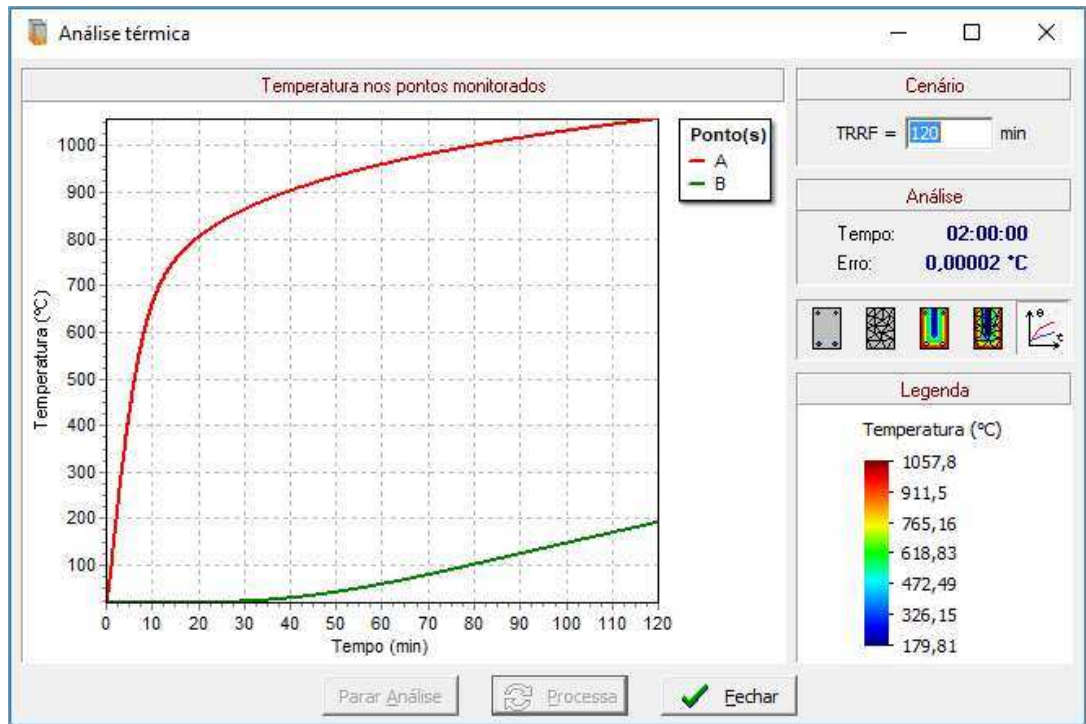


Figura 4.15 – Tela de análise térmica (temperatura nos pontos monitorados)

A tela da análise mecânica (Figura 4.16) contém seis botões: Gráfico M_x, M_y , Gráfico N, M_x , Gráfico N, M_y , Verificar seção, Parar Análise e Fechar. A necessidade de definir corretamente os valores para a força normal e os momentos fletores depende de cada rotina de cálculo selecionada. Para a análise ocorrer, deve-se definir os coeficientes de ponderação do aço e do concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Deve-se definir também qual diagrama tensão \times deformação deve ser usado para a análise mecânica, parábola retângulo ou curva NBR 15200 (descrito no item 2.6.2.2) para o concreto e diagrama simplificado ou curva NBR 15200 (descrito no item 2.6.3.2) para o aço.

O botão “Parar Análise” interrompe qualquer procedimento em andamento no momento em que é clicado. O botão “Fechar” é usado para fechar a janela.

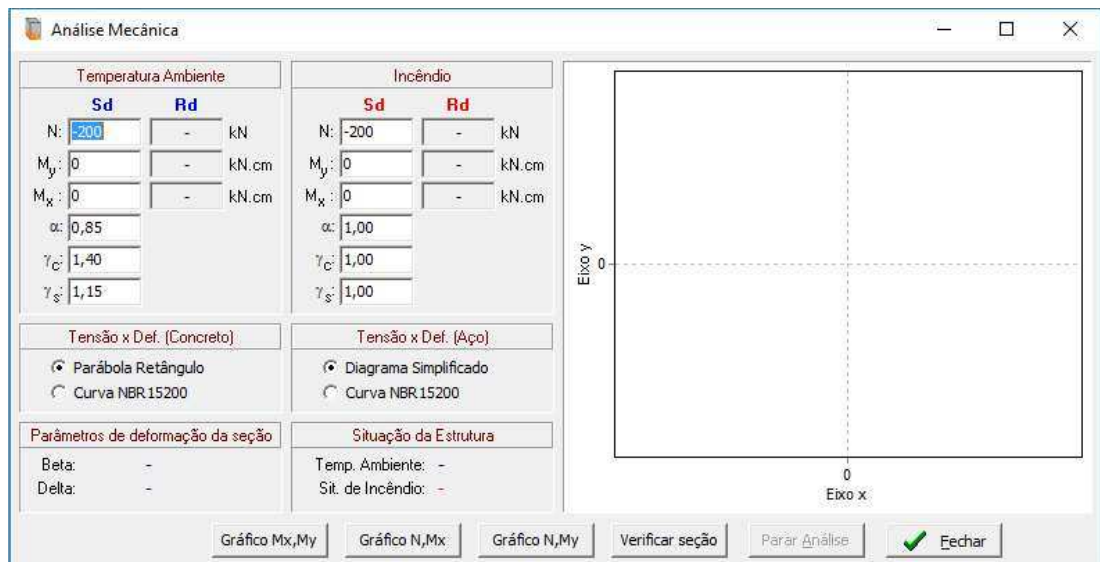


Figura 4.16 - Tela de análise mecânica

4.3 - Resultados

Quando o botão “Gráfico M_x, M_y ” é clicado, o beta varia de 0 a 360°. Em cada ângulo obtém-se um momento fletor M_y e um momento fletor M_x correspondentes à força normal determinada pelo usuário. Com a força normal fixada nos diferentes betas e os valores dos momentos fletores encontrados gera-se o gráfico ilustrado na tela (Figura 4.17).

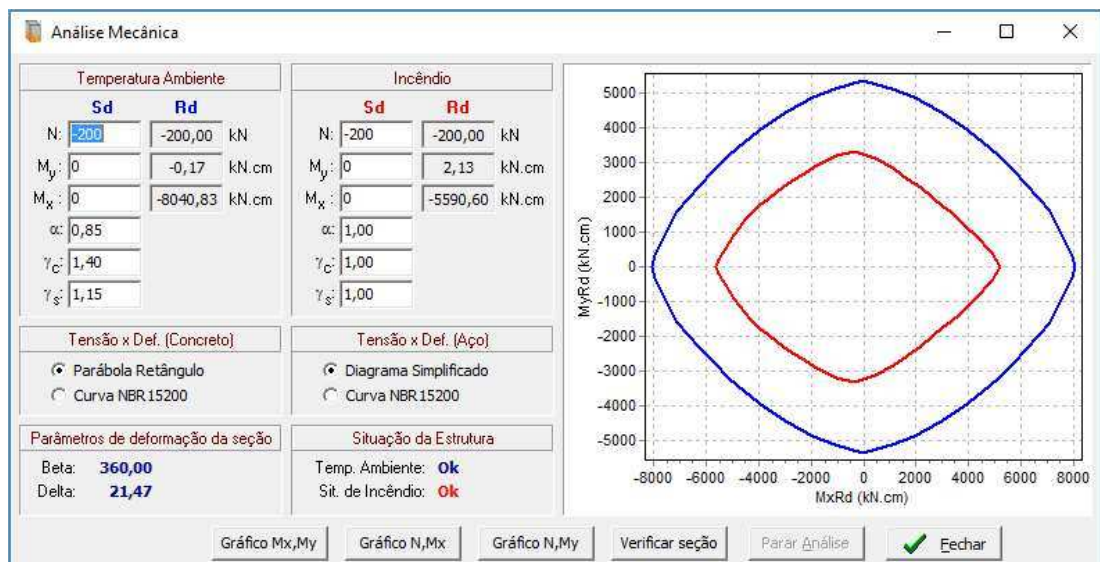


Figura 4.17 - Tela de análise mecânica (Gráfico $M_y R_d \times M_x R_d$)

Quando o botão “Gráfico N, M_x ” é clicado, o Momento Fletor M_y é fixado. Identifica-se a faixa de delta que a estrutura suporta esse momento (essa faixa é particionada em 50 trechos) e com isso obtém-se um M_x e um N correspondentes ao M_y determinado

pelos usuários em cada partição da faixa do delta. Com os valores do momento fletor e a força normal encontrados, gera-se o gráfico ilustrado na tela (Figura 4.18).

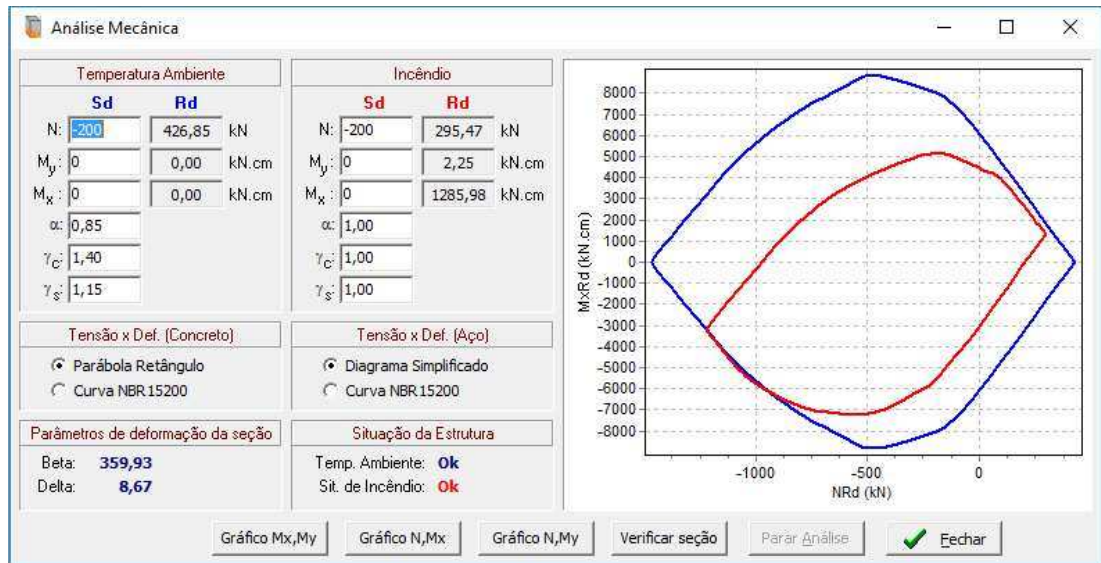


Figura 4.18 - Tela de análise mecânica (Gráfico $M_{xRd} \times N_{Rd}$)

De forma análoga, quando o botão “Gráfico N, M_y ” é clicado, o momento fletor M_x é fixado. Identifica-se a faixa de delta que a estrutura suporta esse momento (essa faixa também é particionada em 50 trechos) e com isso obtém-se um M_y e um N correspondentes ao M_x determinado pelo usuário em cada partição da faixa do delta. Com os valores do momento fletor e a força normal encontrados gera-se o gráfico ilustrado na tela (Figura 4.19).

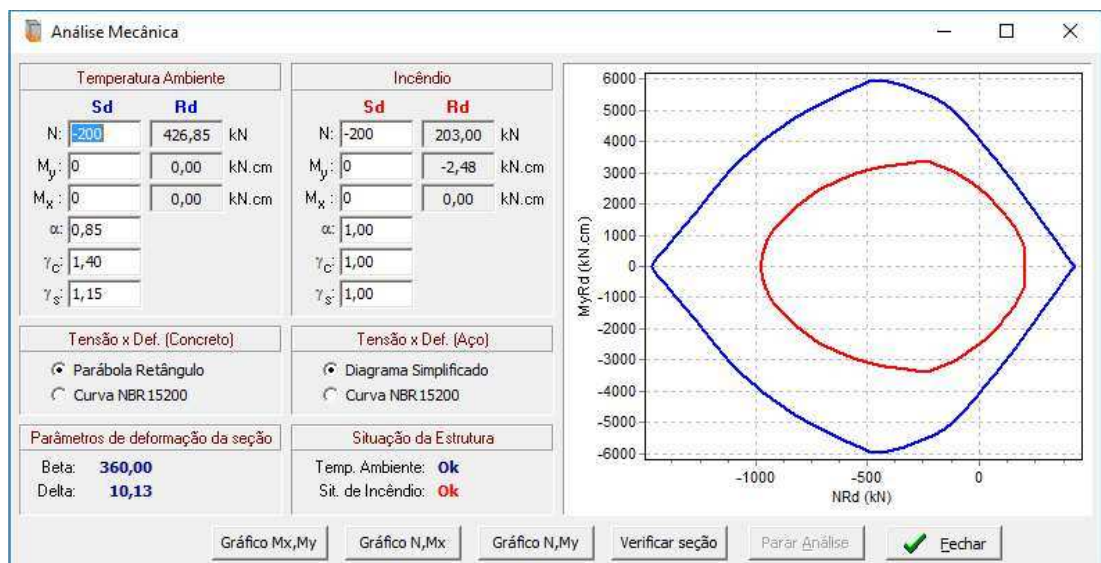


Figura 4.19- Tela de análise mecânica (Gráfico $M_{yRd} \times N_{Rd}$)

Os gráficos gerados são uma representação da envoltória de momentos fletores e força normal resistentes da estrutura. Com a Figura 4.20 é possível observar o comportamento de uma estrutura qualquer. Quanto maior for a sua resistência à força normal, menor será a sua resistência aos momentos fletores. De forma análoga, quanto maior a sua resistência ao momento fletor do eixo x ou do eixo y, menor será a sua resistência ao momento fletor do eixo y e do eixo x, respectivamente, e terá menor resistência à força normal.

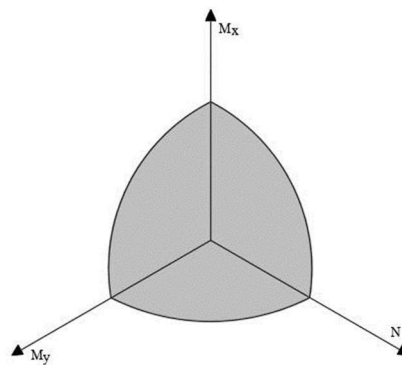


Figura 4.20 – Envoltória de momentos e força normal

Quando o botão “Verificar seção” é clicado, o programa gira o beta de 0 até 360° fixando a força normal determinada pelo usuário até encontrar um momento fletor M_y e um momento fletor M_x maiores ou iguais aos determinados pelo usuário. Quando a estrutura resiste aos esforços, uma mensagem de “Ok” é gerada (Figura 4.21), quando não resiste aos esforços, uma mensagem de “Não Ok” é gerada (Figura 4.22).

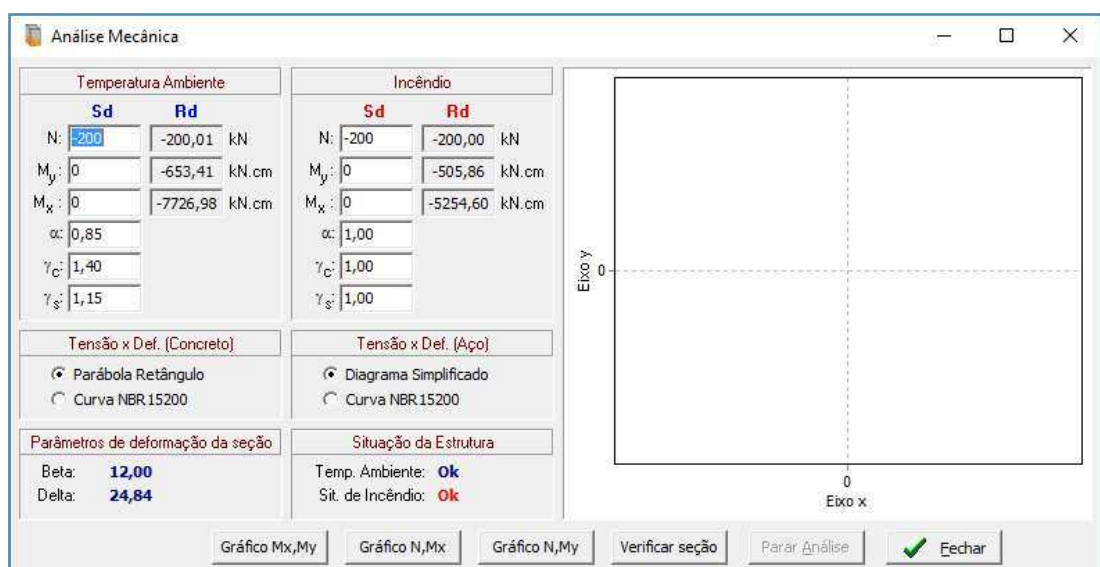


Figura 4.21 - Tela de análise mecânica (Verificação da seção – Estrutura resiste aos esforços solicitados)

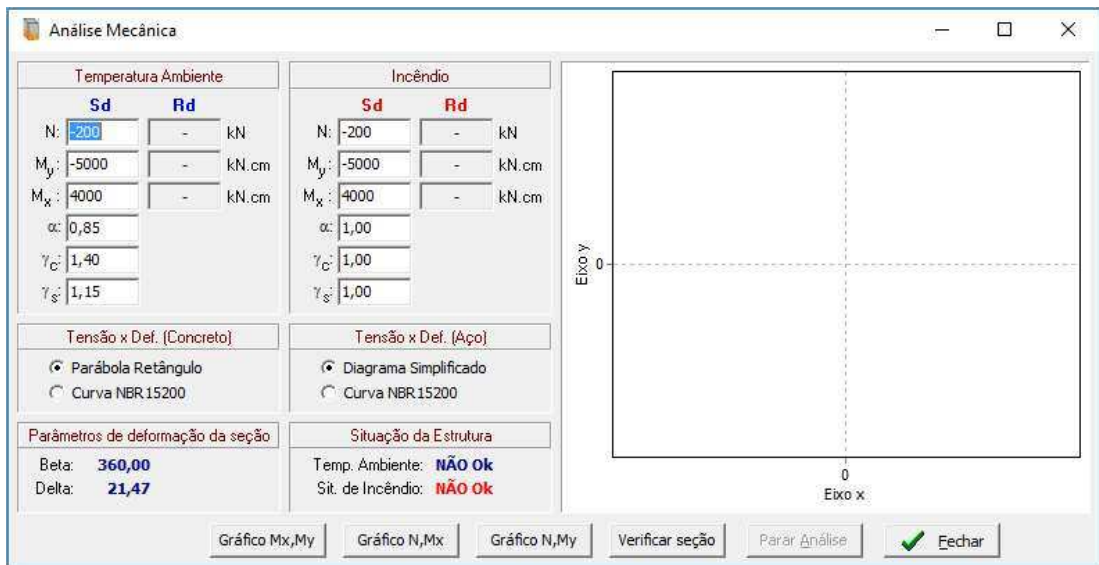


Figura 4.22 - Tela de análise mecânica (Verificação da seção – Estrutura não resiste aos esforços solicitados)

5 - ESTUDO DE CASOS

5.1 - Generalidades

Este capítulo apresenta alguns exemplos de aplicação com objetivo de validar o programa *Pisafó*. Os resultados obtidos pelo *Pisafó* são comparados com resultados disponíveis na literatura.

5.2 - Pilares com seção em “+”, “L”, “T” e retangular

Para a análise dos pilares com seção em “+”, em “L”, em “T” e retangular, foram adotadas as mesmas condições dos experimentos realizados por Xu e Wu (2009). O ensaio consistiu em aplicar uma carga contínua concentrada no pilar exposto ao fogo até a sua ruptura.

Foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 para simulação do incêndio. O agregado usado no concreto foi o silicoso, a umidade adotada para o concreto foi de 2%. Todos os pilares possuem 12 barras longitudinais com diâmetro de 16 mm com f_y igual a 418 MPa. No *Pisafó*, o cobrimento usado foi de 30 mm, o artigo não deixa claro o cobrimento usado. Os experimentos de resistência dos pilares foram realizados entre 150 e 180 dias após concretagem, sendo que os mesmos foram calculados para terem resistência de aproximadamente 25 MPa. Para a análise do comportamento mecânico de todos os pilares considerou-se então a resistência do concreto após 150 dias de concretagem.

Ao se tratar das condições de contorno, todos os pilares em análise têm todas as suas faces expostas ao fogo.

5.2.1 - Seção “+”

A seção “+” tem as dimensões a seguir.

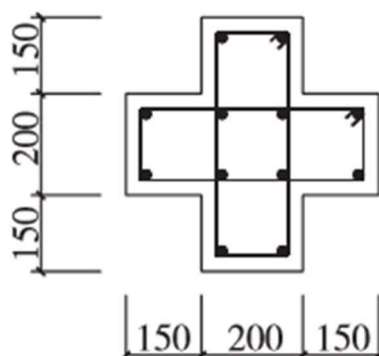


Figura 5.1 – Seção “+” (em mm)

O concreto apresentou f_{cu} cúbico igual a 37,6 MPa após 150 dias de concretagem. Com o uso da tabela 3.1 do EN 1992-1-1:2004, encontrou-se o f_{cu} cilíndrico equivalente igual a 30,38 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma carga de compressão igual a 1480 kN. O mesmo resistiu 245 minutos de incêndio até se romper.

Na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Xu e Wu (2009).

Observa-se que na Tabela 5.2 apresenta-se um menor tamanho de malha do concreto e do aço. Com isso, são criados mais elementos para a malha da estrutura, o resultado é uma maior resistência da estrutura. Mas para obter esse resultado, o tempo gasto para a análise térmica foi, em média, para os demais pilares deste artigo analisados, 10 vezes maior.

Tabela 5.1 – Resultados da seção “+” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-1480	-1721,77	16,34%	-1363,45	-7,88%	20 mm	8 mm

Tabela 5.2 - Resultados da seção “+” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-1480	-1730,79	16,95%	-1370,48	-7,40%	15 mm	6 mm

Com o *Pisafo*, é possível, além de calcular a maior carga de compressão resistida pela seção transversal do pilar em questão, plotar as envoltórias de momentos fletores e força normal para temperatura ambiente e em situação de incêndio (Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4).

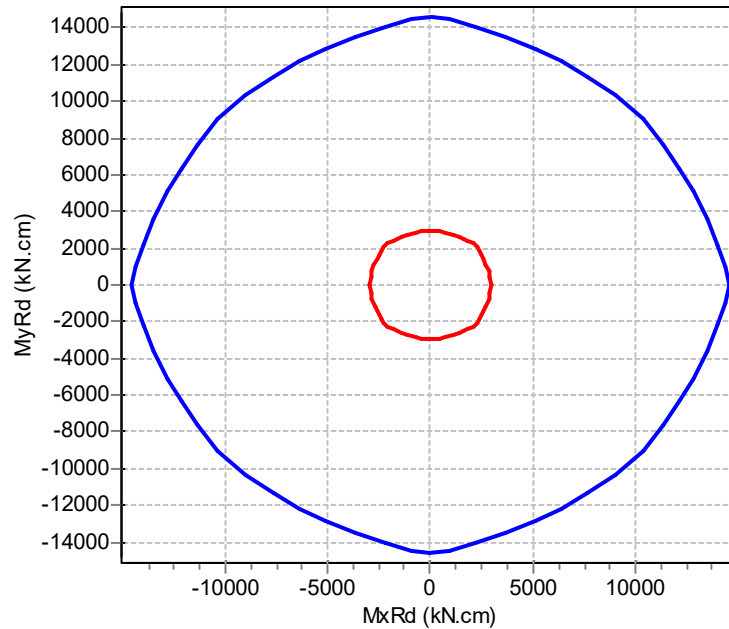


Figura 5.2 - Envoltória de $M_{yRd} \times M_{xRd}$ com N fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012

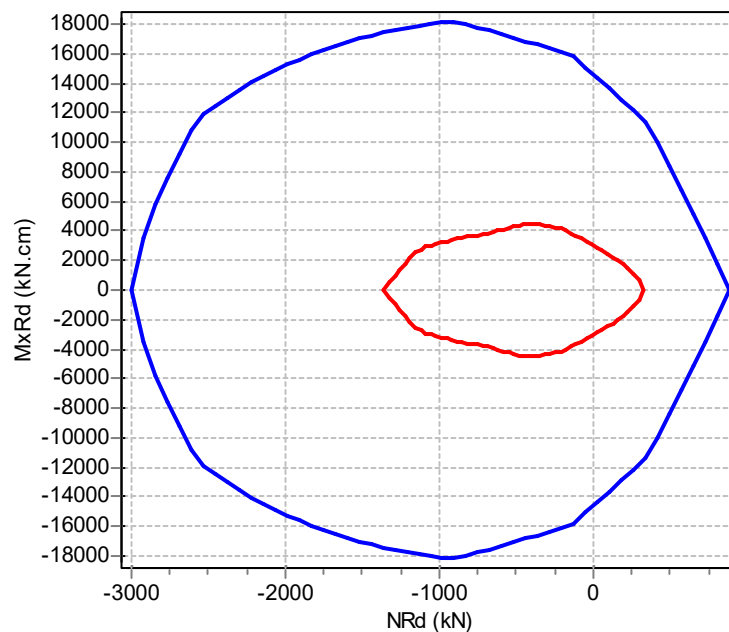


Figura 5.3 – Envoltória de $M_{xRd} \times N_{Rd}$ com M_y fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012

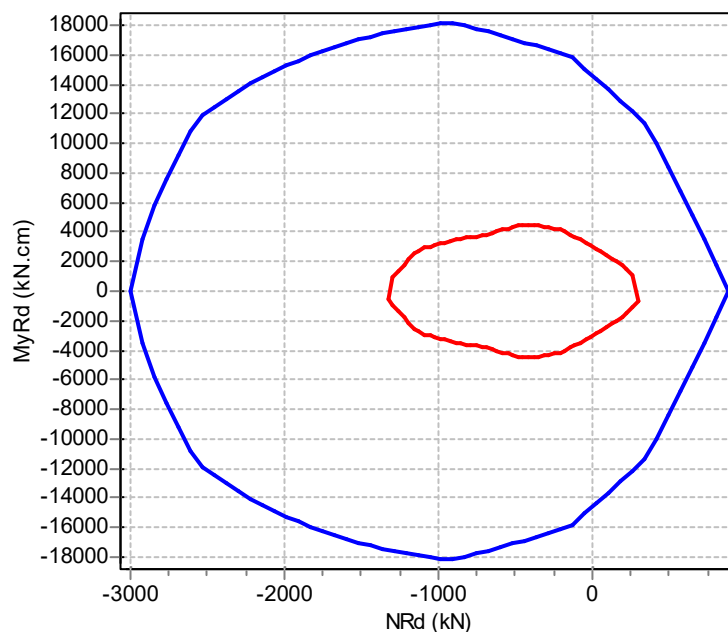


Figura 5.4 – Envoltória de $M_{yRd} \times N_{Rd}$ com M_x fixo igual a 0 (temperatura ambiente: linha azul; em incêndio: linha vermelha) com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012

A análise térmica já foi validada por Ribeiro (2004). Assim, para ratificar a validação, apresenta-se a comparação das temperaturas calculadas pelo *Pisafo* com as temperaturas medidas e calculadas por Xu e Wu (2009) ao longo do tempo do ensaio.

Xu e Wu (2009) instalaram termopares para a medição das temperaturas em quatro pontos da seção transversal do pilar em questão (Figura 5.5).

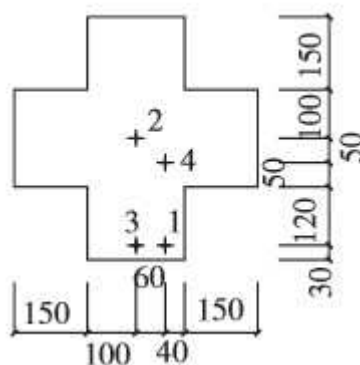


Figura 5.5 – Posição dos termopares instalados no pilar (XU e WU, 2009)

Dessa forma, na Figura 5.6, Figura 5.7, Figura 5.8 e Figura 5.9 são apresentadas as evoluções das temperaturas ao longo do tempo, para os pontos 1, 2, 3 e 4,

respectivamente. Nos gráficos, são apresentados os valores das temperaturas calculadas e medidas por Xu e Wu (2009) e calculadas pelo *Pisafo*.

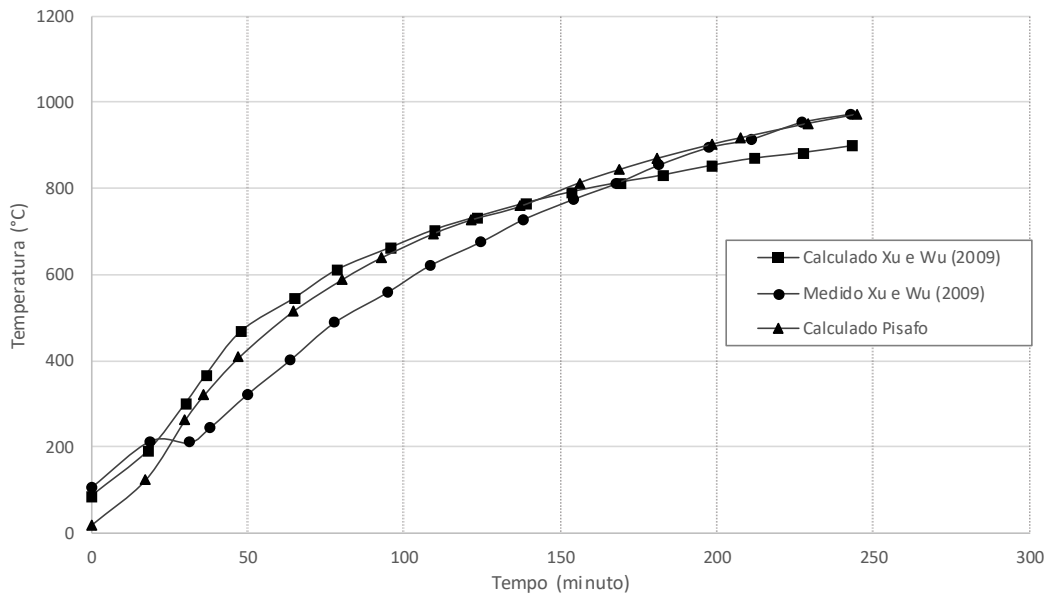


Figura 5.6 – Ponto de monitoramento 1

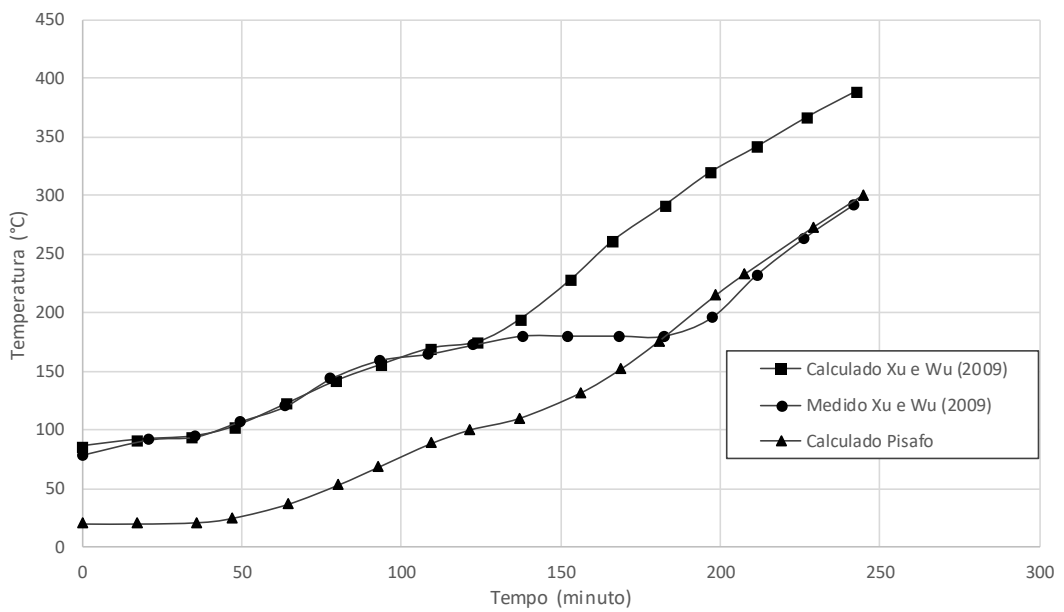


Figura 5.7 – Ponto de monitoramento 2

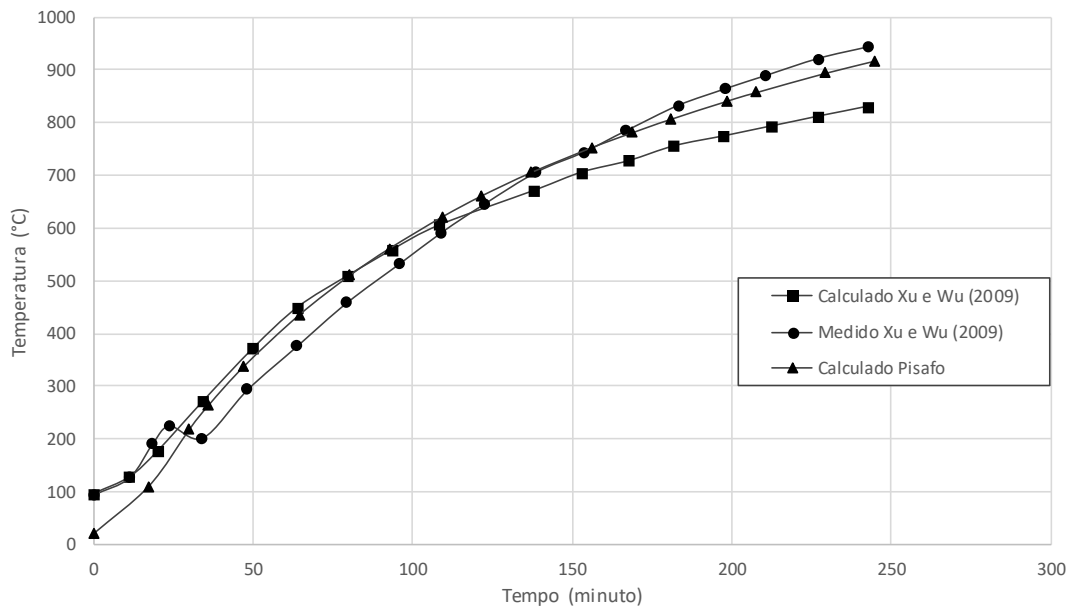


Figura 5.8 – Ponto de monitoramento 3

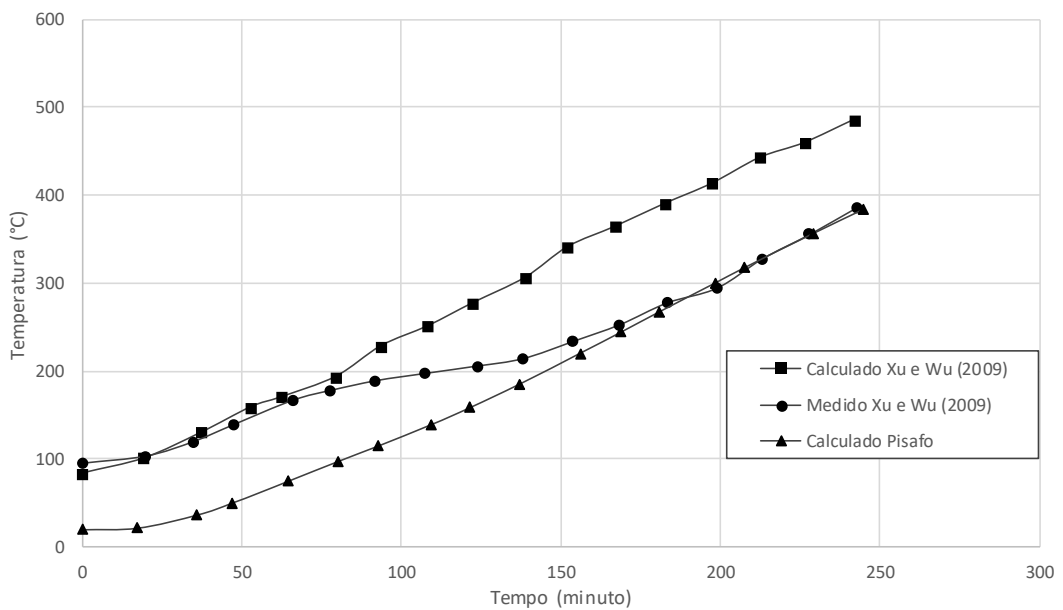


Figura 5.9 - Ponto de monitoramento 4

Observa-se, nos gráficos apresentados, uma boa concordância entre as temperaturas calculadas pelo Pisafo e as temperaturas medidas experimentalmente e calculadas por Xu e Wu (2009).

5.2.2 - Seção “L”

A seção “L” tem as dimensões a seguir.

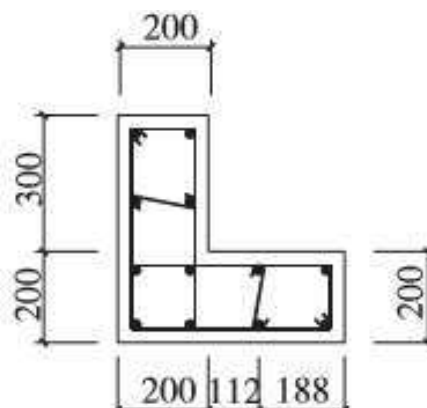


Figura 5.10 – Seção “L” (em mm)

O concreto apresentou f_{cu} cúbico igual a 37,6 MPa após 150 dias de concretagem, equivalente a f_{cu} cilíndrico igual a 30,38 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma carga de compressão igual a 2060 kN. O mesmo resistiu 147 minutos de incêndio até se romper.

Na Tabela 5.3 e na Tabela 5.4 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafô* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Xu e Wu (2009).

Tabela 5.3 – Resultados da seção “L” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-2060	-2540,81	23,34%	-2068,07	0,39%	20 mm	8 mm

Tabela 5.4 - Resultados da seção “L” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-2060	-2548,74	23,73%	-2074,42	0,70%	15 mm	6 mm

5.2.3 - Seção “T”

A seção “T” tem as dimensões a seguir.

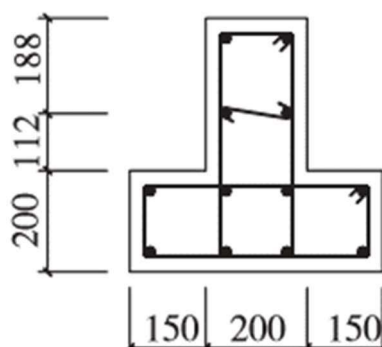


Figura 5.11 – Seção “T” (em mm)

O concreto apresentou f_{cu} cúbico igual a 34,8 MPa após 150 dias de concretagem, equivalente a f_{cu} cilíndrico igual a 28,43 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma carga de compressão igual a 1902 kN. O mesmo resistiu 148 minutos de incêndio até se romper.

Na Tabela 5.5 e na Tabela 5.6 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Xu e Wu (2009).

Tabela 5.5 – Resultados da seção “T” com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-1902	-2444,04	28,50%	-1992,39	4,75%	20 mm	8 mm

Tabela 5.6 - Resultados da seção “T” com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-1902	-2451,3	28,88%	-1998,28	5,06%	15 mm	6 mm

5.2.4 - Seção retangular

A seção retangular tem as dimensões a seguir.

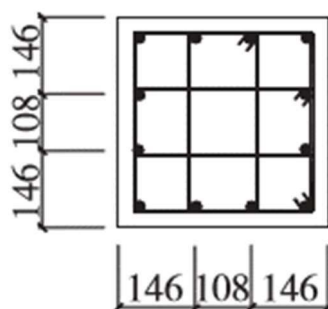


Figura 5.12 – Seção retangular (em mm)

O concreto apresentou f_{cu} cúbico igual a 34,8 MPa após 150 dias de concretagem, equivalente a f_{cu} cilíndrico igual a 28,43 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma carga de compressão igual a 2325 kN. O mesmo resistiu 169 minutos de incêndio até se romper.

Na Tabela 5.7 e na Tabela 5.8 apresentam-se os resultados obtidos por *Pisafô* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Xu e Wu (2009).

Tabela 5.7 – Resultados da seção retangular com malha do concreto 20 mm e malha do aço 8 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-2325	-2756,72	18,57%	-2193,01	-5,68%	20 mm	8 mm

Tabela 5.8 - Resultados da seção retangular com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço
-2325	-2764,07	18,88%	-2241,54	-3,59%	15 mm	6 mm

5.3 - Pilar de seção circular

Para a análise do pilar com seção circular, foram adotadas as mesmas condições do experimento realizado por Franssen e Dotreppe (2003). O ensaio consistiu em aplicar uma carga contínua concentrada no pilar exposto ao fogo até a sua ruptura.

Foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 para simulação do incêndio. Utilizou-se no concreto agregado silicoso, tendo o concreto resistência de 60 MPa. O pilar foi armado com 6 barras longitudinais de diâmetro de 20 mm com f_y igual a 500 MPa com cobrimento de 30 mm. A umidade do concreto não foi especificada pelo artigo, com isso, no *Pisafo*, foram realizadas duas análises: concreto com umidade de 2% e concreto com umidade de 4%.

O pilar em análise tem toda a sua face exposta ao fogo. As suas dimensões estão ilustradas na Figura 5.13.

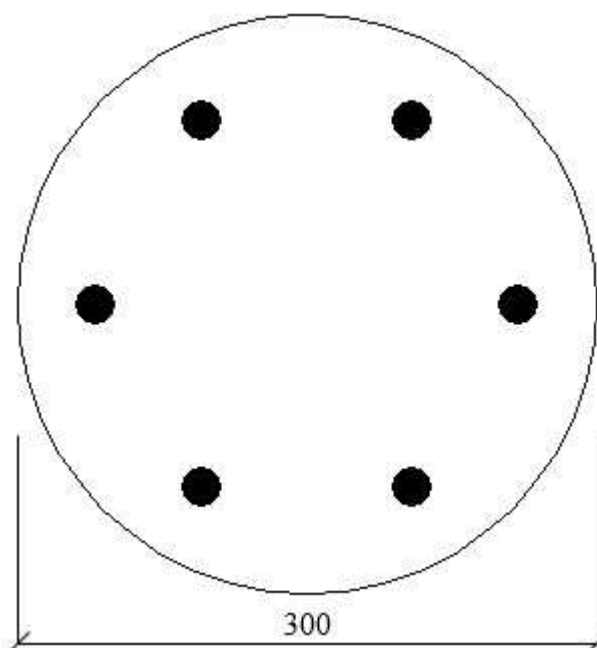


Figura 5.13 – Seção Circular (em mm)

No experimento, o pilar foi submetido a uma carga de compressão igual a 1900 kN. O mesmo resistiu 163 minutos de incêndio até se romper.

Na Tabela 5.9 e na Tabela 5.10 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com os seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Franssen e Dotreppe (2003).

Na Tabela 5.9 pode-se observar os resultados para concreto com umidade de 2%, e na Tabela 5.10, os resultados para concreto com umidade de 4%.

Tabela 5.9 - Resultados da seção circular com 2% de umidade do concreto

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço	u (%)
-1900	-1795,88	-5,48%	-1425,38	-24,98%	20 mm	8 mm	2

Tabela 5.10 - Resultados da seção circular com 4% de umidade do concreto

Artigo (kN)	Simplificado (kN)	Erro	NBR 15200 (kN)	Erro	Malha conc	Malha aço	u (%)
-1900	-1847,99	-2,74%	-1468,95	-22,69%	20 mm	8 mm	4

5.4 - Viga

Como os experimentos de pilares apresentados pelos artigos restringiram qualquer rotação e deslocamento horizontal, permitindo apenas o deslocamento vertical, houve a necessidade de validar o cálculo dos momentos pelo *Pisafo* através da análise de vigas.

Para isso, foram adotadas as mesmas condições do exemplo de aplicação realizado por Albuquerque (2012). Foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 para simulação do incêndio. Utilizou-se concreto com agregado silicoso. A resistência média do concreto foi de 25 MPa e empregou-se armaduras com f_y igual a 500 MPa. A umidade adotada para o concreto foi de 1,5%.

Considerou-se três faces da viga (laterais e inferior) como expostas ao fogo, a face não exposta (superior) foi definida como adiabática (opção isolado), em que não se perde calor através dela.

5.4.1 - Viga com armadura negativa

A viga com armadura negativa apresenta dimensões conforme Figura 5.14. Armada com 3 barras de 10 mm com cobrimento de 25 mm. O tempo de incêndio para a análise térmica foi de 60 minutos.

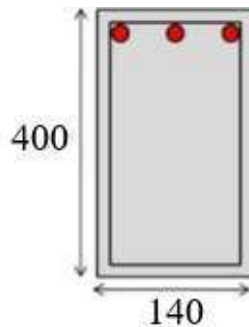


Figura 5.14 – Dimensões da viga com armadura negativa (em mm)

Assim como para os pilares, um menor tamanho de malha do concreto e do aço resulta em uma maior resistência da estrutura. Mas para obter esse resultado, o tempo gasto para a análise térmica também foi maior.

Na Tabela 5.11 e na Tabela 5.12 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Albuquerque (2012) através do Super Tempcalc.

Tabela 5.11 - Resultados da viga com armadura negativa com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Dissertação (kN.cm)	Simplificado (kN.cm)	Erro	NBR 15200 (kN.cm)	Erro	Malha conc	Malha aço
3742,12	3722,70	-0,52%	3618,61	-3,30%	15 mm	6 mm

Tabela 5.12 - Resultados da viga com armadura negativa com malha do concreto 10 mm e malha do aço 4 mm

Dissertação (kN.cm)	Simplificado (kN.cm)	Erro	NBR 15200 (kN.cm)	Erro	Malha conc	Malha aço
3742,12	3726,14	-0,43%	3624,67	-3,14%	10 mm	4 mm

5.4.2 - Viga com armadura positiva

A viga com armadura positiva apresenta dimensões conforme a Figura 5.15. Armada com 2 barras de 25 mm com cobrimento de 40 mm. O tempo de incêndio para a análise térmica foi de 120 minutos.

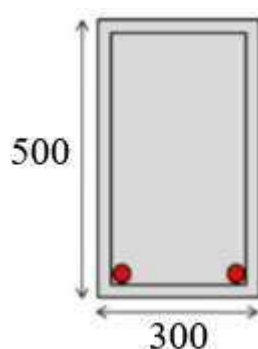


Figura 5.15 - Dimensões da viga com armadura positiva (em mm)

Na Tabela 5.13 e na Tabela 5.14 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido por Albuquerque (2012) através do Super Tempcalc.

Tabela 5.13 - Resultados da viga com armadura positiva com malha do concreto 15 mm e malha do aço 6 mm

Dissertação (kN.cm)	Simplificado (kN.cm)	Erro	NBR 15200 (kN.cm)	Erro	Malha conc	Malha aço
13826,66	11888,87	-14,01%	11773,64	-14,85%	15 mm	6 mm

Tabela 5.14 - Resultados da viga com armadura positiva com malha do concreto 10 mm e malha do aço 4 mm

Dissertação (kN.cm)	Simplificado (kN.cm)	Erro	NBR 15200 (kN.cm)	Erro	Malha conc	Malha aço
13826,66	11928,78	-13,73%	11812,43	-14,57%	10 mm	4 mm

5.5 - Gráfico $M_y \times M_x$

Para a validação da plotagem do gráfico $M_y \times M_x$ pelo *Pisafo*, quando a estrutura em temperatura ambiente, foi usado um aplicativo web da USP, desenvolvido por estudantes e professores da USP, disponível no endereço eletrônico http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/java/vrf_fco/Verificacao.htm. Foram adotadas as mesmas condições do exemplo de aplicação realizado por Moreira (2013).

A seção transversal de concreto armado de 20×20 (cm²) é composta por concreto com f_{ck} igual a 25 MPa e aço CA50, sendo 4 barras de 10 mm com cobrimento de 25 mm. Para a análise em situação de incêndio foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999. A umidade adotada para o concreto foi de 0% e todas as faces expostas ao fogo (Figura 5.16).

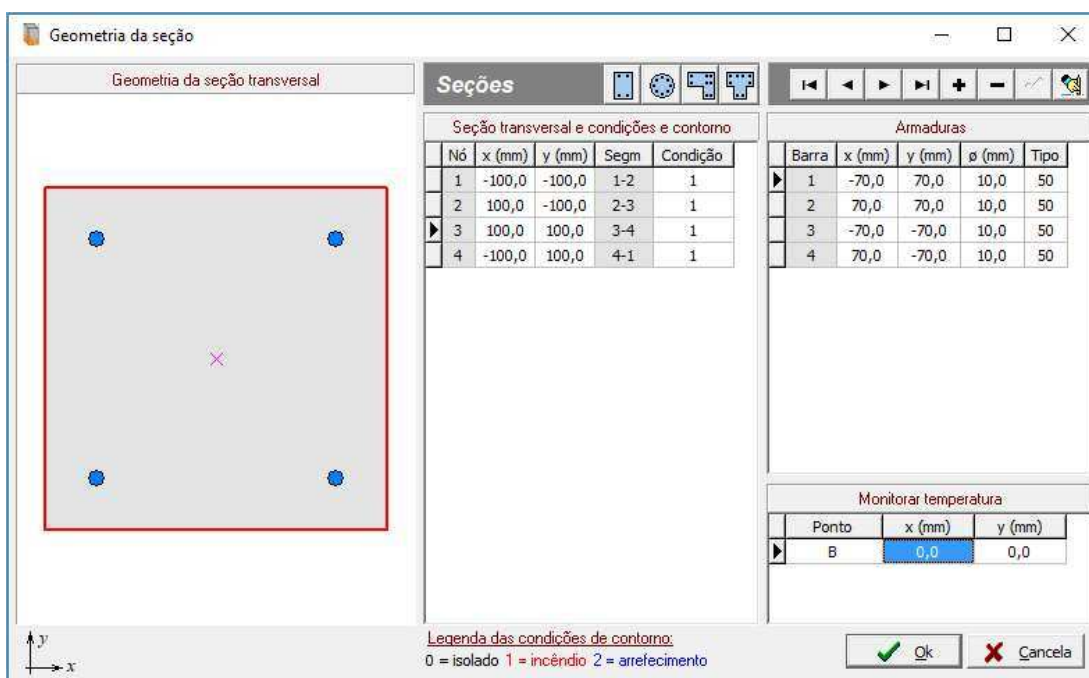


Figura 5.16 – Dados do pilar

Os gráficos $M_y \times M_x$ do pilar em temperatura ambiente plotado pelo Applet da USP e pelo *Pisafo* são ilustrados na Figura 5.17 e na Figura 5.18, respectivamente.

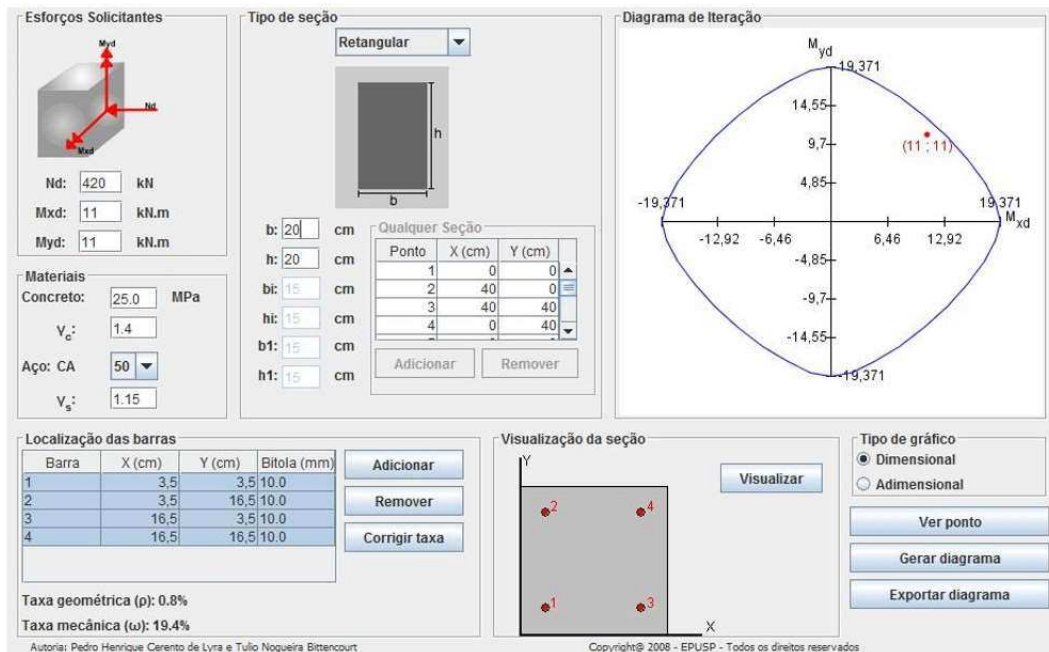


Figura 5.17 – Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente (USP)

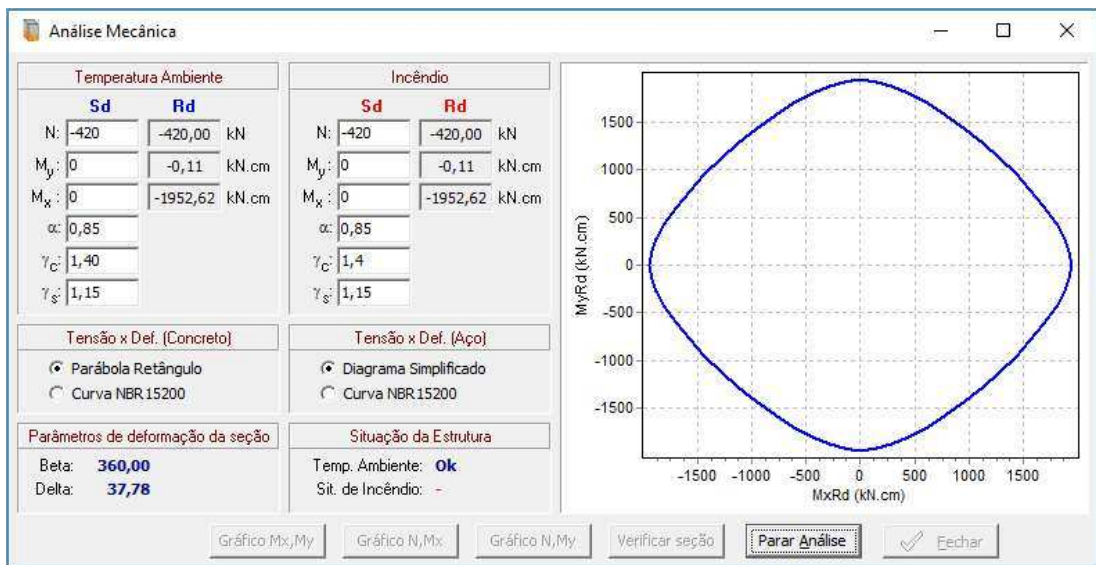


Figura 5.18 – Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente (*Pisafo*)

Para a validação dos cálculos da estrutura em situação de incêndio definiu-se um TRRF de 0,1 minuto. Dessa forma a estrutura não atinge uma temperatura que promova degradação das propriedades do concreto (Figura 5.19). Com isso, ajustando-

se os coeficientes de segurança para os mesmos da temperatura ambiente, os resultados devem ser iguais (Figura 5.20).

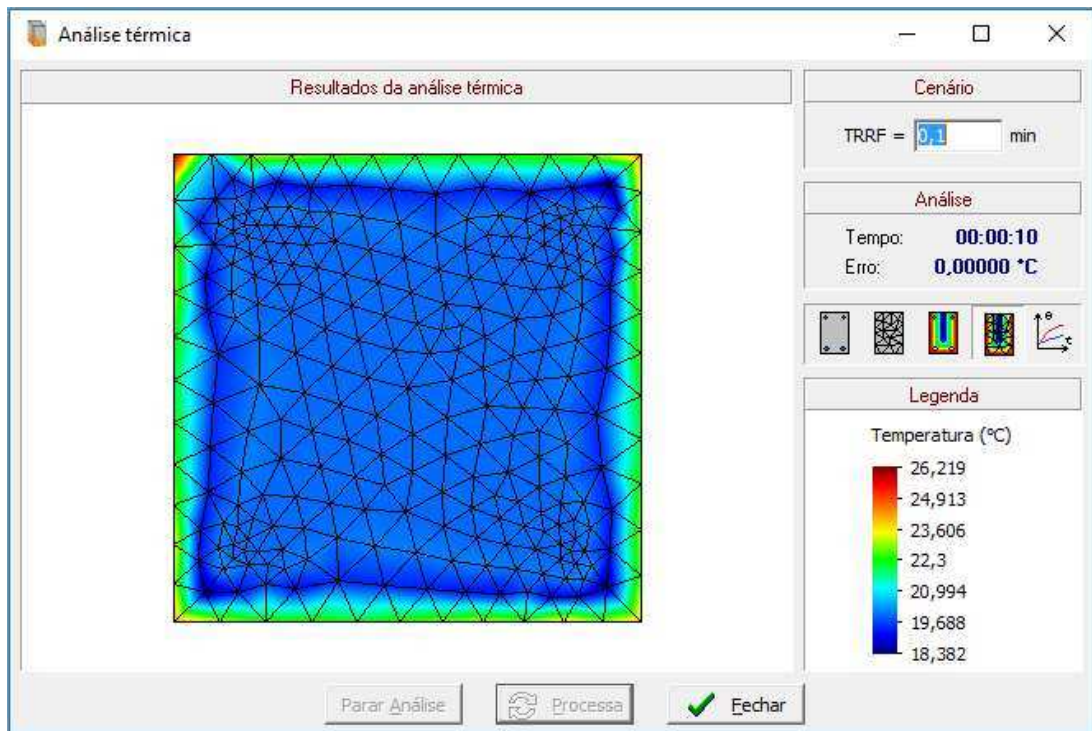


Figura 5.19 – Análise térmica

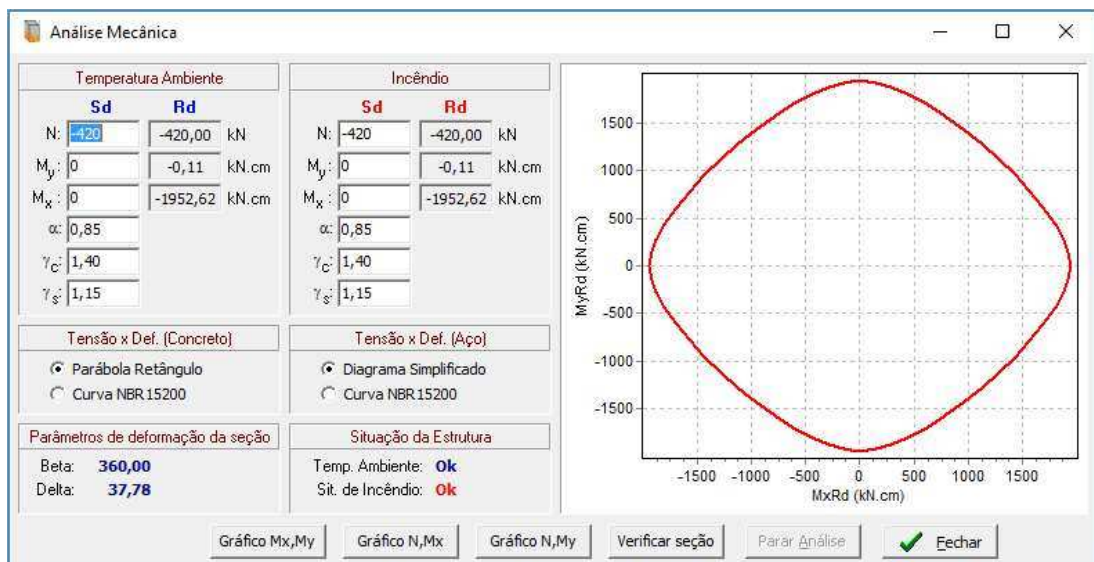


Figura 5.20 - Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Situação de incêndio (Pisafo)

A Tabela 5.15 apresenta os resultados obtidos por *Pisafo* com o uso do diagrama parábola-retângulo e simplificado (Simplificado) com seus respectivos erros em relação ao resultado obtido pelo aplicativo da USP.

Tabela 5.15 - Gráfico $M_{yRd} \times M_{xRd}$. Temperatura ambiente e situação de incêndio (*Pisafo*)

Normal (kN)	M_x App USP (kN.cm)	M_x <i>Pisafo</i> (kN.cm)	Erro	M_y App USP (kN.cm)	M_y <i>Pisafo</i> (kN.cm)	Erro	Malha conc	Malha aço
-420	1937,1	1952,62	0,80%	1937,1	1952,65	0,80%	15 mm	6 mm

6 - CONCLUSÕES

6.1 - Generalidades

Neste trabalho foi estudado o comportamento mecânico de várias seções de concreto armado em situação de incêndio de acordo com os conhecimentos de resistência dos materiais, com as prescrições da ABNT NBR 15200:2012 e com os métodos de cálculo de estruturas em situação de incêndio realizados em trabalhos anteriores, cujos resultados foram satisfatórios. Para isso, foi desenvolvido um algoritmo computacional capaz de verificar a resistência de um pilar de concreto armado, com seção qualquer definida pelo usuário, quando submetido à flexão composta oblíqua e em situação de incêndio. Os resultados da máxima força normal resistida por pilares de diferentes seções foram comparados com os apresentados na literatura técnica, obtidos em experimentos. Os resultados do máximo momento resistido por vigas, com finalidade de validar os cálculos dos momentos, e a plotagem do gráfico $M_y \times M_x$ foram comparados com a literatura técnica, obtidos em *softwares* consagrados.

O *software* desenvolvido neste trabalho, o *Pisafo*, foi elaborado no ambiente de desenvolvimento *Delphi*, cuja linguagem de programação é o Object Pascal e teve como base o programa MS Visual Basic acoplado em planilhas do MS Excel, desenvolvido por Moreira (2013). Nele foram utilizados o gerador de malhas *EasyMesh*, desenvolvido pelo MIT e o algoritmo de análise térmica do *Thersys*, desenvolvido por Ribeiro (2004). Ao integrar esses dois códigos ao *Pisafo*, foi possível implementar o algoritmo de integração de tensões em situação de incêndio. A definição das condições e curva de incêndio, a definição da seção transversal, a geração da malha de elementos finitos, a análise térmica e a análise mecânica, bem

como a plotagem dos gráficos $M_y \times M_x$, $M_{yRd} \times N_{Rd}$ e $M_{xRd} \times N_{Rd}$ são ferramentas que foram implementadas no *Pisafo*.

Em função da dificuldade de descrever o fenômeno *spalling* por meio de equações matemáticas, tal fenômeno não foi considerado no algoritmo computacional *Pisafo*.

6.2 - Conclusões

As principais inovações do *Pisafo*, em relação ao programa MS Visual Basic acoplado em planilhas do MS Excel desenvolvido por Moreira (2013), são:

- Análise térmica realizada pelo próprio programa, sem a necessidade de banco de dados de seções pré-definidas;
- Possibilidade de adoção de várias curvas de incêndio além da curva de incêndio padrão ISO 834-1, inclusive de curvas definidas pelo usuário;
- Possibilidade de verificar a resistência de um pilar de concreto armado com seção qualquer;
- Possibilidade de usar os diagramas simplificados e os diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 para o concreto e para o aço;
- Plotagem dos gráficos $M_{yRd} \times N_{Rd}$ e $M_{xRd} \times N_{Rd}$.

Em comparação com os exemplos citados na literatura provenientes de ensaios e de outros *softwares*, o *Pisafo* apresentou resultados satisfatórios. Quanto à velocidade de processamento e plotagem do gráfico $M_y \times M_x$, o *Pisafo* apresentou melhor desempenho que o programa MS Visual Basic acoplado em planilhas do MS Excel desenvolvido por Moreira (2013), sendo 6,7 vezes mais rápido que o mesmo. O *Pisafo* demonstrou ser um programa bem estável, não apresentando travamento durante o processamento de suas funções, e permitiu que o usuário pare, a qualquer momento, qualquer procedimento que estiver em andamento.

Com relação às curvas de incêndio, neste trabalho usou-se apenas a curva de incêndio padrão ISO 834-1 de acordo com a literatura técnica. Não houve necessidade de buscar alguma referência que usou outras curvas de incêndio, pois a análise térmica já foi validada anteriormente por Ribeiro (2004).

Observou-se que o programa, quando comparado com o trabalho de Xu e Wu (2009), forneceu resistência um pouco maior em relação aos resultados dos ensaios quando

usado os diagramas simplificados, chegando a ter uma diferença de até 28,88%; e resistência um pouco menor e um pouco maior em relação aos resultados dos ensaios quando usado os diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012, dependendo da seção transversal em análise, com uma diferença de até -7,88% e de até 5,06%. Quando comparado com os resultados do trabalho de Franssen e Dotreppe (2003), o programa forneceu resistência um pouco abaixo dos resultados do ensaio, chegando a ter uma diferença de até 5,48%, quando usado os diagramas simplificados, e uma diferença de até 24,98%, quando usado os diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012.

Quando comparado com o aplicativo web desenvolvido pela USP e o *software* Super Tempcalc, o *Pisafo* obteve resultados mais próximos. O programa forneceu resistência um pouco abaixo dos resultados do Super Tempcalc, chegando a ter uma diferença de até 14,85% quando usado os diagramas simplificados e propostos pela ABNT NBR 15200:2012. O *Pisafo* forneceu resistência um pouco acima dos resultados do aplicativo da USP, tendo uma diferença de 0,80%, quando usado os diagramas simplificados para temperatura ambiente e situação de incêndio.

Acredita-se que alguns fatores colaboraram para essa diferença em relação aos experimentos. O primeiro deles é devido às propriedades térmicas reais do concreto utilizado no ensaio não serem exatamente as mesmas usadas pelo programa, que segue as equações da ABNT NBR 15200:2012. Outro fator que também contribui para essa diferença é o fato de os artigos não especificarem todas as condições do ensaio, como por exemplo, a falta de dados sobre o cobrimento ou a umidade do concreto.

Assim, de acordo com os resultados obtidos neste trabalho e com os resultados constatados em literatura técnica, também aqui apresentados, pode-se considerar validada a implementação do algoritmo computacional para verificação de seção de concreto armado em situação de incêndio, exposta no capítulo 3 desta dissertação.

6.3 - Sugestões para trabalhos futuros

Com intuito de aumentar os conhecimentos sobre o comportamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio pode-se sugerir:

- Desenvolver um gerador de malhas capaz de criar elementos quadriláterais de 8 e de 9 nós, de modo a melhorar ainda mais a precisão das análises térmica e mecânica;

- Realizar um estudo bem detalhado sobre o fenômeno *spalling* e considerá-lo nas análises térmica e mecânica, para representar de forma mais realista o comportamento em incêndio, com objetivo de identificar a real área de concreto e a real temperatura da seção em análise e conseqüentemente sua resistência;
- Estudar os esforços de cisalhamento e de torção em peças em situação de incêndio;
- Realizar ensaios de peças de concreto armado em situação de incêndio e comparar os resultados com os cálculos realizados de acordo com as prescrições da ABNT NBR 15200:2012.

7 - REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. Dissertação de mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

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

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 14432. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de estruturas de Concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.

BARNETT, C. R. **BFDD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures**. Fire Safety Journal 37. pp. 437-463. Elsevier Science Ltd, 2002.

BATTISTA, R. C.; BATISTA, E. M.; CARVALHO, Eliane M. L. **Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto santos dumont após danos causados por incêndio**. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Puerto Rico, v. 1, n. 1, pp. 51-60, 2001.

BITENCOURT, O. S.; RIBEIRO, J. C. L.; ALVARENGA, R. C. S. **Desenvolvimento de gerador de malhas bidimensional. Relatório de pesquisa**. Viçosa - MG: DEC/UFV, 2016.

BRUSHLINSKY, N. N.; AHRENS, M.; SOKOLOV, S. V.; WAGNER, P. **World Fire Statistics**. Center of Fire Statistics of International Association of Fire and Rescue Service, 2016. (report n. 21).

BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety**. New York: Wiley, p. 421, 2001.

CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2008.

CASTRO, G. G. S. **Um Método Geral de Cálculo para Verificação de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2005.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio: uma revisão crítica**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. Anais... São Paulo: IBRACON, 2002. 1 CD-ROM.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese de Doutorado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

DHIR, R. K.; CHANA, P.; CALISKAN, S.; LAVINGIA, R. **Concrete for fire engineering**. Watford: IHS BRE press, 2008. 322 p.

Document Technique Unifié (DTU). **Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton.** Paris: CSTB, 1974. 47P.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 1: Actions in structures: part 1-2 General actions – Actions on structures exposed to fire.** EN 1991-1-2:2002, Bruxelles, Bélgica, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings.** EN 1992-1-1:2004, Bruxelles, Bélgica, 2004

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design.** EN 1992-1-2:2004, Bruxelles, Bélgica, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design.** EN 1994-1-2:2005, Bruxelles, Bélgica, 2005.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment.** Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008. p. 209 (Bulletin. *fib*; 46).

FIGUEIREDO Jr., F. P. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas no caso de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.

FRANSSSEN, J. M.; DOTREPPE, J. C. **Fire tests and calculation methods for circular concrete columns.** Fire Technology 39. pp. 89-97. Kluwer Academic Publishers, 2003.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834: fire-resistance tests: elements of building construction – part 1.1: general requirements for fire resistance testing.** Geneva, 1999. 25p. (Revision of first edition ISO 834: 1975).

KHOURY, G. A. **Effect of fire on concrete and concrete structures**. Progress in Structural Engineering and Materials 2, pp. 429–447, 2000.

KHOURY, G. A.; ANDERBERG, Y. **Concrete spalling review**. [S.I.]: FSD, 2000. 60 p. Report submitted to the Swedish National Road Administration.

KLEIN Jr, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

KODUR, V. R.; SULTAN, M. A. **Structural Behaviour of High Strength Concrete Columns Exposed to Fire**. International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete, pp. 217-232, 1998.

LANDI, F. R. **Ação do incendio sobre as estruturas de concreto armado**. São Paulo: EPUSP, 1986. (Boletim Técnico BT / PCC – 86 / 001).

LIE, T. T.; CELIKKOL, B. **Method to Calculate the Fire Resistance of Circular Reinforced Concrete Columns**. ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1, pp. 84-91, 1991.

LIE, T. T.; IRWIN, R. J. **Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section**. ACI Structural Journal, v. 90, n. 1, p 52-60, 1993.

MALHOTRA, H. L. **Design of fire-resisting structures**. London: Surrey university press, 1982. Xiii, 226 p.

MOREIRA, A. M. M. **Verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2013.

POPOVICS, S. **A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete**. Cement and Concrete research, New York, v. 3, n. 5, p. 583-599, 1973.

PURKISS, J. A.; LI, L. Y. **Fire safety engineering design of structures**. Third edition, CRC Press, Boca Raton-FL, 2014.

RIBEIRO, J. C. L. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2004.

RODRIGUES, M. P. P. **Flexão Normal Composta em Seções Retangulares de Concreto Armado em Situação de Incêndio.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2009.

SÃO PAULO. Corpo de Bombeiros: Polícia Militar do Estado de São Paulo. **Manual de fundamentos do corpo de bombeiros.** 2 ed. São Paulo, 2006.

SÃO PAULO. Corpo de Bombeiros: Polícia Militar do Estado de São Paulo. **Cartilha de orientações básicas.** Versão 5. São Paulo, 2011.

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.** Projeto Editora, São Paulo, 2008.

SCHLEICH, J. B. **Properties of the materials.** In: Implementation of Eurocodes: Design of building for the fire situation: Handbook 5. Luxembourg: ICTU/CKAIT/RWTH/IET/UOP/TNO/IMK/BRE, 2005 Chapt 5. P V-1V-28. Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.

SILVA, C. J.; CALMON, J. L. **Análise térmica bidimensional em regime transiente pelo Método dos Elementos Finitos. Aplicação em estruturas metálicas e mistas em condições de incêndio.** Revista Engenharia, Ciencia e Tecnologia – Edição nº 17. p. 72-82. Setembro/Outubro, 2000.

SILVA, V. P. **Estrutura de aço em situação de incêndio.** Reimpressão. São Paulo: Zigurate, 2004. 249 p.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.** Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 2012.

SOARES, E. M. P. **Verificação de Peças Usuais de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2003.

UOL. <<https://noticias.uol.com.br/internacional/ultimas-noticias/2017/01/19/edificio-de-15-andares-em-teera-desaba-apos-incendio.htm>>. Acesso em: 19 jan. 2017.

VILA REAL, P. M. M. **Modelação por elementos finitos do comportamento térmico e termo-elástico de sólidos sujeitos a elevados gradientes térmicos**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto – Portugal, 1988.

XU, Y.; WU, B. **Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T- and +-shaped cross-sections**. Fire Safety Journal 44. pp. 869-880. Elsevier Ltd, 2009.