JORGE SAÚL SUAZNÁBAR VELARDE

SOBRE O COMPORTAMENTO DE PILARES DE AÇO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO

São Paulo

2008

JORGE SAÚL SUAZNÁBAR VELARDE

SOBRE O COMPORTAMENTO DE PILARES DE AÇO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

São Paulo
2008

JORGE SAÚL SUAZNÁBAR VELARDE

SOBRE O COMPORTAMENTO DE PILARES DE AÇO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

São Paulo

2008

Aos meus pais
e irmãos.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Valdir Pignatta e Silva pela excelente orientação, confiança e amizade, seus conselhos foram um grande incentivo para avançar no caminho.

Ao professor Roger Plank da Universidade de Sheffield pela importante ajuda prestada na utilização do programa Vulcan.

Aos professores Maximiliano Malite e Jorge Munaier Neto da Escola de Engenharia de São Carlos pelas observações e conhecimentos transmitidos para melhorar este trabalho.

Aos professores Edgard Sant' Anna Almeida Neto e Henrique Lindenberg Neto pela acolhida e os conselhos sempre que foi necessário.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações (PEF) cujo ensino não tem preço.

Ao Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), Instituto Brasileiro de Siderurgia (IBS) e Fundação para Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia (FDTE) pelo suporte financeiro.

Ao Laboratório de Mecânica Computacional (LMC) pelos equipamentos disponibilizados e a paz necessária para realizar os meus estudos, ao Cristiano pelo excelente suporte.

Agradeço também aos colegas da USP, pelos bons momentos nos anos do mestrado, em especial a Alexei, Fernando, Calebe, Renoir, Barry, André, Macksuel, Patrícia, Carla, Raul P., Marcos, Raul R. e Henrique.

Por fim, agradeço à minha família especialmente a Teresa, Saúl, Sergio, Pablo e Teresita pela preocupação, amor, incentivo e apoio constante na minha vida.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo do comportamento de pilares de aço em situação de incêndio, abordado desde um ponto de vista numérico.

Foram realizadas cerca de meio milhar de modelagens, utilizando o programa Vulcan e códigos desenvolvidos pelo autor deste trabalho, considerando-se análise não-linear geométrica e do material, a curva temperatura-tempo ISO 834, variação das propriedades termo-mecânicas de 4 tipos de aço, para vários perfis britânicos e brasileiros.

Foi estudado o efeito da dilatação térmica em pilares com restrição aos deslocamentos axiais. Foi feita uma análise paramétrica em base a um modelo constituído por um pilar e uma mola axial em uma das suas extremidades.

Foram construídas curvas para determinação da temperatura crítica a partir das normas Eurocódigo 3 Parte 1-2:2005 e ANSI/AISC 360-05 que são a base de modificações que serão apresentadas nas futuras ABNT/NBR 14323 e ABNT/NBR 8800.

ABSTRACT

This work presents studies about steel columns in fire situation with a numerical focus.

The program Vulcan and some codes in Matlab developed by the author of this work were used for the modeling of more than half thousand models. The numerical models were solved considering geometric and material non-linearity, ISO 834 temperature-time curve, thermo-mechanical variation on 4 different steels, for some European and Brazilian typical cross sections.

The effect of axial restrain for thermal dilatation on steel columns was studied. A parametric analysis based on a model using springs was made.

Some curves for critical temperature determination were designed based on calculations using Eurocode 3 Part 1-2:2005 and ANSI/AISC 360-05, those International Standards are the base for the studies on preparing the new Brazilian Standards ABNT/NBR 14323 and ABNT/NBR 8800.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Curva temperatura-tempo típica de um incêndio.	23
Figura 2.2	Curva temperatura-tempo de modelo de incêndio natural.	24
Figura 2.3	Curva temperatura-tempo conforme ISO 834-1:1999(E).	26
Figura 2.4	Curva temperatura-tempo conforme ASTM E119-00a.	28
Figura 2.5	Curva temperatura-tempo para material combustível conformado por hidrocarbonetos conforme Eurocódigo 1.	29
Figura 2.6	Curvas temperatura-tempo padronizadas.	31
Figura 3.1	Direção e sentido do fluxo de calor.	33
Figura 3.2	Direção do fluxo de calor que passa por uma isoterma.	33
Figura 3.3	Elemento volumétrico para determinação da equação diferencial de transferência de calor por condução.	35
Figura 3.4	Calor específico do aço em função da temperatura.	38
Figura 3.5	Condutividade térmica do aço em função da temperatura.	39
Figura 3.6	Dilatação térmica do aço em função da temperatura.	39
Figura 3.7	Difusividade térmica do aço em função da temperatura.	40
Figura 3.8	Capacitância do aço em função da temperatura.	41
Figura 3.9	Inércia térmica do aço em função da temperatura.	41
Figura 3.10	Temperatura em barra de aço tendo em conta incêndio padrão para diferentes valores de fator de massividade.	44
Figura 4.1	Diagrama tensão-deformação dos aços utilizados, em escala deformada.	46
Figura 4.2	Diagrama tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas.	48
Figura 4.3	Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço.	50
Figura 4.4	Diagrama tensão deformação do aço para diferentes temperaturas.	50
Figura 5.1	Pilar sob compressão axial.	52
Figura 5.2	Hipérbole de Euler.	53
Figura 5.3	Gráfico $N_{cr}/N_{PL} \times \lambda$ para pilar ideal.	54
Figura 5.4	Curvas de dimensionamento de pilares segundo norma européia Eurocódigo 3 1-1:2005.	56

Figura 5.5	Curva de dimensionamento de pilares segundo ANSI/AISC 360-05.	60
Figura 5.6	Comparação de curvas de dimensionamento de pilares segundo Eurocódigo 3 1-1:2005 e AISC 360-05.	61
Figura 5.7	Valores de carga crítica elástica obtidos com Vulcan à temperatura ambiente.	62
Figura 5.8	Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva a, obtidos com Vulcan.	64
Figura 5.9	Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva b, obtidos com Vulcan.	64
Figura 5.10	Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva c obtidos com Vulcan.	65
Figura 5.11	Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva d obtidos com Vulcan.	65
Figura 6.1	Variação da carga crítica de Euler e a força normal de plastificação da seção levando em conta a diminuição de f_y e E com a temperatura.	69
Figura 6.2	Variação da relação $N_{fi,Rk}/N_{PL,20}$ em função a $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ para $f_y = 250\text{MPa}$.	71
Figura 6.3	Variação da relação $N_{fi,Rk}/N_{PL,\theta}$ em função a $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ para $f_y = 250\text{MPa}$.	72
Figura 6.4	Temperatura crítica de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e ao nível de carregamento, com $E = 200000\text{ [MPa]}$ e $f_y = 250\text{ [MPa]}$.	74
Figura 6.5	Temperatura crítica de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e ao nível de carregamento, com $E = 200000\text{ [MPa]}$ e $f_y = 300\text{ [MPa]}$.	74
Figura 6.6	Temperatura crítica de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e ao nível de carregamento, com $E = 200000\text{ [MPa]}$ e $f_y = 345\text{ [MPa]}$.	75

Figura 6.7	Temperatura crítica de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e ao nível de carregamento, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 350 \text{ [MPa]}$.	75
Figura 6.8	Nível de carregamento de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e à temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 250 \text{ [MPa]}$.	77
Figura 6.9	Nível de carregamento de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e à temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 300 \text{ [MPa]}$.	77
Figura 6.10	Nível de carregamento de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e à temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 345 \text{ [MPa]}$.	78
Figura 6.11	Nível de carregamento de pilares em relação ao índice de esbeltez reduzida e à temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 350 \text{ [MPa]}$.	78
Figura 6.12	Resultados obtidos com Vulcan da variação da força normal resistente de pilares ideais com a temperatura.	80
Figura 6.13	Variação de força normal resistente de pilares com imperfeição geométrica para diferentes temperaturas, valores obtidos com Vulcan.	81
Figura 7.1	Pilar com restrição axial.	84
Figura 7.2	Modelo estrutural utilizado para modelagem da restrição axial em pilares.	85
Figura 7.3	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 80$.	88
Figura 7.4	Força normal atuante na mola variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 80$.	88
Figura 7.5	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 100$.	89
Figura 7.6	Força normal atuante na mola variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 100$.	89

Figura 7.7	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 120$.	90
Figura 7.8	Força normal atuante na mola variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 120$.	90
Figura 7.9	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 140$.	91
Figura 7.10	Força normal atuante na mola variando com a temperatura para pilares com valor de esbeltez $\lambda = 140$.	91
Figura 7.11	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com seção CE 200x29 com índice $\beta = 1$.	92
Figura 7.12	Força normal atuante na mola variando com a temperatura do pilar, para pilares com seção CE 200x29 com índice $\beta = 1$.	92
Figura 7.13	Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com seção CE 300x52 com índice $\beta = 1$.	93
Figura 7.14	Força normal atuante na mola variando com a temperatura do pilar, para pilares com seção CE 300x52 com índice $\beta = 1$.	93
Figura 7.15	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 80$.	94
Figura 7.16	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 100$.	95
Figura 7.17	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 120$.	95
Figura 7.18	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 140$.	96
Figura 7.19	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com seção CE 200x29 e $\beta = 1$.	96
Figura 7.20	Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com seção CE 300x52 e $\beta = 1$.	97
Figura A.1	Pilar com imperfeição inicial.	105
Figura A.2	Relação entre χ e λ_0 em função de α	109
Figura A.3	Relação entre χ_{fi} e λ_0 a altas temperaturas.	110
Figura B.1	Modelo utilizado no programa Vulcan.	111

Figura B.2	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 1.	112
Figura B.3	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 2.	112
Figura B.4	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 3.	113
Figura B.5	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 4.	113
Figura B.6	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 5.	114
Figura B.7	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 6.	114
Figura B.8	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 7.	115
Figura B.9	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 8.	115
Figura B.10	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 9.	116
Figura B.11	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 10.	116
Figura B.12	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 11.	117
Figura B.13	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 12.	117
Figura B.14	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 13.	118
Figura B.15	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 14.	118
Figura B.16	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 15.	119
Figura B.17	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 16.	119
Figura B.18	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 17.	120
Figura B.19	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 18.	120
Figura B.20	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 19.	121
Figura B.21	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 20.	121
Figura B.22	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 21.	122
Figura B.23	Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 22.	122
Figura B.24	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 1.	123
Figura B.25	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 2.	123
Figura B.26	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 3.	124
Figura B.27	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 4.	124
Figura B.28	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 5.	125

Figura B.29	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 6.	125
Figura B.30	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 7.	126
Figura B.31	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 8.	126
Figura B.32	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 9.	127
Figura B.33	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 10.	127
Figura B.34	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 11.	128
Figura B.35	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 12.	128
Figura B.36	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 13.	129
Figura B.37	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 14.	129
Figura B.38	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 15.	130
Figura B.39	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 16.	130
Figura B.40	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 17.	131
Figura B.41	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 18.	131
Figura B.42	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 19.	132
Figura B.43	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 20.	132
Figura B.44	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 21.	133

Figura B.45	Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 22.	133
Figura C.1	Janela inicial da versão 10.2.1 do programa Vulcan.	135
Figura C.2	Janela de edição de nós.	136
Figura C.3	Nós dos extremos do pilar.	136
Figura C.4	Janela de edição de materiais aço.	137
Figura C.5	Janela de edição de curvas temperatura-tempo.	137
Figura C.6	Janela de edição de seções transversais.	138
Figura C.7	Janela de edição de pilares.	139
Figura C.8	Janela de edição de condições de contorno.	139
Figura C.9	Janela de edição de carregamentos.	140
Figura C.10	Pilar introduzido no programa Vulcan.	140
Figura C.11	Janela de especificação de resultados requeridos.	141
Figura C.12	Janela de definição dos parâmetros de cálculo.	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Valores para curva temperatura-tempo segundo a norma ASTM E119-00a.	27
Tabela 4.1	Propriedades dos aços utilizados neste trabalho.	46
Tabela 4.2	Modelo matemático de lei constitutiva para aços a elevadas temperaturas.	47
Tabela 4.3	Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço.	49
Tabela 5.1	Coeficiente de imperfeição α	56
Tabela 5.2	Coeficiente K para calculo do comprimento de flambagem.	58
Tabela 5.3	Valores de imperfeição inicial equivalente em barras recomendados pelo Eurocódigo 3 Parte 1-1 para modelagens computacionais com MEF.	63
Tabela 7.1	Parâmetros utilizados nas modelagens de restrição axial	87

LISTA DE SÍMBOLOS

Romanos Maiúsculos

A	Área da seção transversal
E	Módulo de elasticidade longitudinal
E_{θ}	Módulo de elasticidade longitudinal à temperatura θ
$\dot{E}$	Variação de energia interna no tempo
F	Fator de massividade
F_d	Valor de cálculo da ação
$F_{Gi,k}$	Valor característico da ação permanente i.
$F_{Qj,k}$	Valor característico da ação variável j.
$F_{Q,exc}$	Valor representativo da ação excepcional.
I	Momento de inércia
K	Coeficiente para cálculo d comprimento de flambagem
L	Comprimento
M	Momento atuante
N_{cr}	Força normal crítica elástica
$N_{cr,\theta}$	Força normal crítica elástica à temperatura θ
N_e	Força normal crítica elástica
$N_{fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rk}$	Força normal resistente característica em situação de incêndio
$N_{fi,Sd}$	Força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio
N_{PL}	Força normal de plastificação da seção transversal
$N_{PL,\theta}$	Força normal de plastificação da seção transversal à temperatura θ
N_R	Força normal resistente calculada numericamente
N_{Rd}	Força normal resistente de cálculo
N_{Rk}	Força normal resistente nominal
$N_{R,\theta}$	Força normal resistente à temperatura θ calculada numericamente
N_{R20Mod}	Força normal resistente do modelo à temperatura ambiente
N_S	Força normal atuante
$N_{\delta\theta}$	Força normal devido à dilatação térmica axial do pilar

Q	Fator redutor de resistência devido a instabilidade local
$\dot{Q}$	Fluxo de calor
R_d	Valor de cálculo dos esforços resistentes
$R_{d,fi}$	Valor de cálculo dos esforços resistentes em situação de incêndio
S_d	Valor de cálculo dos esforços atuantes
$S_{d,fi}$	Valor de cálculo dos esforços atuantes em situação de incêndio
W	Módulo resistente da seção transversal

Romanos Minúsculos

b	Largura da mesa
c	Calor específico do material de vedação
d	Altura da seção transversal
f_p	Tensão limite de proporcionalidade
$f_{p,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade à temperatura θ
f_y	Resistência ao escoamento
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento à temperatura θ
f_u	Resistência à ruptura
i, j, k	Vetores direcionais dos eixos cartesianos x, y, z .
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade linear
k_m	Rigidez da mola
k_p	Rigidez do pilar
$k_{p,\theta}$	Fator de redução da tensão limite de proporcionalidade
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento
$\vec{n}$	Vetor normal a uma isoterma
$q_{fi,d}$	Carga de incêndio específica de cálculo em relação à área total
r	Raio de giração
t	Tempo
t_f	Espessura de mesa
t_w	Espessura de alma
u	Perímetro exposto ao fogo de uma seção transversal de barra

Gregos

α	Difusividade térmica (Cap. 3). Coeficiente de imperfeição (Caps. 5 e 6)
α_θ	Fator de imperfeição a altas temperaturas
β_a	Coeficiente de dilatação térmica
β_m	Relação de rigidez mola-pilar
X	Coordenadas (em duas ou 3 dimensões) de um ponto para cálculo da temperatura na transferência de calor.
γ_{a1}	Coeficiente de segurança do aço
γ_{gi}	Coeficiente de ponderação das ações permanentes.
γ_{M1}	Coeficiente de segurança do aço
γ_q	Coeficiente de ponderação das ações variáveis.
δ	Imperfeição geométrica do pilar
δ_t	Curvatura total
δ_0	Curvatura inicial
ε	Deformação linear específica
$\varepsilon_{p,\theta}$	Deformação linear específica associada ao limite de proporcionalidade à temperatura θ
ε_{res}	Emissividade resultante entre dois elementos
$\varepsilon_{y,\theta}$	Deformação linear específica associada ao escoamento à temperatura θ
η	Nível de carregamento
Φ	Vetor fluxo de calor por unidade de área
$\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$	Componentes do vetor fluxo de calor por unidade de área no espaço Euclidiano
λ	Condutividade térmica (Caps. 2 e 3). Índice de esbeltez (Caps. 5, 6 e 7).
λ_0	Índice de esbeltez reduzida.
$\lambda_{0,\theta}$	Índice de esbeltez reduzida a altas temperaturas
μ	Fator de amplificação de flecha
ν	Grau de ventilação (Cap.2). Coeficiente de Poisson (Cap. 4).
θ_a	Temperatura do aço
θ_{cr}	Temperatura crítica
θ_g	Temperatura dos gases
θ_{gmax}	Máxima temperatura dos gases
ρ	Massa específica do material

$\sigma_{\max}$	Tensão máxima resistente
θ_0	Temperatura inicial
χ	Fator redutor de resistência para pilares à temperatura ambiente devido a instabilidade global
χ_{fi}	Fator redutor de resistência devido a instabilidade global para pilares em situação de incêndio
ψ_{2j}	Fator de combinação para diminuição das ações variáveis nas combinações excepcionais

SUMARIO

1.	GENERALIDADES	20
1.1	Objetivo	20
1.2	Metodología	20
2.	O INCÊNDIO	22
2.1	Considerações gerais	22
2.2	Curva temperatura-tempo do incêndio	22
2.2.1	Modelo de incêndio natural	24
2.2.2	Modelo de Incêndio Padrão	25
2.2.2.1	Curva temperatura-tempo ISO 834	25
2.2.2.2	Curva temperatura-tempo ASTM E119	26
2.2.2.3	Curva temperatura-tempo conforme Normas Brasileiras	28
2.2.2.4	Curva temperatura-tempo conforme Eurocódigo 1	29
3.	TRANSFERÊNCIA DE CALOR	32
3.1	Transferência de calor por condução	32
3.1.1	Propriedades térmicas do aço	37
3.1.1.1	Calor específico	37
3.1.1.2	Condutividade térmica	38
3.1.1.3	Dilatação térmica	39
3.1.1.4	Massa específica	40
3.1.1.5	Difusividade térmica	40
3.1.1.6	Capacitância	40
3.1.1.7	Inércia térmica	41
3.2	Convecção e radiação	41
3.3	Fator de massividade	43
4.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS	45
4.1	Considerações gerais	45
4.2	Propriedades físicas do aço à temperatura ambiente	45
4.3	Propriedades mecânicas do aço a altas temperaturas	47
4.3.1	Fatores de redução	48

5.	PILARES DE AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE	51
5.1	Considerações gerais	51
5.2	Um breve estudo da flambagem	51
5.3	Força normal resistente	54
5.3.1	Força normal resistente à temperatura ambiente conforme Eurocódigo	54
5.3.2	Força normal resistente à temperatura ambiente conforme AISC 360-05	58
5.4	Resultados numéricos	61
5.4.1	Pilares ideais à temperatura ambiente	62
5.4.2	Pilares com imperfeição geométrica à temperatura ambiente	62
6.	PILARES DE AÇO A ALTAS TEMPERATURAS	67
6.1	Considerações gerais	67
6.2	Modelo de Euler adaptado a altas temperaturas	67
6.3	Força normal resistente a altas temperaturas	69
6.4	Temperatura crítica de pilares	73
6.5	Resultados numéricos	79
6.5.1	Pilares ideais a altas temperaturas	79
6.5.2	Pilares com imperfeição geométrica a altas temperaturas	80
7.	RESTRIÇÃO AXIAL EM PILARES DE AÇO A ALTAS TEMPERATURAS	82
7.1	Considerações gerais	82
7.2	Introdução ao problema da restrição axial	82
7.3	Modelo estrutural utilizado nas modelagens numéricas da restrição axial de pilares	85
7.4	Resultados numéricos	86
8.	CONCLUSÕES	98
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	100
	APÊNDICE A – Fator de imperfeição χ	105
	APÊNDICE B – Resultados das modelagens	111

1. GENERALIDADES

1.1. Objetivo

O objetivo desta dissertação é analisar numericamente o comportamento, em temperatura elevada, de pilares de aço sem revestimento contra fogo. Para realizar as modelagens numéricas será utilizado o programa de computador Vulcan.

Pilares biarticulados submetidos à temperatura uniforme serão estudados, os efeitos das imperfeições geométricas e de restrições axiais serão considerados.

Serão construídas curvas que permitem determinar diretamente a temperatura crítica de pilares, em função das suas características geométricas e do carregamento atuante em situação de incêndio.

Os resultados numéricos serão comparados a resultados obtidos por meio de métodos normatizados.

Um objetivo adicional deste trabalho será o de explorar o potencial do programa Vulcan e investigar suas limitações de uso realizando comparações com cálculos feitos por códigos simples e específicos feitos pelo autor deste trabalho.

1.2. Metodologia

Para realizar a análise numérica desta pesquisa foi empregado o programa de computador Vulcan 10.2.1 criado especificamente para análise de estruturas em situação de incêndio e códigos desenvolvidos em Matlab pelo autor deste programa.

O programa Vulcan foi desenvolvido pelo grupo de pesquisa Structural Fire Engineering Research da Universidade de Sheffield na Inglaterra sob a direção dos pesquisadores Prof. Dr. Roger Plank, Prof. Dr. Ian Burgess, Dr. Buick Davison, Dr. Zhaohui Huang. O programa foi desenvolvido com o propósito de realizar modelagens do comportamento não-linear tridimensional de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio. Por meio de uma formulação de elementos finitos

para não-linearidade geométrica e do material, este programa permite realizar cálculos mecânicos (deslocamentos, esforços solicitantes, etc.) nos elementos estruturais incluindo a interação dos mesmos, numa estrutura. Os cálculos realizados neste programa levam em conta a variação tanto da lei constitutiva quanto das propriedades mecânicas e térmicas do material com a temperatura que por sua vez é função do tempo de exposição ao fogo.

Serão avaliados resultados de modelagens feitas com o Vulcan para estudar o comportamento de pilares de aço a altas temperaturas.

Serão construídas curvas para determinação da temperatura crítica por meio de códigos utilizando métodos numéricos. Inicialmente serão relacionadas analiticamente a força normal resistente à temperatura ambiente com a força normal de solicitação, essa relação será resolvida numericamente para diferentes valores de temperatura e níveis de carregamento.

Para estudar o efeito da restrição à dilatação térmica será feito um modelo constituído por um pilar biarticulado com uma mola axial numa das suas extremidades. Serão realizados estudos paramétricos com base naquelas modelagens.

O Vulcan é um programa validado internacionalmente para uso comercial e de pesquisa e existe uma bibliografia extensa de trabalhos realizados tanto no desenvolvimento do programa quanto das aplicações dele. Listas extensas de trabalhos do Structural Fire Engineering Research podem ser encontradas na internet nos sítios: <http://www.fire-research.group.shef.ac.uk/> (SFER).

Apesar de amplamente conhecido e usado no âmbito da engenharia, as limitações do programa Vulcan não estão claramente informadas pelos autores do programa. Não se dispõe de um manual de usuário, nem da função “help” (ajuda) no próprio programa. Além disso, não são informadas todas as hipóteses de cálculo utilizadas na formulação do programa.

2. O INCÊNDIO

2.1. Considerações gerais

Para que possa ocorrer o incêndio é necessária a existência simultânea de três fatores: uma fonte de calor, o combustível e o comburente (o oxigênio). O início do incêndio ocorre quando a mistura dos dois últimos fatores mencionados encontra-se suficientemente quente para ocorrer a combustão (VILA REAL, 2003). Cada incêndio em particular tem o seu próprio comportamento, o qual será igual ou diferente de outros dependendo das proporções dos três fatores nomeados anteriormente.

Como será visto posteriormente, para o engenheiro de estruturas é de muita importância estimar da maneira mais precisa possível a temperatura dos materiais que compõem a estrutura, já que a capacidade resistente e os esforços solicitantes em um elemento estrutural dependem direta ou indiretamente dessa temperatura. Essa temperatura depende por sua vez da temperatura dos gases do compartimento em chamas.

Neste capítulo são estudados modelos matemáticos utilizados para caracterizar as curvas temperatura-tempo de diferentes tipos de incêndio com as suas respectivas formulações; também é apresentada uma formulação para calcular a variação de temperatura de elementos estruturais devida ao fluxo de calor entre o ambiente e o elemento.

2.2. Curva temperatura-tempo do incêndio

Uma das principais características de um incêndio é a curva que fornece a variação da temperatura dos gases do ambiente em função ao tempo de incêndio. Por meio dessa variação pode ser calculada a máxima temperatura de cada elemento que compõe a estrutura e a sua correspondente capacidade resistente para fins de dimensionamento. Essa curva depende de vários fatores (carga de incêndio, forma

do compartimento em chamas, condições de ventilação, tipo de material e espessura dos elementos de vedação, sistemas de segurança contra incêndio) e tem uma forma aproximada à da Figura 2.1.

Figura 2.1 Curva temperatura-tempo típica de um incêndio.

Nesta curva podem-se observar três fases características do incêndio:

A fase inicial do incêndio ou fase de ignição, durante a qual a temperatura permanece baixa. Nessa fase o incêndio é considerado de pequenas proporções e não apresenta ameaças consideráveis à estrutura. Essa fase não é incluída nas curvas temperatura-tempo padronizadas como se verá posteriormente. Embora não seja considerada de grande ameaça para a segurança estrutural dos edifícios é geralmente a fase mais crítica em relação à salvaguarda da vida humana, pois é durante essa fase que se produz a maior parte de fumaça e gases tóxicos (VILA REAL, 2003), (WANG, 2002). Se o fogo é detectado nesse período é fácil controlá-lo diminuindo assim o risco à vida humana. Em caso de existir medidas apropriadas de proteção contra incêndio (detectores de calor e fumaça, chuveiros automáticos “sprinklers”, brigada de incêndio, etc.) no edifício, nesse intervalo de tempo nenhuma verificação adicional da estrutura seria necessária.

Entre a fase de ignição e a fase de aquecimento, ocorre o “flashover” ou instante de inflamação generalizada, durante o qual o fogo se propaga de maneira súbita, a totalidade da carga combustível entra em ignição, generalizando o incêndio a todo o compartimento e elevando as temperaturas muito rapidamente. A partir desse instante o incêndio torna-se de grandes proporções sendo difícil controlá-lo, imediatamente depois tem início a fase de aquecimento, durante a qual ocorre a

queima do material combustível elevando a temperatura até atingir seu valor máximo, instante em que o incêndio termina.

A fase de resfriamento é caracterizada pela diminuição progressiva da temperatura, seja devido à falta de carga combustível, falta de comburente (oxigênio) ou pela intervenção da brigada de bombeiros, até a temperatura retornar ao seu valor inicial. Existem diversos métodos para determinar as curvas temperatura-tempo de um incêndio, que vão desde modelos padronizados a modelos resultantes de modelagens computacionais (entre outros Pope e Bailey (2005), Pannoni et al (2005) e Azevedo M.S. (2005) apresentam exemplos de modelagens computacionais), os métodos mais utilizados serão apresentados a seguir.

2.2.1. Modelo de incêndio natural

Ante a necessidade do engenheiro de calcular a temperatura dos elementos estruturais para sua verificação da segurança, o incêndio é modelado utilizando-se curvas temperatura-tempo, com base em ensaios ou modelos matemáticos aferidos a ensaios, levando em conta os diversos fatores (carga de incêndio, ventilação, etc.) que influenciam o desenvolvimento do incêndio, este modelo (Figura 2.2) é chamado modelo de incêndio natural.

Figura 2.2 Curva temperatura-tempo de modelo de incêndio natural.

Estabelecer um modelo de incêndio natural para cada projeto é muito complicado devido à grande quantidade de parâmetros que influenciam o comportamento do incêndio, além de ser pouco econômico do ponto de vista experimental (o custo de ensaios de laboratório para estruturas em situação de incêndio é alto, e não justificado para construções de pequeno porte), soma-se o fato de se obter uma curva diferente para cada projeto, o que poderia dar opção a confusões. Para evitar esses problemas, as normas propõem o uso de modelos simplificados padronizados.

2.2.2. Modelo de Incêndio Padrão

Como dito anteriormente, ante a necessidade de modelos uniformizados foram criados modelos de incêndio-padrão. Esses modelos admitem a variação da temperatura dos gases do ambiente em chamas respeitando curvas padronizadas. No início, essas curvas têm a forma aproximada à fase de aquecimento de um incêndio natural, a partir da qual a temperatura só cresce, ou seja, esse tipo de curvas só possui um ramo ascendente.

Vale a pena ressaltar que se trata de modelos criados com o propósito de representar o incêndio de maneira aproximada e simples, mas que não representa o incêndio real. Todo resultado obtido com estes modelos deve ser analisado com critério.

2.2.2.1. Curva temperatura-tempo ISO 834

A norma internacional ISO 834-1:1999(E) “Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General Requirements” criada pela “International Organization for Standardization” recomenda o uso da relação temperatura-tempo conforme a equação 2.1:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad 2.1$$

Onde:

θ_g : Temperatura dos gases no ambiente em chamas [°C]

t : Tempo [min]

A temperatura inicial dos gases é geralmente adotada igual à temperatura ambiente, convencionalmente admitida 20 °C.

A Figura 2.3 apresenta a curva temperatura-tempo padronizada pela ISO 834-1:1999(E).

Figura 2.3 Curva temperatura-tempo conforme ISO 834-1:1999(E).

2.2.2.2. Curva temperatura-tempo ASTM E119

A norma ASTM E119-00a “Standard test methods for fire tests of building construction and materials” criada pela “American Specification of Testing and Materials” recomenda o uso de uma curva seguindo a relação de pontos da Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 Valores para curva temperatura-tempo segundo a norma ASTM
E119-00a.**

Tempo [min]	Temperatura [°C]	Tempo [min]	Temperatura [°C]
0	20	95	985
5	538	100	991
10	704	105	996
15	760	110	1001
20	795	115	1006
25	821	120	1010
30	843	130	1017
35	862	150	1031
40	878	180	1052
45	892	210	1072
50	905	240	1093
55	916	270	1114
60	927	300	1135
65	937	330	1156
70	946	360	1177
75	955	390	1198
80	963	420	1218
85	971	450	1239
90	978	480	1260

Seguindo os valores da Tabela 2.1 se obtém a curva temperatura-tempo ASTM E119-00a apresentada na Figura 2.4.

Figura 2.4 Curva temperatura-tempo conforme ASTM E119-00a.

2.2.2.3. Curva temperatura-tempo conforme Normas Brasileiras

As normas NBR 14323:1999, NBR 14432:1999 e NBR 5628:2001 recomendam o uso da equação 2.2, portanto equivalente à curva da ISO 834-1:1999(E).

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad 2.2$$

Onde a temperatura inicial θ_0 é adotada igual à temperatura ambiente, convencionalmente admitida 20 °C.

2.2.2.4. Curva temperatura-tempo conforme Eurocódigo 1

O Eurocódigo 1 recomenda o uso de três tipos de relações:

- 1) Curva padronizada para incêndio em ambientes com material combustível formado por materiais celulósicos, idêntica à curva recomendada pela ISO 834-1:1999(E).
- 2) Curva padronizada para incêndio em ambientes com material combustível formado por hidrocarbonetos, conforme a equação 2.3.

$$\theta_g = 1080(1 - 0.33e^{-0.17t} - 0.68e^{-2.50t}) + 20 \quad 2.3$$

Esta relação dá como resultado a curva apresentada na Figura 2.5.

Figura 2.5 Curva temperatura-tempo para material combustível conformado por hidrocarbonetos conforme Eurocódigo 1.

3) Curva paramétrica para incêndio natural compartimentado:

Aquecimento:

$$\theta_g = 1325 \left[1 - 0.324 e^{-0.2t^*} - 0.204 e^{-1.7t^*} - 0.472 e^{-19t^*} \right] \quad 2.4$$

Com:

$$t^* = t\phi$$

$$\phi = \left(\frac{\nu}{0.04} \right)^2 \left(\frac{1160}{\sqrt{\rho c \lambda}} \right)^2$$

Resfriamento:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{g,\max} - 625(t^* - t_d^*) & t_d^* &\leq 0.5h \\ \theta_g &= \theta_{g,\max} - 250(3 - t_d^*)(t^* - t_d^*) & 0.5h < t_d^* &\leq 2h \\ \theta_g &= \theta_{g,\max} - 250(t^* - t_d^*) & t_d^* &> 2h \end{aligned} \quad 2.5$$

Com:

$$t_d = 0.1310^{-3} \frac{q_{fi,d}}{\nu} \phi$$

$$0.02 \leq \nu \leq 0.20$$

$$50 \leq q_{fi,d} \leq 1000$$

$$1000 \leq \sqrt{\rho c \lambda} \leq 2000$$

Onde:

$\theta_{g,\max}$: máxima temperatura dos gases [°C];

ρ : massa específica do material de vedação [kg/m³];

c : calor específico do material de vedação [J/(kg °C)];

λ : condutividade térmica do material de vedação [W/(m °C)];

t : tempo [t];

ν : grau de ventilação [m^{1/2}];

$q_{fi,d}$: carga de incêndio específica de cálculo em relação à área total

Aplicando variações a um parâmetro e mantendo os outros constantes, nas relações anteriores, são obtidas famílias de curvas, Silva (1997, 2001) apresenta um estudo detalhado dessas curvas.

A Figura 2.6 apresenta uma comparação das curvas padronizadas ISO 834, ASTM E119 para materiais celulósicos e a curva do Eurocódigo 1 para Hidrocarbonetos.

Figura 2.6 Curvas temperatura-tempo padronizadas.

3. TRANSFERÊNCIA DE CALOR

A transferência de calor é a propagação de energia de um meio para outro, seja qual for o estado físico (sólido, líquido ou gasoso) de cada um dos meios como resultado da diferença de temperatura entre eles (VILA REAL, 2003).

Essa propagação de energia é medida por meio do fluxo de calor ($\dot{Q}$), calor que vai do ponto com maior temperatura ao de menor temperatura e pode ocorrer por três processos, condução, radiação e convecção.

A NBR 14323:1999 dispensa a análise da transferência de calor por condução para elementos estruturais de aço que não estejam em contato com alvenaria ou concreto, assumindo que a temperatura nesses perfis é uniforme; caso contrário recomenda fazer uma análise térmica mais aprofundada.

A seguir serão apresentadas as leis que regem os três processos de transferência de calor e as suas respectivas formulações incluindo as recomendadas pela NBR 14323:1999.

3.1. Transferência de calor por condução

O processo de transferência de calor por condução ocorre em materiais sólidos ou fluidos estacionários, nesse processo o calor é transmitido entre as moléculas do próprio material, portanto está estreitamente relacionado com o estado físico-químico do material.

Num sólido o calor vai dos pontos de maior temperatura aos de menor temperatura como indicado na Figura 3.1 o que implica a existência de um gradiente de temperatura, assim o campo de temperaturas do sólido pode ser expresso matematicamente em função das coordenadas dos pontos $\mathbf{X}$ e ao instante de observação t .

$$\theta = \theta(\mathbf{X}, t) \quad 3.1$$

Figura 3.1 Direção e sentido do fluxo de calor.

Neste campo de temperaturas, para cada instante t existem superfícies cujos pontos têm o mesmo valor de temperatura, essas superfícies são chamadas isothermas. Fisicamente é impossível um ponto ter mais de um valor de temperatura o que implica que as isothermas são paralelas. Em sólidos isótropos (sólidos nos quais as propriedades na vizinhança de qualquer ponto não variam) o fluxo de calor segue uma trajetória normal às isothermas como apresentado na Figura 3.2.

Figura 3.2 Direção do fluxo de calor que passa por uma isoterma.

O fluxo de calor $d\dot{Q}$ que passa pelo diferencial de área dA é proporcional à diferença de temperatura entre as faces anterior e posterior à isoterma.

$$d\dot{Q} = \frac{dQ}{dt} = -\lambda dA \frac{\partial \theta}{\partial n} \quad 3.2$$

O parâmetro de proporcionalidade λ_c é conhecido como condutividade térmica; o sinal negativo é para satisfazer a condição de o calor fluir no sentido da temperatura decrescente.

A Equação 3.2 é a equação de partida para o estudo da transferência de calor por condução e é conhecida como a lei de Fourier para condução de calor em honra ao físico-matemático francês Jean-Baptiste Joseph Fourier.

De acordo com a lei de Fourier, o fluxo de calor por unidade de área pode ser expresso como indicado na equação 3.3.

$$\varphi = \frac{d\dot{Q}}{dA} = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} \quad 3.3$$

No espaço euclidiano de três dimensões o fluxo de calor pode ser expresso como o vetor da equação 3.4.

$$\boldsymbol{\varphi} = \mathbf{i}\varphi_x + \mathbf{j}\varphi_y + \mathbf{k}\varphi_z \quad 3.4$$

As componentes desse vetor são:

$$\begin{aligned} \varphi_x &= -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \\ \varphi_y &= -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \\ \varphi_z &= -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial z} \end{aligned} \quad 3.5$$

Considere-se agora o elemento volumétrico diferencial da Figura 3.3

Figura 3.3 Elemento volumétrico para determinação da equação diferencial de transferência de calor por condução.

De acordo com a lei de Fourier o fluxo de calor que entra no elemento volumétrico pode ser expresso como indicado nas equações 3.6:

$$\begin{aligned}
 d\dot{Q}_x &= -\lambda \, dydz \frac{\partial \theta}{\partial x} \\
 d\dot{Q}_y &= -\lambda \, dx dz \frac{\partial \theta}{\partial y} \\
 d\dot{Q}_z &= -\lambda \, dx dy \frac{\partial \theta}{\partial z}
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$

O fluxo de calor que sai do elemento volumétrico pode ser aproximado, expandindo $d\dot{Q}_i$ por meio da serie de Taylor, usando os dois primeiros termos da serie se tem:

$$\begin{aligned}
 d\dot{Q}_{x+dx} &= d\dot{Q}_x + \frac{\partial}{\partial x} (d\dot{Q}_x) dx + \dots \\
 d\dot{Q}_{y+dy} &= d\dot{Q}_y + \frac{\partial}{\partial y} (d\dot{Q}_y) dy + \dots \\
 d\dot{Q}_{z+dz} &= d\dot{Q}_z + \frac{\partial}{\partial z} (d\dot{Q}_z) dz + \dots
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

Logo o fluxo de calor nas três direções é:

$$\begin{aligned}
 d\dot{Q}_x - d\dot{Q}_{x+dx} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) dx dy dz \\
 d\dot{Q}_y - d\dot{Q}_{y+dy} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) dx dy dz \\
 d\dot{Q}_z - d\dot{Q}_{z+dz} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) dx dy dz
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

Se o elemento volumétrico contiver uma fonte ou sumidouro de calor interna, a quantidade de calor gerada por unidade de tempo pode ser considerada como indicado na equação 3.9.

$$d\dot{Q}_g = \dot{Q}_{g,v} dx dy dz \tag{3.9}$$

Por outro lado, a variação no tempo da energia interna do elemento volumétrico é:

$$\dot{E} = c\rho dx dy dz \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{3.10}$$

Realizando um balanço das variações de energia se obtém a equação 3.11:

$$d\dot{Q}_x + d\dot{Q}_y + d\dot{Q}_z + d\dot{Q}_g = d\dot{Q}_{x+dx} + d\dot{Q}_{y+dy} + d\dot{Q}_{z+dz} + \dot{E} \tag{3.11}$$

Logo, a equação diferencial geral tridimensional para transferência de calor por condução é expressa pela equação 3.12.

$$\left(\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \right) + \dot{Q}_{g,v} = c\rho \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{3.12}$$

Em materiais isotrópicos homogêneos a equação 3.12 pode ser resumida à equação 3.13.

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) + \dot{Q}_{g,v} = c\rho \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{3.13}$$

Neste trabalho não serão estudados problemas com geração de energia no corpo, assim a equação 3.13 fica resumida à equação 3.14.

$$\alpha \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad 3.14$$

Onde:

$$\alpha = \frac{\lambda}{c\rho} \quad 3.15$$

O escalar α é chamado difusividade térmica do material condutor.

É importante ressaltar que $\lambda = \lambda(x, y, z, \theta)$; $c = c(x, y, z, \theta)$ e $\rho = \rho(x, y, z, \theta)$ em consequência $\alpha = \alpha(x, y, z, \theta)$; os valores dessas propriedades podem ser considerados constantes em materiais isotrópicos, homogêneos com variações de temperatura baixas.

Não é objetivo de este trabalho realizar deduções aprofundadas sobre este tema, no entanto podem ser consultadas formulações mais aprofundadas desde um ponto de vista físico em Eckert e Drake (1959), Holman (1983) e desde um ponto de vista voltado à engenharia de estruturas em Wang (2002).

3.1.1. Propriedades térmicas do aço

As propriedades térmicas do aço variam em função da sua temperatura. A seguir, são apresentados os valores das propriedades térmicas do aço à temperatura θ_a segundo a Norma Brasileira NBR 14323:1999.

3.1.1.1 Calor específico

Calor específico c_a é a quantidade de calor necessária para aumentar em um grau a temperatura de uma massa unitária de material e é expresso em J/(kg °C). A formulação da sua variação com a temperatura é indicada nas expressões 3.16:

$$\begin{aligned}
c_a &= 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C} \\
c_a &= 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} & 600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C} \\
c_a &= 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} & 735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C} \\
c_a &= 650 & 900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
\end{aligned} \tag{3.16}$$

Graficamente, as expressões 3.16 podem ser apresentadas conforme a Figura 3.4:

Figura 3.4 Calor específico do aço em função da temperatura.

3.1.1.2. Condutividade térmica

Condutividade térmica λ_a é a taxa de calor transferida a través de uma espessura unitária de material por diferença unitária de temperatura $\text{W}/(\text{m } ^\circ\text{C})$. A formulação da variação desta propriedade com a temperatura é indicada nas expressões 3.17.

$$\begin{aligned}
\lambda_a &= 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C} \\
\lambda_a &= 27,3 & 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
\end{aligned} \tag{3.17}$$

Graficamente as expressões 3.17 podem ser apresentadas conforme a Figura 3.5.

Figura 3.5 Condutividade térmica do aço em função da temperatura.

3.1.1.3 Dilatação térmica

A dilatação térmica é o aumento de comprimento de uma fibra devido ao aumento de temperatura, e é medida utilizando-se a razão adimensional $\Delta L/L$. As expressões 3.18 apresentam-se os valores dessa razão em função da temperatura:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta L}{L} &= 1.2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2.416 \cdot 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta L}{L} &= 1.1 \cdot 10^{-2} & 750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta L}{L} &= 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6.2 \cdot 10^{-3} & 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad 3.18$$

Graficamente, as expressões 3.18 podem ser apresentadas conforme a Figura 3.6.

Figura 3.6 Dilatação térmica do aço em função da temperatura.

3.1.1.4 Massa específica

A massa específica denominada ρ_a é a massa por unidade de volume e é expressa em kg/m^3 . Desde um ponto de vista estrito esta propriedade tem variação relacionada com a dilatação térmica, mas de maneira simplificada pode-se adotar no aço o valor constante $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

3.1.1.5 Difusividade térmica

A difusividade térmica $\alpha_a = \lambda_a / (\rho_a c_a)$ é expressa em m^2/s ; a sua variação é apresentada na Figura 3.7.

Figura 3.7 Difusividade térmica do aço em função da temperatura.

3.1.1.6 Capacitância

A capacitância $c_a \rho_a$ é expressa em $\text{J}/^{\circ}\text{Cm}^3$; a sua variação é apresentada na Figura 3.8.

Figura 3.8 Capacitância do aço em função da temperatura.

3.1.1.7 Inércia térmica

A inércia térmica $\lambda_a \rho_a c_a$ é expressa em $W^2s/m^4°C^2$; a sua variação é apresentada na Figura 3.9.

Figura 3.9 Inércia térmica do aço em função da temperatura.

3.2. Convecção e radiação

Convecção é o processo de transferência de calor através da superfície de interface entre um fluido e um sólido. A transferência é decorrente do movimento dos fluidos,

sejam gasosos ou líquidos, devido à diferença de densidade. Quanto maior a velocidade desse movimento maior a taxa de transferência de calor.

Radiação é a transmissão de calor na forma de ondas eletromagnéticas. Esse tipo de transferência de calor é caracterizado por não depender de meios materiais, portanto a transferência de calor por radiação de um ponto a outro independe da temperatura dos gases entre eles (a menos que os gases emitam radiação).

Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal em elementos estruturais sem proteção contra incêndio a NBR 14323 propõe uma expressão para calcular a elevação da temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante um intervalo de tempo Δt :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(F)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad 3.19$$

Onde:

$\Delta\theta_{a,t}$: Variação de temperatura [°C];

Δt : Intervalo de tempo [s];

F: Fator de massividade [m⁻¹];

c_a : Calor específico do aço [J/(kg °C)];

ρ_a : Massa específica do aço [kg/m³];

φ : Fluxo de calor por unidade de área [W/m²].

O valor do fluxo de calor φ é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad 3.20$$

Com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad 3.21$$

e

$$\varphi_r = 5.67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad 3.22$$

Onde:

φ_c : Fluxo de calor por convecção [W/m²];

φ_r : Fluxo de calor por radiação [W/m²];

α_c : Coeficiente de transferência de calor por convecção [W/(m² °C)];

θ_g : Temperatura dos gases [°C];

θ_a : Temperatura na superfície do aço [°C];

ε_{res} : Emissividade resultante.

A dedução da equação 3.19 é apresentada em Silva (2005a, 2005b).

Vale a pena ressaltar que a NBR 14323 recomenda o uso dessa formulação para calcular a elevação de temperatura de elementos estruturais sem proteção contra incêndio, sob a hipótese de não existência de gradiente térmico considerável devido à transferência de calor por condução. Os resultados obtidos com essa simplificação são mais precisos para seções transversais conformadas por chapas de baixa espessura e sem proteção nem contato com outros elementos.

3.3. Fator de massividade

O fator de massividade F para barras prismáticas pode ser expresso de maneira simplificada como a relação entre o perímetro exposto ao fogo (u) e a área da seção transversal (A).

$$F = \frac{u}{A} \quad [m^{-1}] \quad 3.23$$

A Figura 3.10 apresenta a variação da temperatura (por transferência de calor por convecção e radiação) em uma barra de aço tendo por base o incêndio-padrão, para valores do fator de massividade entre 50m⁻¹ e 250m⁻¹ levando em conta a variação

do calor específico com a temperatura e admitindo que o perfil absorva totalmente o calor transferido.

Figura 3.10 Temperatura em barra de aço tendo em conta incêndio padrão para diferentes valores de fator de massividade.

Observa-se que quanto maior o fator de massividade maior o incremento da temperatura no tempo, existindo a tendência de a temperatura dos gases ser igual à temperatura do aço. Ocorre o contrário em elementos com fator de massividade muito baixo onde a diferença entre a temperatura dos gases e a do aço pode chegar a ser considerável especialmente nos primeiros 40 minutos, mas o uso de perfis com esses valores de F é muito pouco comum.

4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

4.1. Considerações gerais

O aço, quando submetido a altas temperaturas, sofre alterações nas suas propriedades físicas e químicas, dando como resultado a diminuição da resistência e módulo de elasticidade.

Neste capítulo é feita uma descrição do comportamento mecânico do aço a temperaturas elevadas. São apresentados modelos matemáticos da variação das suas propriedades mecânicas e do diagrama tensão-deformação em função da temperatura.

Serão respeitadas as diretrizes da Norma Brasileira ABNT/NBR 8800:1986 e da Norma Europeia Eurocódigo 3 Parte1-2:2005 à temperatura ambiente (convencionalmente adotada como 20°C), a qual exige o uso de aços que possuam resistência característica ao escoamento $f_y \leq 450 \text{ MPa}$ e relação entre resistências características à ruptura e ao escoamento $f_u/f_y \geq 1,18$. Neste trabalho são levados em conta quatro tipos de aço que cumprem estas exigências.

4.2. Propriedades físicas do aço à temperatura ambiente

Para as relações mencionadas no item 4.1 são adotados dois tipos de aço com os seguintes valores de propriedades mecânicas:

Módulo de elasticidade linear, $E = 200000 \text{ MPa}$

Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$

Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Peso específico, $\rho_a = 77 \text{ kN/m}^3$

Tabela 4.1 Propriedades dos aços utilizados neste trabalho.

Tipo de Aço	f_y [MPa]	f_u [MPa]
NBR 7007/MR-250 (ASTM-A36)	250	400
COS-AR-COR 300	300	400
COS-AR-COR 350	350	500
AR-COR 345 (ASTM-A572 Gr 50)	345	450

Aços com um diagrama tensão-deformação com a forma mostrada na Figura 4.1, apresentados com a escala deformada para melhor visualização.

Figura 4.1 Diagrama tensão-deformação dos aços utilizados, em escala deformada.

4.3. Propriedades mecânicas do aço a altas temperaturas

Para as modelagens computacionais é adotada a lei constitutiva descrita nas expressões da Tabela 4.2, preconizada pelo Eurocódigo 3 Parte 1-2:2005 é válida para taxas de aquecimento entre $2^{\circ}\text{C}/\text{min}$ e $50^{\circ}\text{C}/\text{min}$ em aços a elevadas temperaturas.

Tabela 4.2 Modelo matemático de lei constitutiva para aços a elevadas temperaturas.

Gamma de extensões	Tensão σ	Módulo de Elasticidade tangente
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0.5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \left(1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right)$	0
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0	0
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta} \quad \varepsilon_{y,\theta} = 0.02 \quad \varepsilon_{t,\theta} = 0.15 \quad \varepsilon_{u,\theta} = 0.20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

A Figura 4.2 apresenta o diagrama de tensão deformação do aço obtido com o modelo matemático da Tabela 4.2.

Figura 4.2 Diagrama tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas.

4.3.1. Fatores de redução

A resistência ao escoamento, a tensão limite de proporcionalidade e o módulo de elasticidade linear do aço diminuem de maneira considerável quando este é submetido a temperaturas elevadas. A Tabela 4.3 apresenta as relações entre estas propriedades à temperatura θ e à temperatura ambiente, cujos valores derivam de cálculos baseados em ensaios experimentais (ARBED, 1993).

Tabela 4.3 Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço.

Temperatura do aço	Fatores de redução para temperatura θ_a de f_y e E_a a 20 °C		
	Fator de redução da resistência ao escoamento $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Fator de redução da tensão limite de proporcionalidade $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Fator de redução do módulo de elasticidade linear $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1.000	1.000	1.000
100 °C	1.000	1.000	1.000
200 °C	1.000	0.807	0.900
300 °C	1.000	0.613	0.800
400 °C	1.000	0.420	0.700
500 °C	0.780	0.360	0.600
600 °C	0.470	0.180	0.310
700 °C	0.230	0.075	0.130
800 °C	0.110	0.050	0.090
900 °C	0.060	0.0375	0.0675
1000 °C	0.040	0.0250	0.0450
1100 °C	0.020	0.0125	0.0225
1200 °C	0.000	0.0000	0.0000

Os fatores $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$, $k_{E,\theta}$ são denominados fatores de redução da resistência ao escoamento, da tensão limite de proporcionalidade e do módulo de elasticidade linear respectivamente.

Na Figura 4.3 podem ser observadas graficamente as variações dos fatores de redução com a temperatura dados na Tabela 4.3.

Figura 4.3 Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço.

Os diagramas tensão-deformação do aço para diferentes temperaturas, levando em conta as expressões da Tabela 4.3 e Tabela 4.3 são apresentados na Figura 4.4.

Figura 4.4 Diagrama tensão deformação do aço para diferentes temperaturas.

5. PILARES DE AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE

5.1. Considerações gerais

Os pilares são elementos estruturais com carregamento axial de compressão predominante sobre qualquer outro carregamento. Estes elementos estruturais têm a sua capacidade resistente caracterizada pela plastificação da seção transversal, associada aos modos de instabilidade (“flambagem”) global por flexão, torção ou flexo-torção e flambagem local das chapas que formam o perfil.

Neste capítulo são apresentadas formulações para pilares à temperatura ambiente conforme as normas técnicas Eurocódigo 3 Parte 1-1:2005 que tem uma formulação análoga à NBR 8800:1986 e o AISC 360-05 que será utilizado como base na elaboração da nova versão da NBR 8800¹.

Serão apresentados resultados de modelagens numéricas de pilares realizadas no programa Vulcan e comparados com resultados conforme as formulações das normas.

5.2. Um breve estudo da flambagem

No século XVIII o físico e matemático Leonhard Euler estudou o comportamento de pilares esbeltos ideais (estudos que aportaram muito ao entendimento do comportamento de pilares de aço), sob as seguintes hipóteses: material elástico linear homogêneo (Nessa época não se tinha conhecimento da existência de tensões residuais em elementos estruturais de aço), carregamento axial (sem excentricidade), pilares sem imperfeições geométricas e extremos articulados; como apresentado na Figura 5.1.

¹ Informação obtida verbalmente do Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva, membro da comissão de estudos da NBR 8800.

Figura 5.1 Pilar sob compressão axial.

Resolvendo a equação diferencial da linha elástica para uma semi-onda de flambagem obtém-se a força crítica conforme indicado na equação 5.1.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad 5.1$$

com

$$\lambda = \frac{L}{r} \quad 5.2$$

Onde:

E: Modulo de elasticidade do material

I: Momento de inércia da seção transversal (em torno do eixo de flambagem)

A: Área da seção transversal

r: Raio de giração da seção transversal (em torno do eixo de flambagem)

L: Comprimento do Pilar

λ : Esbeltez do pilar (relacionada ao eixo de flambagem)

A relação entre a força crítica e a esbeltez conforme a equação 5.1 dá como resultado a Hipérbole de Euler apresentada na Figura 5.2.

Figura 5.2 Hipérbole de Euler.

Observa-se que para pilares muito esbeltos a força crítica tende a zero, enquanto para pilares pouco esbeltos a força crítica é muito alta.

A força resistente de um pilar de aço aproxima-se da força crítica para valores altos de esbeltez, nos quais a tensão crítica de flambagem fica abaixo do limite de proporcionalidade. Já para valores baixos de esbeltez, a força resistente é limitada pela força de plastificação da seção, dada pela expressão:

$$N_{PL} = A \cdot f_y \quad 5.3$$

Onde:

A : Área da seção transversal.

f_y : Resistência ao escoamento do aço.

A Figura 5.3 apresenta a curva que descreve a relação entre a carga crítica e a carga de plastificação da seção em relação à esbeltez de um pilar, levando em conta as hipóteses de pilar ideal.

Figura 5.3 Gráfico $N_{cr} / N_{PL} \times \lambda$ para pilar ideal.

5.3. Força normal resistente

No item anterior foi feita uma breve exposição do modelo matemático de Euler que descreve o comportamento de um pilar em condições ideais, praticamente impossíveis de ocorrer. Um pilar real está sujeito a inevitáveis imperfeições como curvaturas no seu eixo, excentricidades no carregamento e tensões residuais; essas imperfeições fazem com que a força normal resistente diminua e serão levadas em conta nas modelagens computacionais.

5.3.1 Força normal resistente à temperatura ambiente conforme Eurocódigo

A Norma Europeia Eurocódigo 3 Parte 1-1:2005 leva em conta os efeitos das imperfeições (mencionadas anteriormente) no cálculo da força normal resistente

para o dimensionamento de pilares, a qual é calculada de acordo com a equação 5.4.

$$N_{Rd} = \frac{\chi Q A f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.4$$

A força normal de plastificação da seção é afetada por um fator redutor χ , que considera as imperfeições geométricas e do material de acordo com a esbeltez, por um fator redutor Q , devido à instabilidade local e o coeficiente de ponderação γ_{M1} para minoração da resistência.

Não é objetivo deste trabalho avaliar a introdução de segurança, assim só serão estudados valores característicos da força normal resistente, conforme a expressão 5.5.

$$N_{Rk} = \chi Q A f_y \quad 5.5$$

Perfis de aço compactos ou semi-compactos (perfis estudados neste trabalho) não apresentam instabilidade local como estado limite, dessa maneira a força normal resistente nominal fica definida pela expressão 5.6.

$$N_{Rk} = \chi A f_y \quad 5.6$$

O fator de redução χ é definido conforme a expressão 5.7.

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 - \lambda_0^2}} \leq 1.0 \quad 5.7$$

Com β definido pela expressão 5.8.

$$\beta = 0,5 \left[1 + \alpha (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2 \right] \quad 5.8$$

Onde α é o coeficiente de imperfeição relacionado à forma da seção transversal e λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, definido em 5.9.

A Tabela 5.1 fornece os valores do coeficiente de imperfeição α associado aos distintos modos de flambagem do pilar. Uma breve introdução ao estudo da origem desse coeficiente de imperfeição é apresentada no Apêndice A.

Tabela 5.1 Coeficiente de imperfeição α

Curva de instabilidade	a	b	c	d
Coeficiente de imperfeição α	0,21	0,34	0,49	0,76

A Figura 5.4 apresenta graficamente as quatro curvas de dimensionamento (valores do fator de redução χ em função da esbeltez reduzida λ_0).

Figura 5.4 Curvas de dimensionamento de pilares segundo norma europeia Eurocódigo 3 1-1:2005.

O índice de esbeltez reduzida para perfis sem instabilidade local é dado pela equação 5.9.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_e}} \quad 5.9$$

A força normal de plastificação da seção transversal N_{pl} é calculada conforme a expressão 5.10.

$$N_{pl} = Af_y \quad 5.10$$

A força axial de flambagem elástica por flexão N_e é calculada de acordo com a equação 5.11.

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad 5.11$$

A introdução do coeficiente K na expressão 5.11 se deve a que a formulação de Euler foi originalmente deduzida para pilares biarticulados (com uma semi-onda de flambagem). Os valores do coeficiente K relacionado às condições de contorno são dados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Coeficiente K para calculo do comprimento de flambagem.

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

5.3.2 Força normal resistente à temperatura ambiente conforme AISC 360-05

A Norma Americana AISC 360-05 leva em conta os efeitos das imperfeições (mencionadas anteriormente) no cálculo da força normal resistente para o dimensionamento de pilares, a qual (realizando uma adaptação aos símbolos utilizados no Brasil) é calculada de acordo com a equação 5.12.

$$N_{Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad 5.12$$

A força normal de plastificação da seção é afetada por um fator redutor χ , que considera as imperfeições geométricas e do material de acordo com a esbeltez, por um fator redutor Q , devido à instabilidade local e o coeficiente de ponderação γ_{a1} (minoração da resistência).

Como foi dito anteriormente, não é objetivo deste trabalho avaliar a introdução de segurança, assim só serão estudados valores característicos da força normal resistente, conforme a expressão 5.13.

$$N_{Rk} = \chi Q A_g f_y \quad 5.13$$

Perfis de aço compactos ou semi-compactos (perfis estudados neste trabalho) não apresentam instabilidade local como estado limite, dessa maneira a força normal resistente nominal fica definida pela expressão 5.14.

$$N_{Rk} = \chi A_g f_y \quad 5.14$$

O fator de redução χ é dado por:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad \text{para} \quad \lambda_0 \leq 1,5 \quad 5.15$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{para} \quad \lambda_0 > 1,5 \quad 5.16$$

O índice de esbeltez reduzida para perfis sem instabilidade local é dado pela equação 5.17.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_e}} \quad 5.17$$

A força normal de plastificação da seção transversal N_{pl} é calculada conforme a expressão 5.18.

$$N_{pl} = A_g f_y \quad 5.18$$

A força axial de flambagem elástica por flexão N_e é calculada de acordo com a equação 5.11.

A Figura 5.5 apresenta graficamente a curva de dimensionamento (valores do fator de redução χ em função da esbelteza reduzida λ_0).

Figura 5.5 Curva de dimensionamento de pilares segundo ANSI/AISC 360-05.

Vale a pena notar que a NBR 8800 seguia uma formulação análoga à utilizada pelo Eurocódigo 3 Parte 1-1 até quase o final do ano 2007, em Novembro desse ano foi proposto o projeto de revisão da NBR 8800 onde se pretende mudar a formulação para dimensionamento de pilares, mudança que torna a Norma Brasileira análoga à Norma Americana AISC 360.

A Figura 5.6 apresenta uma comparação entre as curvas de dimensionamento do Eurocódigo 3 Parte 1-1:2005 ou antiga NBR 8800 e a proposta do AISC 360-05 que é a base para a nova NBR 8800.

Figura 5.6 Comparação de curvas de dimensionamento de pilares segundo Eurocódigo 3 1-1:2005 e AISC 360-05.

Reis, Camotim (2001) apresenta um estudo da origem dos valores do fator redutor χ e os valores do coeficiente α . No Apêndice A apresenta-se uma dedução desses valores para pilares com perfis comerciais.

5.4. Resultados numéricos

Foi utilizado o programa Vulcan para realizar modelagens de pilares à temperatura ambiente, sem imperfeição e com imperfeição, para as quatro curvas de dimensionamento do Eurocódigo, sem levar em conta explicitamente as tensões residuais no perfil. A seguir são apresentados os resultados das modelagens.

5.4.1 Pilares ideais à temperatura ambiente

Para pilares axialmente carregados sem imperfeições à temperatura ambiente o programa utiliza o modelo de Euler para o calculo da sua capacidade resistente.

A Figura 5.7 apresenta a variação da força normal resistente dos pilares com a esbeltez reduzida.

Figura 5.7 Valores de carga crítica elástica obtidos com Vulcan à temperatura ambiente.

Pode-se observar que a força normal resistente é igual à força normal de plastificação da seção para valores de esbeltez baixos e igual à carga critica elástica para valores de esbeltez altos.

5.4.2 Pilares com imperfeição geométrica à temperatura ambiente

Foram feitas modelagens de pilares à temperatura ambiente com imperfeição geométrica considerando valores de imperfeição inicial de forma senoidal seguindo dois critérios.

O primeiro é uma recomendação dada pelo Eurocódigo 3 Parte 1-1:2005. Segundo essa recomendação quando são feitas modelagens computacionais devem ser

admitidos valores de imperfeição seguindo a Tabela 5.3. Esse critério considera tanto imperfeições geométricas quanto tensões residuais.

Tabela 5.3 Valores de imperfeição inicial equivalente em barras recomendados pelo Eurocódigo 3 Parte 1-1 para modelagens computacionais com MEF.

Curva de instabilidade	Análise elástica δ/L
a	$1/300$
b	$1/250$
c	$1/200$
d	$1/150$

O segundo critério é recomendado por Vila Real et al. (2003) dado pela expressão:

$$\delta(z) = \frac{L}{1000} \operatorname{sen}\left(\pi \frac{z}{L}\right) \quad 5.19$$

Esse critério considera unicamente as imperfeições geométricas, portanto deve-se considerar as tensões residuais explicitamente quando seguido esse critério.

A seguir, nas figuras Figura 5.8 a Figura 5.11 apresentam-se resultados obtidos com o programa Vulcan, mostrando a variação da força normal resistente de pilares à temperatura ambiente em função da esbeltez reduzida, considerando ambas as imperfeições comparando-os às respectivas curvas normatizadas de dimensionamento.

Figura 5.8 Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva a, obtidos com Vulcan.

Figura 5.9 Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva b, obtidos com Vulcan.

Figura 5.10 Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva c obtidos com Vulcan.

Figura 5.11 Valores de carga resistente nominal para perfil com comportamento de acordo com a curva d obtidos com Vulcan.

Em todos os casos que os resultados obtidos empregando o Vulcan com uma imperfeição geométrica de $L/1000$ conduzem a esforços resistentes maiores do que os normatizados. Isso se deve à desconsideração das tensões residuais por parte do Vulcan, enquanto as curvas normatizadas inserem as imperfeições do material (SIMÕES DA SILVA E GERVÁSIO. 2007).

Observa-se nas modelagens que o valor de imperfeição de um pilar é relacionado ao seu comprimento, sem levar em conta a sua seção transversal. Uma consideração mais correta dessas imperfeições se relacionaria com o valor de esbeltez reduzida do pilar.

6. PILARES DE AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

6.1. Considerações gerais

No capítulo 5 foi estudado o comportamento de pilares à temperatura ambiente, foi visto que a capacidade resistente dos mesmos depende do seu índice de esbeltez reduzida e do esforço resistente da sua seção transversal.

Quando os pilares são submetidos a altas temperaturas, a sua capacidade resistente como pilar diminui, já que o esforço resistente da sua seção transversal diminui. Além disso, a curva de dimensionamento não é a mesma utilizada à temperatura ambiente. Os parâmetros que definem os modos de ruptura mudam devido à diminuição das propriedades mecânicas do aço.

Neste capítulo será estudada a diminuição da capacidade resistente de pilares com o aumento da temperatura, levando em conta as diminuições das propriedades mecânicas do material que os conforma. Serão feitas comparações entre resultados conforme Eurocódigo 3 Parte 1-2:2005 (que servirá de base para a elaboração da nova NBR 14323) e resultados de modelagens feitas no programa Vulcan. Também serão apresentados alguns ábacos, relacionando a força normal resistente à temperatura ambiente, baseados na norma AISC 360-05 (que servirá de base para a elaboração da nova norma NBR 8800)¹ dos pilares com a sua temperatura crítica.

6.2. Modelo de Euler adaptado a altas temperaturas

No item 5.2 assumiu-se que a força normal resistente de um pilar ideal à temperatura ambiente é dada por N_{cr} para valores altos de esbeltez e N_{PL} para valores baixos de esbeltez.

¹ Informação obtida de maneira verbal do Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva, membro da comissão de estudos da NBR 14323 e NBR 8800.

Neste item assume-se que um pilar ideal a altas temperaturas se comporta da mesma maneira, mas tendo em conta a variação das propriedades do aço com o aumento da temperatura (SUAZNABAR E SILVA, 2008). Assim, levando em conta a diminuição das propriedades mecânicas do aço e desprezando as dilatações térmicas, a força normal resistente de um pilar biarticulado é dada pelas equações 6.1 e 6.2 para altos e baixos índices de esbeltez respectivamente.

$$N_{cr,\theta} = \frac{\pi^2 E_{\theta} I}{L^2} \quad 6.1$$

$$N_{PL,\theta} = A f_{y,\theta} \quad 6.2$$

Com:

$$\begin{aligned} E_{\theta} &= k_{E,\theta} E \\ f_{y,\theta} &= k_{y,\theta} f_y \end{aligned} \quad 6.3$$

Onde

$N_{cr,\theta}$: Força crítica à temperatura θ

$N_{PL,\theta}$: Força normal de plastificação da seção à temperatura θ

E_{θ} : Módulo de elasticidade longitudinal à temperatura θ

$f_{y,\theta}$: Resistência ao escoamento à temperatura θ

A Figura 6.1 apresenta a variação da força normal resistente de pilares ideais em relação à sua esbeltez reduzida para diferentes temperaturas, onde o índice de esbeltez reduzida é determinado conforme 6.4.

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad 6.4$$

Figura 6.1 Variação da carga crítica de Euler e a força normal de plastificação da seção levando em conta a diminuição de f_y e E com a temperatura.

Considerando somente instabilidade por flexão no pilar, tem-se:

$$\frac{N_{pl}}{N_e} = \frac{Af_y}{\frac{\pi^2 EI}{L^2}} = \frac{f_y L^2}{\pi^2 E r^2} = \frac{\lambda^2}{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \quad 6.5$$

Assim, o índice de esbeltez reduzida pode ser expresso como:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} \quad 6.6$$

6.3. Força normal resistente a altas temperaturas

O critério da formulação para o cálculo da força normal resistente em situação de incêndio de um pilar preconizado pelo Eurocódigo 3 Parte 1-2:2005 é análogo ao critério utilizado para pilares à temperatura ambiente. Assim a força normal

resistente de um pilar com seção compacta ou semi-compacta à temperatura θ é dado pela expressão 6.7.

$$N_{fi,Rk} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A f_y \quad 6.7$$

Onde:

χ_{fi} : Fator de redução de resistência para pilares em situação de incêndio, devido à esbeltez e imperfeições.

$k_{y,\theta}$: Fator de redução da resistência ao escoamento à temperatura elevada θ .

$A f_y$: Força normal de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente.

O valor de χ_{fi} é calculado pela expressão 6.8.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_{\theta} + \sqrt{\beta_{\theta}^2 - \lambda_{0,\theta}^2}} \quad 6.8$$

Onde β é calculado pela expressão 6.9.

$$\beta_{\theta} = 0,5 \left(1 + \alpha_{\theta} \lambda_{0,\theta} + \lambda_{0,\theta}^2 \right) \quad 6.9$$

Sendo

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad 6.10$$

e

$$\alpha_{\theta} = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 6.11$$

Onde:

λ_0 : Índice de esbeltez reduzida à temperatura ambiente.

$k_{E,\theta}$: Fator redutor do modulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente.

$\lambda_{0,\theta}$: Índice de esbeltez reduzida a altas temperaturas.

α_θ : Fator de imperfeição a altas temperaturas.

A Figura 6.2 apresenta a variação da relação $N_{fi,Rk}/N_{PL,20}$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ .

Figura 6.2 Variação da relação $N_{fi,Rk}/N_{PL,20}$ em função a $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ para $f_y = 250\text{MPa}$.

Utilizando essa curva, a força normal resistente apresenta uma variação similar às curvas de temperatura ambiente, mas observa-se claramente que enquanto a temperatura aumenta a força normal resistente diminui. Para temperaturas muito elevadas a força normal resistente tende a ser nula tanto para pilares de esbeltez baixa quanto para pilares de esbeltez alta.

A Figura 6.3 apresenta a variação da relação $N_{fi,Rk}/N_{PL,\theta}$ em função da esbeltez reduzida $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ .

Figura 6.3 Variação da relação $N_{fi,Rk} / N_{PL,\theta}$ em função a $\lambda_{0,\theta}$ para diferentes valores de temperatura θ para $f_y = 250\text{MPa}$.

Observa-se que o fato da temperatura aumentar não garante que a curva diminua, em outras palavras, mantendo o mesmo valor de esbeltez e aumentando a temperatura, segundo as expressões normatizadas o fator χ_{fi} não necessariamente diminui. Esse fato paradoxal é possível, já que o fator χ_{fi} não é o único responsável pela diminuição do esforço resistente do pilar, mas também o é o fator $k_{y,\theta}$ que combinado com χ_{fi} mostram mais claramente a diminuição da capacidade resistente de um pilar com o aumento da temperatura (Figura 6.2).

6.4. Temperatura crítica de pilares

A temperatura crítica θ_{cr} de um elemento estrutural é a sua temperatura de colapso. O valor de θ_{cr} pode ser calculado por meio de ensaios, modelagens numéricas ou por métodos simplificados de dimensionamento que se encontram normatizados. Uma alternativa para verificar a segurança de um elemento estrutural em situação de incêndio é utilizando a expressão 6.12.

$$\theta_a \leq \theta_{cr} \quad 6.12$$

Onde:

θ_a : Temperatura do aço.

Esse conceito somente é válido para elementos esbeltos (como são os pilares de aço) com distribuição uniforme de temperatura em todo o seu volume.

Para facilitar o dimensionamento e o entendimento do comportamento dos pilares a altas temperaturas comparados ao seu comportamento à temperatura ambiente, Silva (2001) apresenta curvas que relacionam os valores do índice de esbeltez reduzida e a relação do nível de carregamento do pilar à temperatura ambiente e em situação de incêndio com a sua temperatura crítica.

Essas curvas foram calculadas com base nas normas NBR 8800:1986 e NBR 14323:1999. Dessas datas até hoje têm sido propostas mudanças nas formulações de ambas as normas³. Levando em conta as mudanças propostas, aquelas curvas apresentariam variações consideráveis, apresentadas a seguir.

³ As versões mais atualizadas das revisões de normas que o autor deste trabalho conseguiu obter, são a Revisão NBR 8800:2008 e NBR 14323:2003, que terá uma revisão em breve (2008).

Figura 6.4 Temperatura crítica de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e do nível de carregamento, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 250$ [MPa].

Figura 6.5 Temperatura crítica de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e do nível de carregamento, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 300$ [MPa].

Figura 6.6 Temperatura crítica de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e do nível de carregamento, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 345$ [MPa].

Figura 6.7 Temperatura crítica de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e do nível de carregamento, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 350$ [MPa].

Onde o nível de carregamento η é dado pela relação 6.13.

$$\eta = \frac{N_{fi,Sd}}{N_{Rd}} \quad 6.13$$

Sendo:

$N_{fi,Sd}$: Valor de cálculo da força normal atuante, em situação de incêndio.

N_{Rd} : Valor de cálculo da força normal resistente, à temperatura ambiente.

Se deve ter cuidado no uso dessas curvas, já que à simples vista parece paradoxal que todas as curvas têm um ponto de mínimo para valores de esbeltez entre 1 e 1,5 dando a falsa impressão de que para um pilar com uma determinada seção transversal, a temperatura crítica aumenta, se o índice de esbeltez reduzida do mesmo aumenta; em outras palavras, poderia se acreditar que aumentando o comprimento de um pilar com uma seção transversal constante a temperatura crítica do mesmo aumentaria. Essa impressão é falsa, já que se deve levar em conta que cada uma dessas curvas é para um determinado nível de carregamento, e a relação η também varia se o comprimento do pilar varia.

A seguir são apresentadas outras curvas, mas esta vez relacionando $\lambda_0 \times \eta$ em curvas de temperatura constante.

Figura 6.8 Nível de carregamento de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e da temperatura, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 250$ [MPa].

Figura 6.9 Nível de carregamento de pilares em função do índice de esbelteza reduzida e da temperatura, com $E = 200000$ [MPa] e $f_y = 300$ [MPa].

Figura 6.10 Nível de carregamento de pilares em função do índice de esbeltez reduzida e da temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 345 \text{ [MPa]}$.

Figura 6.11 Nível de carregamento de pilares em função do índice de esbeltez reduzida e da temperatura, com $E = 200000 \text{ [MPa]}$ e $f_y = 350 \text{ [MPa]}$.

Observa-se que essas curvas também apresentam um ponto de mínimo entre os valores de esbeltez compreendidos entre 1 e 1,5; pela razão explicada anteriormente.

6.5. Resultados numéricos

Foi utilizado o programa Vulcan para realizar modelagens de pilares a altas temperaturas, sem imperfeição e com imperfeições, para as quatro curvas de dimensionamento, mas sem levar em conta explicitamente as tensões residuais no perfil. A seguir são apresentados os resultados das modelagens.

6.5.1 Pilares ideais a altas temperaturas

Para o cálculo da força normal resistente de pilares axialmente carregados sem imperfeições a altas temperaturas, o programa Vulcan conduz a resultados equivalentes à modificação do modelo de Euler para pilares com valores altos de esbeltez (item 6.2), e ao Eurocode 3 Parte 1-2 para valores baixos de esbeltez. A Figura 6.12 apresenta a variação da força normal resistente dos pilares em relação à esbeltez reduzida.

Figura 6.12 Resultados obtidos com Vulcan da variação da força normal resistente de pilares ideais com a temperatura.

Observa-se que em pilares de esbelteza média os valores de força normal resistente são pouco consistentes e os resultados diferem de ambas as curvas.

6.5.2 Pilares com imperfeição geométrica a altas temperaturas

Foram feitas modelagens numéricas de pilares por meio do Vulcan a altas temperaturas com imperfeição geométrica considerando a imperfeição inicial descrita na Tabela 5.4 e comparados os resultados com resultados com base no Eurocódigo 3 ou a revisão para a futura NBR 14323.

Os resultados obtidos nessas modelagens são apresentados na Figura 6.13.

Figura 6.13 Variação de força normal resistente de pilares com imperfeição geométrica para diferentes temperaturas, valores obtidos com Vulcan.

Observa-se que os resultados numéricos aproximam-se mais aos valores do Eurocódigo 3 para temperaturas altas, independentemente da esbelteza reduzida, para temperaturas menores existe uma leve diferença. Acredita-se que essas diferenças se devem às diferentes maneiras de considerar as tensões residuais (ver Tabela 5.4 e expressão 5.20); a temperaturas baixas as tensões residuais têm maior incidência no resultado, enquanto a temperaturas elevadas o efeito das tensões residuais diminui.

7. RESTRIÇÃO AXIAL EM PILARES DE AÇO A ALTAS TEMPERATURAS

7.1. Considerações gerais

Nos capítulos 5 e 6 estudou-se o comportamento de pilares de aço à temperatura ambiente e submetidos a altas temperaturas. Foi visto que o estudo teve por base o comportamento de pilares biarticulados que apresentam uma semi-onda de “flambagem” e que por meio de um fator k é relacionado esse comportamento a pilares com diferentes condições de contorno (diferentes comprimentos de onda). Quando um pilar é submetido a altas temperaturas o simples uso de um fator k não é suficiente para o dimensionamento, já que precisam ser consideradas as dilatações térmicas devidas ao aumento da temperatura. Quando a temperatura aumenta, o pilar tende a se dilatar. Se a dilatação for impedida na direção axial ocorrem esforços axiais adicionais, aumentando o “carregamento” no pilar, isso faz com que a força “resistente” do pilar diminua.

Esse fenômeno não é levado em conta explicitamente pelas normas, mas elas recomendam realizar uma análise mais aprimorada. Recentemente tem sido realizados alguns estudos deste fenômeno (HUANG E TAN 2006), (RODRIGUEZ 2000), (HUANG et.al. 2001) desse tipo de fenômeno, o que será estudado numericamente neste capítulo.

Serão apresentados resultados de modelagens numéricas de pilares com restrição axial utilizando o programa Vulcan como ferramenta computacional a fim de estudar o comportamento desse tipo de pilares.

7.2. Introdução ao problema da restrição axial

O critério básico que seguem as normas tanto européias quanto brasileiras para o dimensionamento de estruturas é a comparação entre os valores de cálculo dos esforços atuantes e os valores de cálculo dos esforços resistentes.

Segundo a nomenclatura da Norma Brasileira a inequação 7.1 deve ser verificada.

$$S_d \leq R_d \quad 7.1$$

Em situação de incêndio, tanto os esforços atuantes quanto os esforços resistentes são influenciados pela temperatura atuante, assim a expressão 7.1 transforma-se na expressão 7.2.

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad 7.2$$

Onde:

$S_{d,fi}$: valor de cálculo dos esforços atuantes, determinado a partir da combinação última excepcional das ações.

$R_{d,fi}$: valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no qual se inclui o efeito da ação térmica.

Sendo a combinação última excepcional conforme 7.3.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + " \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} " + " \gamma_q F_{Q,exc} " \quad 7.3$$

Onde:

F_d : valor de cálculo da ação.

$F_{Gi,k}$: valor característico da ação permanente i.

$F_{Qj,k}$: valor característico da ação variável j.

$F_{Q,exc}$: valor representativo da ação excepcional.

γ_{gi} : coeficiente de ponderação das ações permanentes.

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis.

ψ_{2j} : fator de combinação para diminuição das ações variáveis nas combinações excepcionais.

Em pilares biengastados, no último termo da equação 7.3 deve ser incluído o esforço devido à interação entre o elemento estrutural a altas temperaturas e o resto da estrutura à temperatura ambiente da qual forma parte (ver Fig. Figura 7.1).

Figura 7.1 Pilar com restrição axial.

A tendência do pilar se dilatar e o resto da estrutura se manter indeformada, dá origem a uma reação adicional. O cálculo dessa reação de segunda ordem será feito por meio de uma análise numérica não-linear geométrica e do material, utilizando como ferramenta o programa Vulcan.

7.3. Modelo estrutural utilizado nas modelagens numéricas da restrição axial de pilares

O modelo estrutural utilizado nas modelagens numéricas é apresentado na Figura 7.2.

Figura 7.2 Modelo estrutural utilizado para modelagem da restrição axial em pilares.

Onde:

k_m : rigidez da mola

k_p : rigidez do pilar

N_s : força normal solicitante

$N_{\delta\theta}$: força normal devido à dilatação térmica axial do pilar

L : comprimento do pilar

A_g : área da seção transversal

δ : imperfeição geométrica do pilar (valores recomendados na tabela 5.4)

Sendo:

$$k_p = \frac{E_{20} A_g}{L} \quad 7.4$$

Onde:

E_{20} : módulo de elasticidade à temperatura ambiente.

Serão adotados valores de imperfeição δ , seguindo a recomendação da Tabela 5.4.

Serão utilizados pilares com valores do índice de esbeltez reduzida λ_0 compreendidos entre 0,8 e 3.

$$0.8 \leq \lambda_0 \leq 3 \quad 7.5$$

A força normal solicitante será adotada como 50% da força normal resistente à temperatura ambiente.

$$N_S = 0,5N_{RKP20} \quad 7.6$$

A relação entre a rigidez da mola e a rigidez do pilar é apresentada na expressão 7.7.

$$\beta_m = \frac{k_m}{k_p} \quad 7.7$$

7.4. Resultados numéricos

Foram realizadas 22 modelagens de pilares com restrição axial seguindo os parâmetros apresentados no item 7.3, cujos valores são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 Parâmetros utilizados nas modelagens de restrição axial

Modelo	Seção	λ	λ_0	N_{RkP20} [kN]	k_p [kN/mm]	k_m [kN/mm]	β_m
1	UC 152x152x23	80	0,87	412	207,9	6203,0	29.8
2	UC 152x152x23	100	1,09	323	166,3	6203,0	37.3
3	UC 152x152x23	120	1,31	252	138,6	6203,0	44.7
4	UC 152x152x23	140	1,53	201	118,8	6203,0	52.2
5	UC 152x152x23	80	0,87	412	207,9	1240,6	5.9
6	UC 152x152x23	100	1,09	323	166,3	1240,6	7.4
7	UC 152x152x23	120	1,31	252	138,6	1240,6	8.9
8	UC 152x152x23	140	1,53	201	118,8	1240,6	10.4
9	UC 152x152x23	80	0,87	412	207,9	310,1	1.5
10	UC 152x152x23	100	1,09	323	166,3	310,1	1.8
11	UC 152x152x23	120	1,31	252	138,6	310,1	2.2
12	UC 152x152x23	140	1,53	201	118,8	310,1	2.6
13	UC 152x152x23	80	0,87	412	207,9	103,3	0.5
14	UC 152x152x23	100	1,09	323	166,3	103,3	0.6
15	UC 152x152x23	120	1,31	252	138,6	103,3	0.7
16	UC 152x152x23	140	1,53	201	118,8	103,3	0.8
17	CE 200x29	88,8	1	613	101,7	101,7	1
18	CE 200x29	177,7	2	204	50,8	50,8	1
19	CE 200x29	266,5	3	90	33,9	33,9	1
20	CE 300x52	88,8	1	1086	117,08	117,08	1
21	CE 300x52	177,7	2	362	58,5	58,5	1
22	CE 300x52	266,5	3	161	39,0	39,0	1

Onde:

N_{RkP20} : Força normal resistente do pilar à temperatura ambiente.

Os resultados de cada uma das modelagens são apresentados no Apêndice B.

A seguir é apresentada uma análise paramétrica baseada nas 22 modelagens nomeadas anteriormente.

Figura 7.3 Força normal atuante em pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 80$.

Figura 7.4 Força normal atuante na mola para pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 80$.

Figura 7.5 Força normal atuante em pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 100$.

Figura 7.6 Força normal atuante na mola para pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 100$.

Figura 7.7 Força normal atuante em pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 120$.

Figura 7.8 Força normal atuante na mola para pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 120$.

Figura 7.9 Força normal atuante em pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 140$.

Figura 7.10 Força normal atuante na mola para pilares com seção UC152x152x23 e esbeltez $\lambda = 140$.

Figura 7.3 Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com seção CE 200x29 com índice $\beta = 1$.

Figura 7.4 Força normal atuante na mola variando com a temperatura do pilar, para pilares com seção CE 200x29 com índice $\beta = 1$.

Figura 7.5 Força normal atuante no pilar variando com a temperatura para pilares com seção CE 300x52 com índice $\beta = 1$.

Figura 7.6 Força normal atuante na mola variando com a temperatura do pilar, para pilares com seção CE 300x52 com índice $\beta = 1$.

Observa-se que quando a temperatura aumenta, o pilar sofre uma dilatação, que gera uma força adicional atuante no pilar. A partir de uma certa temperatura o módulo de elasticidade diminui (o pilar amolece) diminuindo assim a força atuante no mesmo e a força passa a ser resistida pela mola do modelo. Finalmente, quando a temperatura é muito alta, a força normal atuante no pilar se anula, já que toda essa força passa a ser resistida unicamente pela mola.

Observa-se nas figuras 7.3, 7.5, 7.7, 7.9 que quanto maior o índice β (molas mais rígidas) em pilares com esbeltez constante, maior a força normal máxima atuante.

A influência do índice β é maior, quanto menor a esbeltez do pilar.

Quanto maior a relação da rigidez do pilar com a mola (β), as pequenas variações nesse índice (β) afetam menos, enquanto para índices β muito pequenos uma pequena variação nos seus valores tem maior incidência na força máxima atuante no pilar.

Observa-se em todos os pilares modelados, que a força normal máxima atuante ocorre aproximadamente a 150°C . Isso é devido a que entre 100°C e 200°C o valor de E começa a diminuir, embora a dilatação térmica continue aumentando.

Figura 7.7 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 80$.

Figura 7.8 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 100$.

Figura 7.9 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 120$.

Figura 7.10 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com esbeltez $\lambda = 140$.

Figura 7.11 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com seção CE 200x29 e $\beta = 1$.

Figura 7.12 Deformação axial do pilar variando com a temperatura, para pilares com seção CE 300x52 e $\beta = 1$.

Observa-se nas curvas a deformação axial negativa inicial quando ele é carregado ainda à temperatura ambiente.

Posteriormente, ele é aquecido dilatando-se, apresentando deformação axial positiva até atingir a dilatação máxima (no mesmo instante da força normal máxima), a partir desse instante o módulo de elasticidade diminui, o pilar retorna ao estado indeformado e passa a ter deformação negativa novamente. Embora o pilar apresente deformação axial positiva ele é sempre solicitado à compressão.

Observa-se em pilares com índice de esbelteza constante que quanto menor o índice β do modelo, maior a deformação axial máxima do pilar.

8. CONCLUSÕES

Foi estudado neste trabalho o comportamento de pilares biarticulados submetidos a altas temperaturas com distribuição uniforme. Para a modelagem numérica foi utilizado o programa de computador Vulcan, desenvolvido na Universidade de Sheffield.

Para mais bem conhecer o programa Vulcan, preliminarmente foram feitas análises à temperatura ambiente.

Foram consideradas não-linearidade geométrica, incluindo imperfeições iniciais, não-linearidade do material e restrições à dilatação axial.

Tanto à temperatura ambiente, quanto a altas temperaturas, comparam-se os resultados numéricos aos de métodos normatizados.

Em pilares reais esbeltos à temperatura ambiente a força normal resistente aproxima-se da carga crítica de Euler. Esse comportamento se mantém para pilares submetidos a altas temperaturas, mas levando em conta a diminuição das propriedades mecânicas do aço.

Em pilares curtos a força normal resistente aproxima-se da força normal de plastificação da seção transversal para a temperatura de cálculo. Em pilares de esbelteza média, é essencial a consideração de imperfeições, visto sua maior incidência sobre a força normal resistente.

O uso do programa Vulcan para pilares à temperatura ambiente sem a consideração de imperfeições geométricas, conduz a resultados de acordo com a hipérbole de Euler limitada pela resistência ao escoamento. A inclusão de imperfeições geométricas recomendadas pelo Eurocódigo, leva a resultados pouco satisfatórios se comparados com a norma europeia. Constatou-se que o Vulcan não considera explicitamente a presença de tensões residuais nos perfis.

Pilares sem imperfeições submetidos a altas temperaturas modelados com o Vulcan, não apresentam resultados satisfatórios se comparados ao Eurocódigo.

Considerando-se os valores das imperfeições geométricas recomendadas pelo Eurocódigo, os resultados numéricos se aproximam dos normatizados especialmente para temperaturas mais elevadas, da ordem de 500 °C .

O Vulcan permite considerar o efeito da restrição axial em pilares. Para estudar esse efeito neste trabalho criou-se um modelo utilizando uma mola numa das extremidades do pilar. A restrição parcial à dilatação do pilar aquecido gera uma força normal adicional crescente até uma determinada temperatura, a partir da qual decresce devido à redução do módulo de elasticidade. Nos casos estudados, a temperatura associada à máxima força normal adicional é de cerca de 150 °C. Nos casos estudados, a temperatura que leva a força normal adicional a se anular situa-se entre 380 °C e 540 °C.

Foram construídas curvas para determinação expedita da temperatura crítica, em função da esbeltez reduzida à temperatura ambiente, e do nível de carregamento. A temperatura crítica foi determinada com base nas curvas de dimensionamento do Eurocódigo (temperatura elevada) e do AISC (temperatura ambiente). Essas normas internacionais serão referência para as futuras revisões da NBR 14323 e NBR 8800 respectivamente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION **ANSI/AISC 360-05**
Specification for Structural Steel Buildings. 2005.

AMERICAN SPECIFICATION FOR TESTING AND MATERIALS **ASTM E119-00a**
Standard test methods for fire tests of building construction and materials. 2000.

ARBED. Commission of the European communities – Arbed-Recherches **Technical steel research – Practical design tools for unprotected steel columns submitted to ISO-Fire – Refao III.** Luxemburgo, 1993. 316 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323:1999**
Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432:1999**
Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:1986** Projeto e execução de estruturas de aço de edificios. Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

BAILEY C. G. **Simulation of the structural behaviour of steel-framed buildings in fire.** Tese de doutorado apresentada à Universidade de Sheffield, 1995.

BUCHANAN, A. H. **Structural Design for Fire Safety.** Londres, John Wiley & Sons, 2001.

CAI J.; BURGESS I. W.; PLANK R. J. **Modelling of asymmetric cross-section members for fire conditions** Journal of Constructional Steel Research v. 58, p. 389-412, Elsevier Sep. 2001.

ECKERT, E. R. G.; DRAKE R. M. **Heat and Mass Transfer**. Tóquio, Kogakusha; New York, McGraw-Hill, 1959.

EUROPEAN COMITÉ FOR STANDARDIZATION. **ENV 1993-1-1:2005** Eurocode 3: Design of steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruselas, 2005.

EUROPEAN COMITÉ FOR STANDARDIZATION. **ENV 1993-1-2:2005** Eurocode 3: Design of steel Structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruselas, 2005.

FRANSSSEN J.-M.; ZAHARIA R. **Design of Steel Structures subjected to Fire**. Liège, Lès Éditions de l'Université de Liège, 2005.

FSD. FIRE SAFETY DESIGN AB. Apresentação de atividades (incluindo o programa SuperTempCalc) do grupo de pesquisa em engenharia Fire Safety Design <<http://www.fsd.se/>> Ultimo acesso em: 30 de Julho de 2007.

HOLMAN, J. P. **Transferência de Calor**. Tradução de Milanez L.F. São Paulo, McGraw-Hill, 1983.

HUANG Z.; BURGESS I. W.; PLANK R. J. **Three-dimensional analysis of composite steel-framed buildings in fire**. Structural Engineering v. 126, n.3, p. 389-397, ASCE Mar. 2000.

HUANG Z.; BURGESS I. W.; PLANK R. J. **Non-linear structural modeling of a fire test subject to high restraint** Fire Safety Journal v. 36, p. 795-814, Elsevier Feb. 2001.

HUANG Z.; TAN K.. **Structural response of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 2: FE simulation with focus on experimental secondary effects.** Engineering Structures v. 29, p. 2036-2047, Elsevier Oct. 2006.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION **ISO 834-1:1999(E)**
Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General Requirements. Ginebra, 1999.

KIRBY B. R. **Developments and Applications in Structural Fire Engineering Design – A review.** Fire Safety Journal v. 11, p. 141-179, Elsevier Jul. 1986.

LOPES N. F. F. S. B. **Modelação numérica do comportamento de vigas-columna metálicas em situação de incêndio.** 2003. 162 p. Dissertação (Mestrado)
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra, Set. 2003.

NAJJAR S. R. **Three-dimensional analysis of steel frames, subframes in fire.**
Tese de doutorado apresentada à Universidade de Sheffield, 1994.

NAJJAR S. R.; BURGESS I.W. **A non-linear analysis for three-dimensional steel frames in fire conditions.** Engineering Structures v. 18, p. 77-89, 1996.

PANNONI F. D.; SILVA V. P.; FAKURY R. H.; RODRIGUES F. C. 2005 In: Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE, XXVI. 2005, Espirito Santo. **Simulation of a compartment flashover fire using hand calculations, a zone model and a field model.** Guarapari, Oct. 2005.

POPE N. D.; BAILEY C. G. **Quantitative comparison of FDS and parametric fire curves with post-flashover compartment fire test data.** Fire Safety Journal v. 41, p. 99-110, Elsevier Ene. 2006.

REIS A.; CAMOTIM D. **Estabilidade estrutural.** LISBOA, McGraw-Hill, 2001.

RODRIGUES J. P. C. **Fire Resistance of steel columns with restrained thermal elongation**. 2000. 388 p. Tese (Doutorado) Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, Dez. 2000.

SFER SHEFFIELD. STRUCTURAL FIRE ENGINEERING RESEARCH AT THE UNIVERSITY OF SHEFFIELD. Apresenta atividades de pesquisa. Disponível em: <<http://www.fire-research.group.shef.ac.uk/>> Ultimo acesso em: 30 de Julho de 2007.

SHIELDS, T. J.; SILCOCK G. W. H. **Buildings and Fire**. Singapur: Longman Scientific & Technical; New York: John Wiley & Sons, 1987.

SILVA V. P. **Flambagem Lateral de Vigas de Aço em Regime Elástico-Linear**. 1992. 155 p. Dissertação (Mestrado) Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1992.

SILVA V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. 1997. 170 p. Tese (Doutorado) Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Dez. 1997.

SILVA V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo, Zigurate, 2001.

SILVA V. P. 2005 In: Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE, XXVI. 2005, Espirito Santo. **On the determination of the temperature of unprotected steel members under fire situations**. Guarapari, Oct. 2005a.

SILVA V. P. **Determination of the temperature of thermally unprotected steel members under fire situations: Considerations on the section factor**. Latin American Journal of Solids and Structures v. 3 p. 113-125 Nov. 2005b.

SIMÕES DA SILVA, L; GERVÁSIO H. **Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados**. Portugal, CMM - Associação Portuguesa de Construção metálica e mista, 2007.

SUAZNABAR J. S.; SILVA V. P. 2008. In: Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, XIII. 2008, Santiago. **Modelamiento de columnas de acero en situación de incendio por el método de los elementos finitos**. Santiago, Mar. 2008. No prelo.

TALAMONA D.; FRANSSEN J.-M.; SCHLEICH J. B.; KRUPPA J. **Stability of Steel Columns in Case of Fire: Numerical Modeling** Journal of Structural Engineering v. 123, n. 6, p. 713-720 ASCE Jun. 1997.

VILA REAL, P. M. M. **Incêndio em Estruturas Metálicas, Cálculo estrutural**. Portugal: Orion, 2003.

VILA REAL P. M. M.; LOPES N.; SIMÕES DA SILVA L.; PILOTO P.; FRANSSEN J.-M. **Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire comparisons with Eurocode 3** Fire Safety Journal v. 39, p. 23-29, Elsevier Jul. 2003.

VSL. VULCAN SOLUTIONS LIMITED. Apresentação do programa Vulcan.
<<http://www.vulcan-solutions.com/>> Ultimo acesso em: 30 de Julho de 2007.

WANG Y. C. **Steel and Composite Structures, Behaviour and Design for Fire Safety**. Londres, Spon Press, 2002.

Wang Y. C. Postbuckling Behaviour of Axially Restrained and Axially Loaded Steel Columns under Fire Conditions. Journal of Structural Engineering. P. 371-380. ASCE Mar. 2004.

WICKSTRÖM U. **Heat Transfer by Radiation and Convection in fire testing**. Fire and Materials v. 28 p. 411-415 John Wiley & Sons Sep. 2003.

APÊNDICE A – Fator de imperfeição χ .

Pilares submetidos à compressão simples, ou seja, com carga excêntrica sem imperfeições, não existem na prática. O que existe na realidade são pilares com inevitáveis imperfeições, que desde um ponto de vista estrito devem ser considerados como elementos submetidos à flexão composta.

Se o momento fletor atuante numa barra for função da excentricidade de aplicação de carregamento (momento constante = $N \delta$) ou de uma imperfeição devido à curvatura inicial do eixo da barra, é possível transformar o dimensionamento à flexão composta num dimensionamento à compressão simples por meio de um fator de redução da capacidade resistente, χ .

O deslocamento total de uma peça com curvatura inicial (imperfeição) submetida à compressão (Figura A.1) é dado por:

$$\delta_t = \delta_0 + \delta = \delta_0 \mu \quad \text{A.1}$$

Onde:

$$\mu = \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} \quad \text{A.2}$$

Sendo μ o fator de amplificação de flechas.

Figura A.1 Pilar com imperfeição inicial.

Portanto, em regime elástico:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N}{A} + \frac{N\delta_t}{W} = \frac{N}{A} + \frac{N}{W} \frac{\delta_0}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} \quad \text{A.3}$$

Denominando-se:

$$\frac{N}{Af_y} = \chi \quad \text{A.4}$$

e

$$\sigma_{\max} = f_y \quad \text{A.5}$$

e sabendo-se que:

$$\frac{N}{N_{cr}} = \frac{\chi Af_y}{\pi^2 EI / \ell^2} = \frac{\chi \ell^2}{\pi^2 E / f_y / A} = \frac{\chi \ell^2 / r^2}{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \chi \frac{\lambda^2}{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \chi \lambda_0^2 \quad \text{A.6}$$

Resulta que a expressão:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_y \quad \text{A.7}$$

pode ser rescrita da seguinte forma:

$$\chi + \frac{\chi A \delta_0}{W(1 - \chi \lambda_0^2)} = 1 \quad \text{A.8}$$

Rearranjando, resulta:

$$\chi^2 \lambda_0^2 - \chi \left(1 + \lambda_0^2 + \frac{A \delta_0}{W} \right) + 1 = 0 \quad \text{A.9}$$

Resolvendo A.9, tem-se:

$$\chi = \frac{\left(1 + \frac{\delta_0 A}{W} + \lambda_0^2 \right) - \sqrt{\left(1 + \frac{\delta_0 A}{W} + \lambda_0^2 \right)^2 - 4 \lambda_0^2}}{2 \lambda_0^2} \quad \text{A.10}$$

Que é conhecida como expressão de Ayrton-Perry, em que $\frac{\delta_0 A}{W}$ é um fator de imperfeição da barra.

Geralmente, escreve-se a curvatura inicial (flecha) como função do comprimento da peça, ou seja:

$$\delta_0 = \frac{\ell}{n} \quad \text{A.11}$$

Lembrando-se que:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{\ell/r}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} \quad \text{A.12}$$

Tem-se:

$$\frac{\delta_0 A}{W} = \frac{\lambda_0}{n} \frac{A r}{W} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \quad \text{A.13}$$

Ou, reescrevendo-se a expressão de Ayrton-Perry, tem-se a expressão de Perry-Robertson:

$$\chi = \frac{(1 + \alpha \lambda_0 + \lambda_0^2) - \sqrt{(1 + \alpha \lambda_0 + \lambda_0^2)^2 - 4 \lambda_0^2}}{2 \lambda_0^2} \quad \text{A.14}$$

Onde:

$$\alpha = \frac{Ar}{nW} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \quad \text{A.15}$$

Adotando-se:

$$1000 \leq n \leq 1500 \quad \text{A.16}$$

$$80 \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \leq 90 \quad \text{A.17}$$

e sabendo-se que para os perfis laminados comercializados no Brasil, tem-se:

$$1,95 \leq \frac{Ar_y}{W_y} \leq 2,5 \quad \text{A.18}$$

Resulta:

$$0,1 \leq \alpha \leq 0,23 \quad \text{A.19}$$

Em 1925, Robertson, apud (REIS; CAMOTIM, 2001) admitiu:

$$\frac{\delta_0 A}{W} = 0,003 \lambda \quad (\alpha \sim 0,25)$$

Na Figura A.2 é apresentada a relação entre χ e λ_0 em função de α .

Figura A.2 Relação entre χ e λ_0 em função de α

A expressão de Perry corresponde a uma análise elástica. A norma europeia, Eurocode 3, recomenda expressões para dimensionamento com base na expressão de Perry, no entanto, considera uma imperfeição inicial “equivalente”, simulando a excentricidade de carga e as tensões residuais, e regime elasto-pástico. O Eurocode adota α entre 0,21 e 0,76, dependendo do tipo de seção do perfil e do plano da deformação, mas, substitui o fator de imperfeição $\alpha\lambda_0$ por um fator de imperfeição generalizado $\alpha (\lambda_0 - 0,2)$.

O valor de χ em situação de incêndio, χ_{fi} , conforme o Eurocódigo 3 Parte 1-2:2005 é o indicado na expressão 6.8. Segundo a NBR 14323:1999, que teve por base o Eurocódigo de 1995, o valor de χ_{fi} é determinado empregando-se o redutor χ (cujo símbolo anterior era ρ), da curva “c” definida na NBR 8800:1986, dividido por 1,2. Para fins de comparação, plotam-se na figura A.3 os valores de χ_{fi} em função de λ_0 conforme as duas normas e os valores de χ determinados por meio do AISC à temperatura ambiente divididos por 1,2. Para a construção desses gráficos adotou-se $\lambda_{0,fi} = \lambda_0/0,85$.

Figura A.3 – Relação entre χ_{fi} e λ_0 a altas temperaturas

APÊNDICE B – Resultados das modelagens.

Neste apêndice apresentam-se os resultados das modelagens de pilares com restrição axial, mas de maneira individual para cada modelagem.

A Figura B.1 apresenta um dos modelos construídos no programa Vulcan.

Figura B.1 Modelo utilizado no programa Vulcan.

A mola é representada por uma barra com a mesma seção transversal mantida à temperatura ambiente cujos nós têm todos os graus de liberdade restritos com exceção do deslocamento na direção axial. Pode ser observada a configuração inicial com a imperfeição geométrica do pilar.

As Figura B.2 a Figura B.45 apresentam os resultados da variação de deslocamentos e forças atuantes obtidos por meio do programa Vulcan.

Figura B.2 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 1.

Figura B.3 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 2.

Figura B.4 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 3.

Figura B.5 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 4.

Figura B.6 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 5.

Figura B.7 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 6.

Figura B.8 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 7.

Figura B.9 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 8.

Figura B.10 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 9.

Figura B.11 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 10.

Figura B.12 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 11.

Figura B.13 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 12.

Figura B.14 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 13.

Figura B.15 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 14.

Figura B.16 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 15.

Figura B.17 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 16.

Figura B.18 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 17.

Figura B.19 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 18.

Figura B.20 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 19.

Figura B.21 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 20.

Figura B.22 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 21.

Figura B.23 Variação do deslocamento do nó1 para o modelo 22.

Figura B.24 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 1.

Figura B.25 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 2.

Figura B.26 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 3.

Figura B.27 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 4.

Figura B.28 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 5.

Figura B.29 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 6.

Figura B.30 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 7.

Figura B.31 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 8.

Figura B.32 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 9.

Figura B.33 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 10.

Figura B.34 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 11.

Figura B.35 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 12.

Figura B.36 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 13.

Figura B.37 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 14.

Figura B.38 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 15.

Figura B.39 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 16.

Figura B.40 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 17.

Figura B.41 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 18.

Figura B.42 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 19.

Figura B.43 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 20.

Figura B.44 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 21.

Figura B.45 Variação da força atuante no pilar (azul) e na mola (vermelho) para o modelo 22.

Para melhor visualização a variação da temperatura com o tempo é um segmento de reta que vai desde o ponto tempo=0, temperatura=20 até o ponto tempo=60, temperatura=1000 cujas unidades são minutos e graus Celsius para o tempo e a temperatura respectivamente.

APÊNDICE C – Manual breve do programa Vulcan.

Neste apêndice apresenta-se o programa Vulcan e algumas instruções para realizar modelagens de pilares de aço em situação de incêndio.

Neste trabalho utilizaram-se varias versões do programa realizando-se 4 atualizações, mas neste apêndice vai ser apresentada detalhadamente unicamente a ultima versão de Novembro de 2006 cuja ultima atualização é de junho de 2007, essa é a versão 10.2.1 (Figura C.1), à diferencia das versões anteriores essa versão é executável e não precisa ser instalada na memória do computador.

Figura C.1 Janela inicial da versão 10.2.1 do programa Vulcan.

O passo inicial é definir os nós dos extremos do pilar, dando click no menu Geometry e escolhendo a opção nodes se têm a janela da Figura C.2 onde são adicionados, editados ou excluídos os nós da estrutura (Figura C.3).

Figura C.2 Janela de edição de nós.

Figura C.3 Nós dos extremos do pilar.

Dando click no menu Properties e escolhendo a opção Steel materials podem ser definidas, editadas ou excluídas as propriedades de um ou mais tipos de aços (Figura C.4).

Figura C.4 Janela de edição de materiais aço.

Dando click no menu Properties na opção Temperature curves é aberta a janela de edição de curvas temperatura-tempo (Figura C.5).

Figura C.5 Janela de edição de curvas temperatura-tempo.

O programa Vulcan não faz cálculos de transferência de calor, portanto na janela da Figura C.5 devem ser definidas as curvas de variação de temperatura do material e não do incêndio.

Para definir a seção transversal do pilar se deve dar click no menu Properties na opção Beam sections.

Figura C.6 Janela de edição de seções transversais.

Na janela de edição de seções transversais (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) é possível também associar um material à seção transversal. É possível discretizar a seção transversal para associar mais de uma curva temperatura-tempo à seção transversal.

Depois de definidos o material, a seção transversal e a curva temperatura-tempo pode ser construído o pilar dando click no menu Geometry escolhendo a opção Beams (Figura C.7).

Na janela da Figura C.7 deve ser introduzido o número do nó a partir do qual nasce um pilar (isto pode ser feito tanto para cima quanto para baixo), a partir do nó indicado deve ser definido o comprimento e o número de elementos do pilar. Também podem ser editados novamente a seção transversal, tipo de aço e a curva temperatura-tempo do material.

Figura C.7 Janela de edição de pilares.

Neste trabalho analisaram-se pilares com imperfeições geométricas as imperfeições geométricas podem ser introduzidas modificando as coordenadas dos nós do pilar na janela da Figura C.2.

As condições de contorno são definidas indo no menu Properties na opção Boundary Conditions (Figura C.8). A operação Check mostra as condições de contorno dos nós, a opção Attach define as condições de contorno dos nós.

Figura C.8 Janela de edição de condições de contorno.

O carregamento é introduzido indo no menu Properties na opção Loading (Figura C.9), no exemplo estudado é necessária uma carga pontual no nó superior, na direção axial, no sentido de compressão ao pilar.

Figura C.9 Janela de edição de carregamentos.

Depois de executados os passos explicados anteriormente se obtém a janela da Figura C.10.

Figura C.10 Pilar introduzido no programa Vulcan.

Posteriormente devem ser definidos os parâmetros referentes ao cálculo, no menu Analysis na opção Output specification (Figura C.11) é possível escolher os resultados requeridos para serem solicitados ao programa (No caso do exemplo do pilar biarticulado só são importantes o deslocamento axial do nó superior e o deslocamento lateral do nó na metade do comprimento do pilar).

Figura C.11 Janela de especificação de resultados requeridos.

No menu Analysis na opção Analysis Parameters (Figura C.12) é possível definir o modelo constitutivo do aço, as tolerâncias, os limites de iteração e os incrementos de carga de cada iteração.

Figura C.12 Janela de definição dos parâmetros de cálculo.

Finalmente com todos os dados do modelo introduzidos o cálculo se realiza indo no menu Analysis na opção Analyse.

Depois de realizados os cálculos, os resultados podem ser observados indo no menu Results, ali podem ser solicitados ao programa gráficos e tabelas com os resultados da variação dos deslocamentos, os esforços e a temperatura, esses resultados são devolvidos pelo programa em planilhas em formato excel.