

**PROJETO E CONSTRUÇÃO
DE PILARES MISTOS AÇO-CONCRETO**

Luciana Maria Bonvino Figueiredo

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Maximiliano Malite

São Carlos
1998

*Aos grandes amores da minha vida:
meus pais Sônia e Jesus*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maximiliano Malite, pela excelente orientação e paciência dipensadas durante a elaboração deste trabalho e pela honrosa amizade.

À FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pela bolsa de pós-graduação concedida, através da qual foi possível desenvolver este trabalho.

Aos amigos Professores José Jairo de Sáles, Roberto Martins Gonçalves, João Bento de Hanai e Márcio Antônio Ramalho.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial à Nadir, Rosi e Marta pela disponibilidade ornada de atenção e carinho que colaboraram para que este trabalho pudesse se concretizar.

Aos amigos do Departamento, Gabi, Ana, Aninha, Rodrigo, Andréa, Vanessa, Kris, Alex, Dudu e todos os outros que sempre estiveram presentes, nos estudos e nos momentos de descontração.

Aos amigos de graduação que continuaram por aqui, Cazuza, Lucia, Marcelo, Luiz, Marina, Guilherme, Faustino, Ricardo, Botinha, José, Tuca, que não deixaram, durante o mestrado, os bons momentos de outras épocas ficarem só na memória e aos que estão longe, Mana, Lu Berna, Lu Bixo, Satie, entre outros pelo prazer de fazerem parte da minha vida...

Aos amigos do predinho, Vivian, Juliana, Juliana, João, Taíra, Renata, Oridão, Sapo, Giuliano, Hila e à todos pelos momentos de descontração juntos e pelo apoio nas horas de dificuldade.

À Kelly, Ju e Lê, pela amizade e companheirismo de longa data.

À toda minha família, em especial ao Fernando, ao Henrique, à Mara e à Laurinha, que apesar da distância se dedicaram com amor e confiança sem os quais não seria possível a realização deste trabalho...

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	ii
LISTA DE SÍMBOLOS	iii
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1-Estruturas mistas aço-concreto.....	2
1.2-Pilares mistos aço-concreto.....	5
2. CLASSIFICAÇÃO E ASPECTOS CONSTRUTIVOS	8
2.1-Generalidades	9
2.2-Classificação de pilares mistos	11
2.2.1-Pilares mistos revestidos.....	11
2.2.2-Pilares mistos preenchidos	13
2.2.3-Outros tipos de pilares mistos.....	18
2.3-Aspectos construtivos	21
3. ASPECTOS ESTRUTURAIS	24
3.1-Comportamento estrutural.....	25
3.1.1-Generalidades	25
3.1.2-Fatores que influenciam na resistência de um pilar misto.....	26
3.2-Dimensionamento segundo as principais normas.....	37
3.2.1-AISC-LRFD (1994)	38
3.2.2-ECCS (1981)	41
3.2.3-BS 5400: Parte 5 (1979)	48
3.2.4-Eurocode 4 (1994)	53
3.2.5-Adaptações à NBR 8800/86	58
3.2.6-Recomendações do Texto-base da norma <i>Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio</i>	59
3.3-Algumas considerações sobre o dimensionamento de pilares mistos.....	66
4. A QUESTÃO DO INCÊNDIO	74
4.1-Incêndio em estruturas de aço	75
4.2-O Incêndio	76
4.2.1-Curvas tempo x temperatura	78
4.3-Aspectos relevantes ao dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio	84
4.3.1-Generalidades	84
4.3.2-Solicitações de cálculo.....	85

4.3.3-Propriedades mecânicas do aço	87
4.3.4-Considerações do texto base da norma <i>Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio</i>	91
4.3.5-Sistemas de proteção dos elementos de aço	101
4.4-Incêndio em pilares mistos	102
4.4.1-Generalidades	102
4.4.2-Considerações do texto base da norma <i>Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio</i>	104
5. EXEMPLOS	109
5.1-Exemplos de determinação da resistência à compressão de pilares mistos	110
5.1.1-Exemplo1	110
5.1.2-Exemplo2	114
5.1.3-Comparação de resultados.....	118
5.2-Exemplos de verificação de pilares mistos sujeitos à flexo-compressão.....	118
5.2.1-Exemplo3.....	118
5.2.2-Exemplo4.....	125
5.2.3-Comparação de resultados	130
6. CONCLUSÕES	133
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Seqüência de execução das atividades de um pórtico misto	10
FIGURA 2.2 - Tipos básicos de pilares mistos revestidos	11
FIGURA 2.3 - Detalhes de ligações de vigas com pilares mistos revestidos	12
FIGURA 2.4 - Tipos básicos de pilares mistos preenchidos	13
FIGURA 2.5 - Detalhes de ligações de vigas I com pilares mistos preenchidos.....	15
FIGURA 2.6 - Detalhes de ligações com os elementos de conexão ancorados no concreto do pilar misto preenchido	16
FIGURA 2.7 - Ligação com a viga "passando" pelo pilar.....	17
FIGURA 2.8 - Detalhes de ligações de pilares mistos preenchidos - (a) com uso de diafragmas e (b) com anéis enrijecedores.....	18
FIGURA 2.9 - Pilar misto tipo <i>battened</i>	19
FIGURA 2.10 - Pilar misto parcialmente revestido	20
FIGURA 2.11 - Outros tipos de pilares mistos.....	20
FIGURA 3.1 - Curva de flambagem adotada pelo AISC-LRFD (1994)	41
FIGURA 3.2 - Curvas de flambagem adotadas pelo ECCS (1981)	46
FIGURA 3.3 - Diagrama de interação momento-normal	47
FIGURA 3.4 - Distribuição de tensões em seções mistas sob flexo-compressão	48
FIGURA 3.5 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto revestido, flexão nos eixos de menor e maior inércia	62
FIGURA 3.6 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto parcialmente revestido, flexão nos eixos de menor e maior inércia...	62
FIGURA 3.7 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto preenchido	65
FIGURA 4.1 - Curva <i>tempo x temperatura</i> fornecida pela ISO 834/75.....	79
FIGURA 4.2 - Curva <i>tempo x temperatura</i> fornecida pela ASTM 119/88.....	80
FIGURA 4.3 - Diagramas <i>tensão/deformação</i> para temperaturas de 400°C, 500°C e 600 °C.....	87
FIGURA 4.4 - Curva tensão deformação em função de θ	89
FIGURA 4.5 - Variação da tensão de escoamento em função da temperatura.....	90
FIGURA 4.6 - Variação do módulo de elasticidade em função da temperatura	91

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 - Algumas obras em sistema misto no Brasil.....	4
TABELA 2.1 - Recomendações de projeto quanto aos materiais empregados.....	21
TABELA 2.2 - Recomendações de projeto quanto aos pilares mistos revestidos	22
TABELA 2.3 - Recomendações de projeto quanto aos pilares mistos preenchidos .	23
TABELA 3.1 - Valores dos coeficientes c_1 , c_2 e c_3 do AISC-LRFD (1994).....	40
TABELA 3.2 - Valores de η_1 e η_2 - ECCS (1981).....	43
TABELA 3.3 - Valores de c_1 e c_2 - BS 5400: Parte 5 (1979).....	49
TABELA 3.4 - Comprimento efetivo do pilar - ℓ_e - BS 5400: Parte 5 (1979).....	50
TABELA 3.5 - Valores de h_{10} e h_{20} - Eurocode 4 (1994)	55
TABELA 3.6 - Valores limites de \bar{I} abaixo dos quais são desprezados os efeitos da retração e da deformação lenta - Eurocode 4 (1994)...	55
TABELA 4.1 - Fatores de redução para o aço - Texto-Base... (1997).....	92
TABELA 4.2 - Fatores de redução para o concreto - Texto-Base... (1997).....	94
TABELA 4.3 - Dimensões mínimas da seção transversal de um pilar I-revestido em função do tempo requerido para resistir a incêndio - Texto-Base... (1997).....	105
TABELA 4.4 - Cobrimentos de concreto com função apenas de isolamento térmico - Texto-Base... (1997).....	105
TABELA 4.5 - Dimensões mínimas da seção transversal de um pilar I parcialmente revestido em função do tempo requerido para resistir a incêndio - Texto-Base... (1997).....	106
TABELA 4.6 - Dimensões mínimas da seção transversal de pilares preenchidos em função do tempo requerido de resistência a incêndio - Texto-Base... (1997).....	107
TABELA 5.1 - Resistências de cálculo à compressão obtidas em cada exemplo...	118
TABELA 5.2 - Valores adimensionais resultantes das expressões de interação.....	130

LISTA DE SÍMBOLOS

A_a	Área da seção transversal do perfil de aço (Eurocode 4)
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_g	Área bruta da seção
A_p	Área do pavimento
A_r	Área da seção transversal da armadura (ECCS, AISC/LRFD, BS 5400)
A_s	Área da seção transversal do perfil de aço (ECCS, AISC/LRFD, BS 5400), da armadura (Eurocode 4)
A_{sn}	Soma das áreas das barras da armadura na região entre a linha neutra e uma linha simétrica à ela;
A_{sni}	Áreas das barras da armadura na região $2h_n$.
A_v	Área de aberturas de ventilação
D_n	Ações permanentes
D_e	Diâmetro externo do tubo (BS 5400)
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E'_c	Módulo de elasticidade do concreto, considerando o efeito da deformação lenta
E_{cm}	Módulo secante do concreto (Eurocode 4)
$E_{c,T}$	Módulo de elasticidade do concreto de densidade normal à uma temperatura T_a
E_m	Módulo de elasticidade do aço modificado (AISC/LRFD)
E_r	Módulo de elasticidade do aço da armadura (ECCS)
E_s	Módulo de elasticidade do aço do perfil (ECCS, AISC/LRFD, BS 5400), do aço da armadura (Eurocode 4)
E_T	Módulo de elasticidade de qualquer tipo de aço à uma temperatura T_a
F_G	Valor nominal da ação permanente;

- $F_{Q,exc}$ Valor nominal das ações térmicas;
- F_Q Valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;
- I_a Momento de inércia da seção do perfil de aço (Eurocode 4)
- I_c Momento de inércia da seção de concreto
- I_r Momento de inércia da seção de armadura (ECCS, AISC/LRFD, BS 5400)
- I_s Momento de inércia da seção do perfil de aço (ECCS, AISC/LRFD, BS 5400), da armadura (Eurocode 4)
- H Poder calorífico específico do combustível
- L_n Ações temporárias em pisos resultantes do uso normal e que correspondem à presença de pessoas, mobiliário, etc.
- L_a Ações temporárias acidentais, correspondentes à concentração e à evacuação das pessoas em caso de incêndio e pânico.
- L Comprimento do pilar misto
- L_s Altura do pilar de aço curto
- L_c Altura crítica de um pilar isolado, rotulado com capacidade de carga igual à carga aplicada, N
- M_{cr} Momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente
- M_d Momento fletor de cálculo (NBR 8800)
- $M_{f_i,t,Rd}$ Resistência de cálculo ao momento fletor, em situação de incêndio, no tempo t
- M_{pl} Momento de plastificação da seção transversal, de cálculo, em temperatura ambiente
- M_r Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal, para projeto, em temperatura ambiente
- M_u Resistência ao momento fletor da seção mista considerando a seção plastificada (ECCS)
- M_{uy} Resistência ao momento fletor da seção mista considerando a seção plastificada (ECCS)

- $M_{v,out}$ Massa de gás que flui, na unidade de tempo, para fora do ambiente em chamas pelas aberturas de área A e altura h .
- $M_{ypl,Rd}$ Resistência ao momento fletor da seção mista considerando a seção plastificada (Eurocode 4)
- $M_{zpl,Rd}$ Resistência ao momento fletor da seção mista considerando a seção plastificada (Eurocode 4)
- N Força axial atuante total (ECCS)
- N_{ay} Resistência de cálculo do pilar misto considerando a flambagem global
- N_{cr} Carga crítica de Euler (Eurocode 4, ECCS)
- N_d Normal de cálculo (NBR 8800)
- N_e Força crítica de Euler (NBR 8800)
- $N_{fi,t,Rd}$ Resistência de cálculo de elementos axialmente solicitados, em situação de incêndio, no tempo t
- $N_{fi,t,ex}$ Carga crítica de flambagem elástica por flexão, em situação de incêndio, no tempo t em torno do eixo x
- $N_{fi,t,ey}$ Carga crítica de flambagem elástica por flexão, em situação de incêndio, no tempo t em torno do eixo y
- N_{Gsd} Parte da carga axial de cálculo que é permanente (Eurocode 4)
- N_k Resistência de cálculo do pilar misto considerando a flambagem global
- N_{per} Força axial atuante permanente (ECCS)
- N_{plR} Corresponde ao valor de N_{plRd} , com os coeficientes tomados iguais a 1,0. (Eurocode 4)
- N_{plRd} Resistência axial última da seção mista (Eurocode 4)
- N_{sd} Carga axial de cálculo (Eurocode 4)
- N_u Resistência axial última da seção mista (ECCS, BS 5400)
- N_{uc} Parcela do concreto na resistência axial última da seção mista (ECCS)
- N_{ur} Parcela da armadura na resistência axial última da seção mista (ECCS)
- N_{us} Parcela do perfil na resistência axial última da seção mista (ECCS)

N'_u	Resistência axial última da seção mista de pilares preenchidos circulares (ECCS)
N'_{uc}	Parcela do concreto da resistência axial última de pilares preenchidos circulares (ECCS)
N'_{us}	Parcela do perfil da resistência axial última de pilares preenchidos circulares (ECCS)
N_y	Normal última de um pilar sujeito à flexo-compressão, com momento de cálculo M_y
P_c	Potencial calorífico (kg madeira/ m^2)
$R_{fi,d,t}$	Resistência de cálculo do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio, no tempo t
$S_{fi,d}$	Solicitação de cálculo em situação de incêndio, representa genericamente $M_{fi,t,Sd}$, $N_{fi,t,Sd}$ e $V_{fi,t,Sd}$.
S	Ação da neve
T_f	Temperatura dos gases
T_i	Temperatura na superfície interna do vedo
T_I	Temperatura de referência interna ao vedo
T_e	Temperatura na superfície externa do vedo
T_0	Temperatura do ambiente externo ao compartimento em chamas
T_f	Temperatura dos gases
T_{max}	Temperatura máxima dos gases
T_0	Temperatura inicial (suposta 20 °C)
$V_{fi,t,Rd}$	Resistência de cálculo à força cortante, em situação de incêndio, no tempo t
V_{pl}	Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
W	Ação do vento
Z_{pa}	Módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural;
Z_{ps}	Módulo de resistência plástico da seção da armadura de concreto;

- Z_{pc} Módulo de resistência plástico da seção de concreto, não-fissurado;
- Z_{pan} , Z_{psn} , Z_{pcn} - Módulos de resistência plásticos
- a_c Parâmetro de contribuição do concreto (BS 5400)
- c_1 , c_2 e c_3 Constantes.
- C Calor específico do material de vedação do ambiente
- c_a Calor específico
- $c_p(T)$ Calor específico dos gases em combustão
- d Diâmetro externo do tubo (ECCS)
- e_i Distâncias dos eixos das barras da armadura de área A_{si} aos eixos de simetria da seção
- e_{pl} Excentricidade devido a assimetria
- e_{yi} Distâncias dos eixos das barras da armadura ao eixo x;
- f_{cc} Resistência característica majorada pelo efeito de confinamento do concreto sob força axial (BS 5400)
- f_{cd} Resistência de cálculo à compressão do concreto
- f'_{cd} Resistência de cálculo à compressão do concreto majorada pelo efeito do confinamento em pilares preenchido circulares (ECCS)
- f_{ck} Resistência característica do concreto à compressão
- f_{ckb} Resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à 20°C
- $f_{ckb,T}$ Resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à uma temperatura T_c ;
- $f_{ck,T}$ Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal à uma temperatura T_c ;
- f_{cu} Resistência característica do concreto aos 28 dias (BS 5400)
- f_{my} Limite de escoamento do aço modificado (AISC/LRFD)
- f_{rd} Limite de escoamento do aço da armadura (ECCS, BS 5400)

- f_{sd} Limite de escoamento do aço do perfil (ECCS, BS 5400)
- f'_{sd} Limite de escoamento do aço do perfil minorado pelo efeito do confinamento em pilares preenchidos circulares (ECCS)
- f_{sk} Limite de escoamento do aço da armadura
- f_y Limite de escoamento de aço do perfil (AISC/LRFD)
- f_{yr} Limite de escoamento do aço da armadura (AISC/LRFD)
- $f_{y,T}$ Limite de escoamento dos aços laminados a quente à uma temperatura T_a
- f'_y Limite de escoamento do aço reduzido pelo efeito de conter o concreto confinado (BS 5400)
- $f_{y0,T}$ Limite de escoamento dos aços trefilados à uma temperatura T_a
- f_{y0} Limite de escoamento dos aços trefilados à 20 °C
- h_n Distância do eixo de flexão à linha neutra.
- h_v Altura em que se encontram estas aberturas
- k_1 Fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal
- k_2 Fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra
- $k(x, T)$ Condutibilidade térmica dos componentes de vedação do ambiente ($W/m^{\circ}C$)
- $k_{y,T}$ Fator de redução, relativos aos valores à 20 °C, para o limite de escoamento dos aços laminados a quente, em temperatura elevada
- $k_{y0,T}$ Fator de redução, relativos aos valores à 20 °C, limite de escoamento dos aços trefilados, em temperatura elevada
- $k_{E,T}$ Fator de redução, relativos aos valores à 20 °C, módulo de elasticidade de todos os tipos de aço, em temperatura elevada
- $k_{c,T}$ Fator de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal
- $k_{cb,T}$ Fator de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência característica à compressão dos concretos de baixa densidade

- $k_{c,T}$ Fator de redução, relativo à 20°C, da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal
- $k_{y,T}$ Fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura T_a , atingida no tempo t
- ℓ_E Comprimento do pilar para o qual a força crítica de Euler é igual à resistência axial última (BS 5400)
- ℓ_e Comprimento efetivo de flambagem do pilar considerado (BS 5400)
- ℓ Comprimento efetivo de flambagem do pilar (ECCS, Eurocode 4)
- ℓ_k Comprimento efetivo de flambagem do pilar misto (ECCS)
- q Carga de incêndio em MJ/m^2 de área total, admitindo que a taxa de combustão e a radiação sejam similares às da madeira.
- r_m Raio de giração modificado (AISC/LRFD)
- t Espessura do tubo
- t Tempo de duração do incêndio
- z_{CG} Posição do centro de gravidade
- z_a , z_c e z_s Distância dos respectivos centros de gravidade ao eixo de referência
- z_{pl} Linha neutra plástica:
- $\Delta\ell/\ell$ Alongamento
- α Parâmetro de contribuição do concreto (ECCS)
- $\mathbf{a}_r^i(T)$ Coeficiente de transferência de calor por radiação do ambiente interno
- $\mathbf{a}_c^i(T)$ Coeficiente de transferência de calor por convecção do ambiente interno
- \mathbf{d} Parâmetro de contribuição do aço (Eurocode 4)
- e_r Emissividade resultante, dependente da radiação entre chama e superfície interna da vedação do compartimento em chamas, adimensional.
- $f_c N_y$ Resistência de cálculo à força normal, sem consideração de flambagem global, dada por $0,9 (Q A_g f_y)$ (NBR 8800)

- $f_c N_n$ Resistência de cálculo à força normal, considerando flambagem global e local, dada por $0,9 (r Q A_g f_y)$ (NBR 8800)
- $f_c M_n$ Resistência de cálculo ao momento fletor, da seção composta, supondo plastificação total (NBR 8800)
- γ_c Coeficiente de minoração de resistência do concreto
- γ_s Coeficiente de minoração de resistência do aço
- g_{Ma}, g_c, g_s Coeficientes parciais de segurança de cada material
- g_c Peso específico do concreto
- g_g Coeficiente de ponderação para ações permanentes:
- l Condutividade térmica do material de vedação do ambiente
- l_a Condutividade térmica
- $l_{p,fi}$ Parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação em situação de incêndio
- λ_{pm} Índice de esbeltez do pilar misto corresponde à plastificação (AISC/LRFD)
- $l_{r,fi}$ Parâmetros de esbeltez correspondentes ao início do escoamento em situação de incêndio
- \bar{l} Índice de esbeltez
- $\bar{\lambda}_m$ Índice de esbeltez reduzido da seção mista (AISC/LRFD)
- η_1, η_2 Constantes tabeladas
- r Massa específica do material de vedação do ambiente
- r_a Massa específica do aço,
- r_{fi} Fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio,
- s Constante de Stefan-Boltzmann
- v Grau de ventilação
- c Coeficiente

RESUMO

FIGUEIREDO, L.M.B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Um pilar misto aço-concreto consiste basicamente de um elemento de aço, simples ou composto, predominantemente comprimido, que trabalhe em conjunto com o concreto simples ou armado. Há basicamente dois tipos de pilar misto: os *revestidos* e os *preenchidos*. Os revestidos são formados por um perfil de aço embutido em uma seção de concreto, garantindo a proteção ao fogo (havendo necessidade de armaduras). Os pilares preenchidos são tubos de aço, circulares ou retangulares, preenchidos com concreto, dispensando qualquer tipo de armadura e a necessidade do uso de formas; porém para proteger do fogo e da corrosão exige-se um tratamento “extra” do tubo de aço. A norma brasileira NBR 8800/86 - “Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios” quanto as estruturas mistas se dedica apenas àquelas submetidas à flexão simples (vigas mistas), não abordando as estruturas basicamente comprimidas (pilares mistos). Já as normas LRFD-AISC/86 - “Load and resistance factor design”, Eurocode 4, BS 5400 apresentam considerações específicas sobre o dimensionamento de barras axialmente comprimidas e flexo-comprimidas, tratando tanto dos elementos revestidos quanto dos preenchidos. Do ponto de vista estrutural, são analisadas e discutidas as prescrições das principais normas estrangeiras aplicáveis. Quanto aos aspectos construtivos, apresentam-se técnicas de execução e de acabamento, dando especial atenção a questão da resistência ao fogo.

Palavras-chave: estruturas mistas aço-concreto; pilares mistos; pilares revestidos; pilares preenchidos.

ABSTRACT

FIGUEIREDO, L.M.B. *Steel-concrete composite columns - Design and building*. São Carlos, 1998. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A composite column may be defined as a member made of a structural steel section, basically under compression, working with simple or reinforced concrete. There are basically two kinds of steel-concrete composite columns: structural steel section encased in concrete which has fire protection and it is necessary to use reinforcement and tubes filled with concrete which it is not necessary to use reinforcement and formwork but it require an extra protection to fire. Steel Brazilian code NBR 8800/86 - "Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios" give specifications only for steel-concrete member under bending (composite beams). This code negligence composite members under compression (composite columns). LRFD-AISC/86 - "Load and resistance factor design", Eurocode 4, BS 5400 give specifications about steel-concrete composite columns under compression and bending combined to concrete encased composite columns and steel tubes filled with concret. Codes requirements, constructional aspects and fire behaviour of composite columns are presented and discussed.

Keywords: steel concrete composite structures; composite columns; steel section encased in concrete; tubes filled with concrete.

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO

1.1 ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Apesar de parecer uma técnica recente, as estruturas mistas aço-concreto surgiram no fim do século passado. A combinação de perfis de aço e concreto, simples ou armado, em elementos estruturais procura associar as vantagens que cada um dos materiais pode oferecer, tanto em termos resistentes quanto em termos construtivos.

Segundo GRIFFIS (1994) as primeiras construções mistas nos Estados Unidos datam de 1894 quando uma ponte e um edifício foram construídos usando vigas de aço revestidas com concreto e foram utilizadas como alternativa de proteção ao fogo e à corrosão dos elementos estruturais de aço. Pode-se dizer, portanto, que as estruturas mistas aço-concreto surgiram casualmente. GRIFFIS (1994) ressalta ainda que a intensificação do seu uso deu-se devido ao grande número de edifícios altos construídos nas décadas de 20 e 30, entretanto com sua finalidade ainda atrelada a proteção ao fogo e à corrosão conferidas pelo concreto.

O primeiro registro de normalização de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York City Building Code*. MALITE (1990) lembra ainda que em 1944 o assunto foi introduzido nas normas da *American Association of State Highway Officials* (AASHO, hoje denominada de AASHTO). No Brasil, as estruturas mistas só foram normatizadas em 1986 pela NBR 8800-*Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*, que no entanto se limita a abordar somente os elementos mistos fletidos (vigas mistas).

Pode-se observar portanto que as estruturas mistas tiveram um processo de desenvolvimento onde primeiro surgiu a técnica, que trazia vantagens econômicas. Somente após o desenvolvimento do processo construtivo e de sua utilização é que houve a motivação para o desenvolvimento de pesquisas que resultariam em teorias e procedimentos de cálculo, de modo que qualificasse e quantificasse o problema. Muito tempo depois elas foram normalizadas. GRIFFIS (1994) ressalta que há ainda muita pesquisa a ser feita nesta área e que as teorias e procedimentos de cálculo ainda estão em desenvolvimento.

A escolha por este tipo de sistema construtivo está atrelada às vantagens oferecidas por ele em comparação aos sistemas convencionais que utilizam apenas o aço estrutural ou o concreto armado.

As estruturas de aço oferecem vantagens na montagem, condições de executá-la em quaisquer condições de tempo e possibilita economias nas fundações devido ao peso próprio relativamente baixo da estrutura, além de oferecer um canteiro de obras mais limpo e acessível.

O concreto apresenta as vantagens de compor seções mais rígidas e de ser mais resistente ao fogo e à corrosão, em comparação com o aço. Pesquisas têm sido desenvolvidas nos últimos anos no sentido de tornar o concreto um material cada vez mais interessante, como por exemplo, desenvolvimento de técnicas para obtenção de concretos de alta resistência; utilização de agregados leves visando diminuir o peso próprio do material e melhoramento das técnicas construtivas de modo que possibilitem rapidez e versatilidade na construção.

Porém quando se trata de estruturas mistas aço-concreto pode-se dizer que o objetivo é aproveitar ao máximo as vantagens que cada um dos dois materiais pode proporcionar. GRIFFIS (1994) lista diversas vantagens que as estruturas mistas propiciam:

- economia de material, por se tirar proveito estrutural do elemento de proteção ao fogo e à corrosão;
- atende às preferências por um ou outro material (lugares com tradição em aço ou concreto);
- enrijecimento da estrutura de aço pelo concreto, eliminando ou reduzindo problemas de instabilidades locais e globais.

DIAS (1993), em apresentação das principais edificações em aço no Brasil, chama a atenção para os edifícios de múltiplos andares construídos utilizando o sistema construtivo de vigas mistas, onde somente alguns foram projetados admitindo-se a interação aço-concreto. A tabela 1.1 resume os principais aspectos de alguns destes edifícios.

TABELA 1.1 - Algumas obras em sistema misto no Brasil

	Ed. Garagem América	Ed. Palácio do Comércio	Ed. Avenida Central	Ed. Santa Cruz	Ed. Sede do IPERJ	Escritório Central da CSN
Finalidade	Garagem	Comercial (Escritório)	Comercial (Escritório)	Comercial e Residencial	Escritório	Escritório
Localização	São Paulo-SP	São Paulo-SP	Rio de Janeiro-RJ	Porto Alegre-RS	Rio de Janeiro-RJ	Volta Redonda-RJ
Ano	1957	1956-1959	1959-1961	1961-1963	1965	1962-1963
Projeto Arquitetônico	Rino Levi	Lucjan Korngold	Henrique E. Mindlin	Jayme Luna dos Santos	Afonso Eduardo Reidy	Glauco do Couto Oliveira (CSN)
Projeto Estrutural	Paulo R. Fragoso	Paulo R. Fragoso	Paulo R. Fragoso	Paulo R. Fragoso	Paulo R. Fragoso	José Villas Boas
Construção/Fabricação e Montagem	Cavalcante e Junqueira / FEM	Lucjan Korngold/ FEM	Capua & Capua/ FEM	Woebcke/ FEM	FEM	FEM
Principais dimensões	16 pav.; área total: 15.214m ² , pé direito: 2,65m	24 pav.; área total: 21.655m ² , pé direito: 3,15m, altura total: 73m	36 pav.; área total: 75.000m ² , altura total: 112m	34 pav.; área total: 48.727m ² , altura total: 103m	24 pav.; área total: 17.155m ² , pé direito: 2,65m, altura total 76,5m	18 pav.; área total: 21.655m ² , pé direito: 3,50m
Aço	948 t de aço ASTM A-7, 62,3 kg/m ²	1.360 t de aço ASTM A-7, 62,8 kg/m ²	5.620 t de aço ASTM A-7, 74,9 kg/m ²	4.011 t de aço ASTM A-7, 82,3 kg/m ²	1.218 t de aço ASTM A-7, 71,0 kg/m ²	2.600 t de aço ASTM A-7, 70,0 kg/m ²
Proteção contra incêndio		Estruturas internas revestidas com placas pré-moldadas de gesso com vermiculita e as externas, nas fachadas com concreto e alvenaria. Todos os pavimentos dispõem de sistema de cortina d'água com acionamento manual.	Vigas revestidas com concreto; pilares internos com tijolos furados e pilares e vigas externos com abesto projetado.	Todos os elementos em aço estão protegidos contra incêndio pelo sistema de recobrimento do tipo caixa.	Projeto do sistema de proteção de Jorge Oliveira Castro - alvenaria de tijolos cobrindo as almas dos perfis, bem como uma argamassa de cimento e vermiculita, com espessura de 1,5cm p/ vigas e 3,5cm p/ pilares	

1.2 PILARES MISTOS AÇO CONCRETO

Os pilares mistos aço-concreto são basicamente constituídos de um elemento de aço estrutural, simples ou composto, que poderá ser preenchido ou revestido de concreto, apresentando uma série de vantagens construtivas e estruturais.

Quando surgiram os primeiros pilares mistos o concreto usado era de baixa resistência e os ganhos em rigidez e resistência, provenientes desta associação, não eram computados nos cálculos. Começou então a surgir a necessidade de pesquisas que esclarecessem o comportamento dos elementos mistos.

GRIFFIS (1994) aponta os Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade de Columbia como os primeiros a desenvolverem os ensaios em pilares mistos em 1908, enquanto FURLONG (1988) cita Burr como um dos pioneiros nos ensaios também em 1908. De qualquer forma as pesquisas tiveram continuidade em trabalhos que buscavam mostrar que um pilar de aço revestido com concreto tinha capacidade de carga maior que o de um pilar de aço isolado.

As principais normas aplicáveis admitem a interação completa entre os elementos aço e concreto em pilares mistos, uma vez que, por definição, pilares são elementos estruturais essencialmente comprimidos e então, sujeitos à pequenos esforços de cisalhamento.

Os pilares de aço preenchidos ou revestidos com concreto têm aplicações vantajosas tanto em estruturas de pequeno porte quanto em edifícios altos. Segundo GRIFFIS (1994), os pilares mistos podem ser empregados em galpões de armazenagem, quadras esportivas cobertas, terminais rodoviários, pavilhões etc., onde a proteção do perfil de aço com o concreto seria uma solução desejável por motivos estéticos ou de proteção contra corrosão, incêndio ou impactos de veículos. Nestes casos as vantagens estruturais viriam como consequência da solução empregada por outro motivo. Em estruturas de edifícios altos o emprego de pilares mistos é muito variado, sendo possível utilizá-los em diversos tipos de sistemas estruturais conhecidos. Nos Estados Unidos um uso muito freqüente de pilares mistos

é em sistemas estruturais tubulares, onde a estrutura externa tubular, que irá resistir à todo carregamento lateral devido ao vento e à ação sísmica, é formada por pilares mistos muito próximos.

GRIFFIS (1994) cita alguns edifícios nos Estados Unidos em estrutura mista, inclusive com pilares mistos:

- Control Data Building, Houston, Texas. Construído em 1969 e com apenas 20 andares marca o início da era dos edifícios em estruturas mistas. Foi o primeiro edifício em estrutura mista projetado pelo Dr. Fazlur Khan.
- Three Houston Center Gulf Tower, Houston, Texas. Com 52 andares e com sistema estrutural tubular, foi projetado por Walter P. Moore e Associados e destaca-se pela diferença de 12 andares entre as operações de montagem da estrutura de aço e a concretagem.
- First City Tower, Houston, Texas. Projetado e construído com pilares mistos nas quatro faces do edifício de 49 andares.
- Momentum Place, Dalas, Texas. Com 60 andares, envolveu pesquisas preliminares intensas para se escolher a melhor opção do sistema estrutural e do esquema de construção.
- InterFirst Plaza, Dallas, Texas. Com 72 andares, este edifício é suportado por 16 pilares mistos de grande porte posicionados a 6 m do perímetro do edifício, resultando em uma solução arquitetônica mais interessante.
- One Mellon Bank, Bank Center (Dravo Tower), Pittsburgh, Pennsylvania
- Bank of China Building, Hong Kong. Com 369 m é o quinto edifício mais alto do mundo, o mais alto fora dos Estados Unidos e o mais alto do mundo em estrutura mista.

UY & DAS (1997) citam a aplicação dos pilares mistos em edifícios altos na Austrália, tais como: Asselden Place, Commonwealth Plaza, Westralia Square, Forrest Centre e Myer Centre.

O edifício mais alto da Europa, o Commerzbank, ainda em construção, em Frankfurt, na Alemanha e o futuro edifício mais alto do mundo, o Shimizu Super High Rise Buildings também possuem pilares mistos.

Em alguns destes edifícios citados acima, principalmente os mais altos, usam-se pilares mistos com concreto de alta resistência, obtendo-se pilares ainda mais resistentes e sem precisar ter seções transversais muito grandes, o que comprometeria a arquitetura do edifício.

Outra aplicação muito usual dos pilares mistos é em recuperação de estruturas. Em face às facilidades que este tipo de solução proporciona, tem se tornado uma técnica cada vez mais utilizada transformar estruturas de aço convencional ou em concreto armado, que por um motivo ou outro precisem ser recuperadas ou reforçadas, em estrutura mista. O pilar em aço a ser reforçado é facilmente enrijecido e tem ganhos consideráveis em resistência quando é revestido com concreto. Já em pilares de concreto armado a serem reforçados, a opção de se utilizar perfis ou chapas de aço torna-se interessante uma vez que, diferentemente do reforço com o próprio concreto, não acarreta um aumento da seção transversal, comprometendo a arquitetura da edificação. Nestes casos, CÁNOVAS (1988) apresenta uma alternativa usual que consiste na colocação de quatro cantoneiras nos cantos do pilar unidas lateralmente entre si por presilhas de chapa de aço (talas). Para garantir o trabalho em conjunto dos materiais, isto é, evitar que o aço trabalhe somente depois que o concreto atingir a ruptura, é preciso garantir uma união *rígida* dos elementos de aço do reforço na base do pilar aos elementos de concreto existentes (vigas, lajes ou fundações). Esta união *rígida* é garantida por meio de uma argamassa epoxídica. Uma outra alternativa nesta mesma linha seria o uso de chapas de aço coladas ou chumbadas nas faces dos pilares de concreto. Em pesquisa recente NETTO JR & DUMÊT (1997) confirmaram a eficiência desta técnica.

CAPÍTULO 2
CLASSIFICAÇÃO E ASPECTOS
CONSTRUTIVOS

2.1 GENERALIDADES

Na seção I.1 da edição do AISC/LRFD (1994) é apresentada uma definição de pilares mistos como sendo *um perfil de aço soldado ou laminado revestido com concreto ou tubos de aço preenchidos com concreto*. Desta definição classificam-se os pilares mistos como pilares revestidos e preenchidos, respectivamente. Entretanto há outras formas de obter elementos com comportamento satisfatório usando o aço e o concreto. Há os pilares tipo *battened*, formados por dois perfis tipo U ligados por talas e preenchidos com concreto, os pilares parcialmente revestidos, entre outros.

Quanto aos aspectos construtivos, além das recomendações apresentadas pelas principais normas, o projetista deve estar atento para detalhes importantes do projeto, como as conexões dos pilares mistos com as vigas e o processo de execução da obra.

Assim como em estrutura de aço convencional, há várias maneiras de se detalhar uma ligação viga-pilar em estrutura mista. A escolha pelo tipo de detalhe de ligação irá variar de acordo com o tipo de comportamento que o projetista deseja da ligação, além das limitações impostas pelo projeto arquitetônico.

Quanto ao processo de execução da obra, entende-se que a construção da estrutura mista pode ser feita de diversas maneiras quanto a etapa de concretagem, uma vez que a estrutura não tem a estabilidade final e a resistência às forças horizontais até que o concreto seja lançado e curado. Desta forma, segundo VALLENILLA & BJORHORDE (1990), a execução da estrutura deve ser tal que o espaçamento entre as atividades de montagem da estrutura de aço e de lançamento do concreto não seja grande demais de modo a afetar a estabilidade da estrutura e nem pequena demais para perder a eficiência do andamento da obra. GRIFFIS (1994) alerta para o planejamento das etapas da construção e para o controle intensivo do andamento da obra para que não ocorram sobrecargas nos elementos de aço antes da concretagem, garantindo a segurança da estrutura e dos operários. Como exemplo, a figura 2.1 ilustra a seqüência de construção de um pórtico misto, chamando atenção para o espaçamento entre atividades.

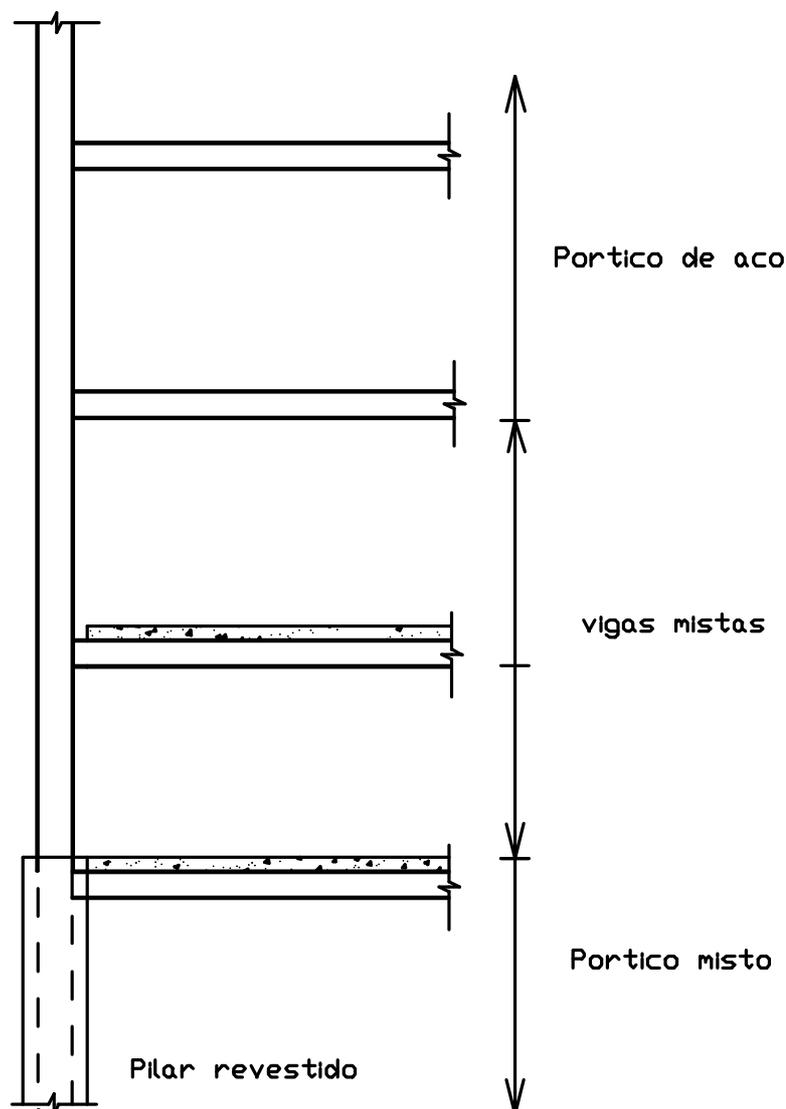


FIGURA 2.1 - Seqüência de execução das atividades de um pórtico misto.

BRIDGE & WEBB (1992) também apresentam um tipo de montagem da estrutura com pilares mistos preenchidos por etapas. Constitui-se uma técnica diferente de concretagem de pilares preenchidos onde são concretados vários tramos de uma só vez de baixo para cima através da técnica *pumped into and up* onde o concreto preenche o tubo por meio de bombeamento na base do tubo, não havendo a necessidade de vibrar e segundo BRIDGE & WEBB (1992) esta é a parte chave da facilidade construtiva dos pilares preenchidos.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS

2.2.1 Pilares mistos revestidos

Neste tipo de pilar o elemento estrutural de aço pode ser formado por um ou mais perfis ligados entre si (figura 2.2), que podem ser laminados, soldados ou formados a frio. Neste tipo de pilar recomenda-se o emprego de uma armadura para combater a expansão lateral do concreto e também para prevenir a desagregação do revestimento de concreto.

Nos pilares mistos revestidos ocorre um aumento de resistência, pela adição de um material que trabalha em conjunto com o aço, impedindo na maioria dos casos flambagens global e local, além de desempenhar a função adicional de proteção ao fogo e corrosão.

A principal desvantagem deste tipo de pilar misto é que requer o uso de fôrmas para concretagem, tornando-o, entre os três tipos de pilares, o mais trabalhoso em termos de execução. Entretanto, os pilares revestidos podem adquirir a forma que se desejar: circular, retangular, quadrada, triangular e etc. Na prática as formas mais utilizadas são as retangulares e as quadradas e possuem barras longitudinais de armadura nos 4 cantos, além da armadura transversal (estribos). Este arranjo permite conexões de vigas em pilares sem interromper a continuidade das barras verticais e conduz a grande eficiência estrutural do pilar.

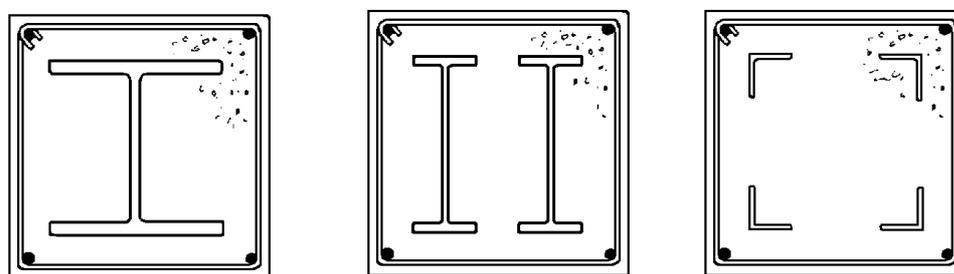
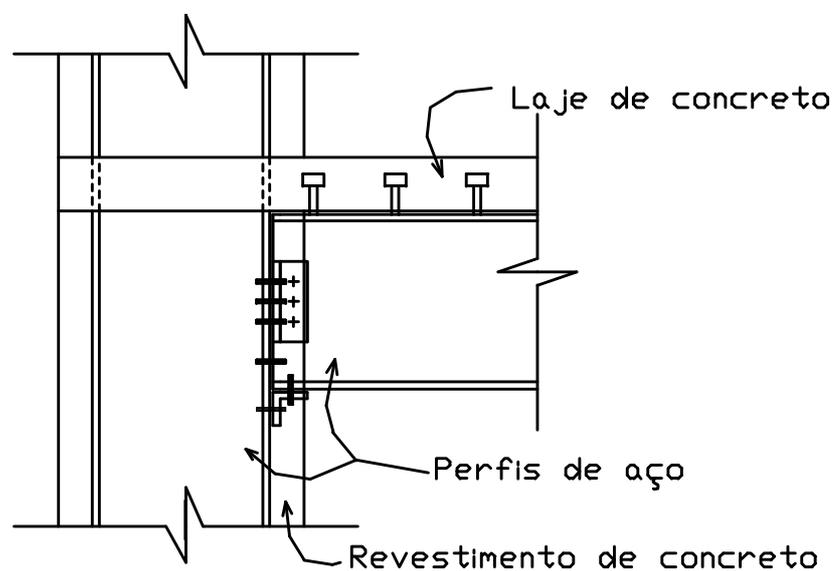


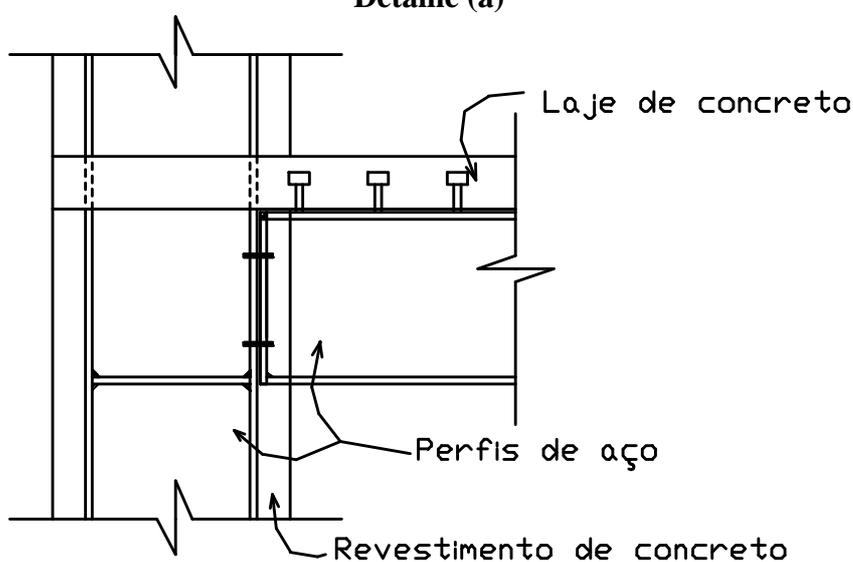
FIGURA 2.2 - Seções típicas de pilares mistos revestidos

Devido aos inúmeros detalhes de ligações viga-pilar que se pode configurar, conforme já explicitado, a figura 2.3 mostra, a título ilustrativo, dois detalhes de

ligação de um pilar misto revestido e uma viga mista, como são normalmente empregados.



Detalhe (a)



Detalhe (b)

FIGURA 2.3 - Detalhes de ligações de vigas com pilares mistos revestidos

O detalhe (a) da figura 2.3 corresponde à uma ligação assumida como flexível, constituída por cantoneiras de alma parafusadas à mesa do pilar.

Uma alternativa interessante seria optar por ligações semi-rígidas, que na maioria dos casos constitui uma solução mais prática e econômica, uma vez que ligações mais rígidas resultam geralmente em uma solução mais cara. O detalhe (b) da figura 2.3 ilustra uma ligação semi-rígida entre pilar revestido e viga mista.

2.2.2 Pilares mistos preenchidos

Os pilares preenchidos (figura 2.4) são constituídos de perfis tubulares (principalmente retangulares e circulares) preenchidos com concreto, dispensando armadura e fôrma, caracterizando a principal vantagem deste tipo de elemento misto.

BRIDGE & WEBB (1992) apontam vantagens construtivas das estruturas com pilares mistos preenchidos devido ao fato dos tubos serem mais leves que os perfis laminados e soldados, em geral não necessitando de equipamentos especiais para montagem.

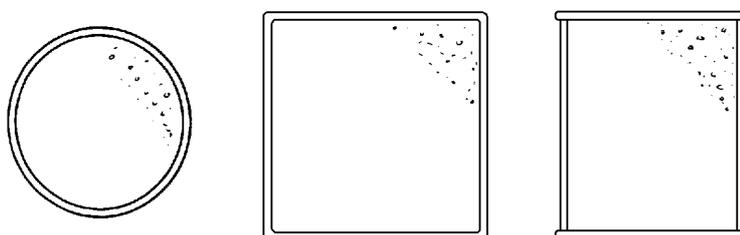


FIGURA 2.4 - Seções típicas de pilares mistos preenchidos

Em pilares circulares é possível e razoável admitir o efeito de confinamento do concreto, que aumenta sua capacidade resistente à compressão em contraponto à diminuição da resistência axial do tubo de aço envolvente. Este efeito termina por melhorar a resistência final do pilar.

VIRDI & DOWLING apud SHAKIR-KHALIL (1988), mostraram que em pilares preenchidos, a aderência é favorecida ainda mais devido a duas imperfeições evidentes na parede do tubo: a rugosidade da superfície e a imperfeição propriamente dita da seção transversal do tubo.

Há duas desvantagens deste tipo de pilar que devem ser citadas: primeiro é que o concreto apesar de melhorar a resistência ao fogo do pilar de aço, não providencia total proteção a ele, tornando-se necessário o uso de uma forma alternativa de proteção; e a dificuldade de colocação de conectores de cisalhamento quando verifica-se a necessidade do uso destes.

Algumas pesquisas procuram comparar o comportamento dos pilares preenchidos com pilares de concreto armado com armadura em espiral. No entanto a vantagem dos pilares mistos preenchidos é que neste o concreto constitui uma massa homogênea, diferentemente do pilar de concreto armado com armadura espiral em que o concreto forma duas camadas, além de dispensar o uso de formas.

Nas ligações em pilares preenchidos, o procedimento usual é a soldagem da viga diretamente no pilar, como ilustra a figura 2.5. Algumas pesquisas têm despontado no meio acadêmico internacional buscando chamar atenção para os inconvenientes deste tipo de ligação e propondo novos detalhes. AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) ressaltam três inconvenientes deste tipo de ligação:

- a transferência das tensões de tração no tubo pode resultar na separação do tubo no núcleo de concreto, comprometendo a eficiência do tubo. A deformação do aço aumentaria o giro da ligação, diminuindo significativamente sua rigidez;
- ocorre a introdução de tensões residuais significativas devido a soldagem nas chapas de aço do tubo, o que não ocorreria se a ligação fosse parafusada;
- a concentração de tensões no tubo pode comprometer o confinamento do concreto que está previsto pelo dimensionamento como fator favorável à resistência do pilar.

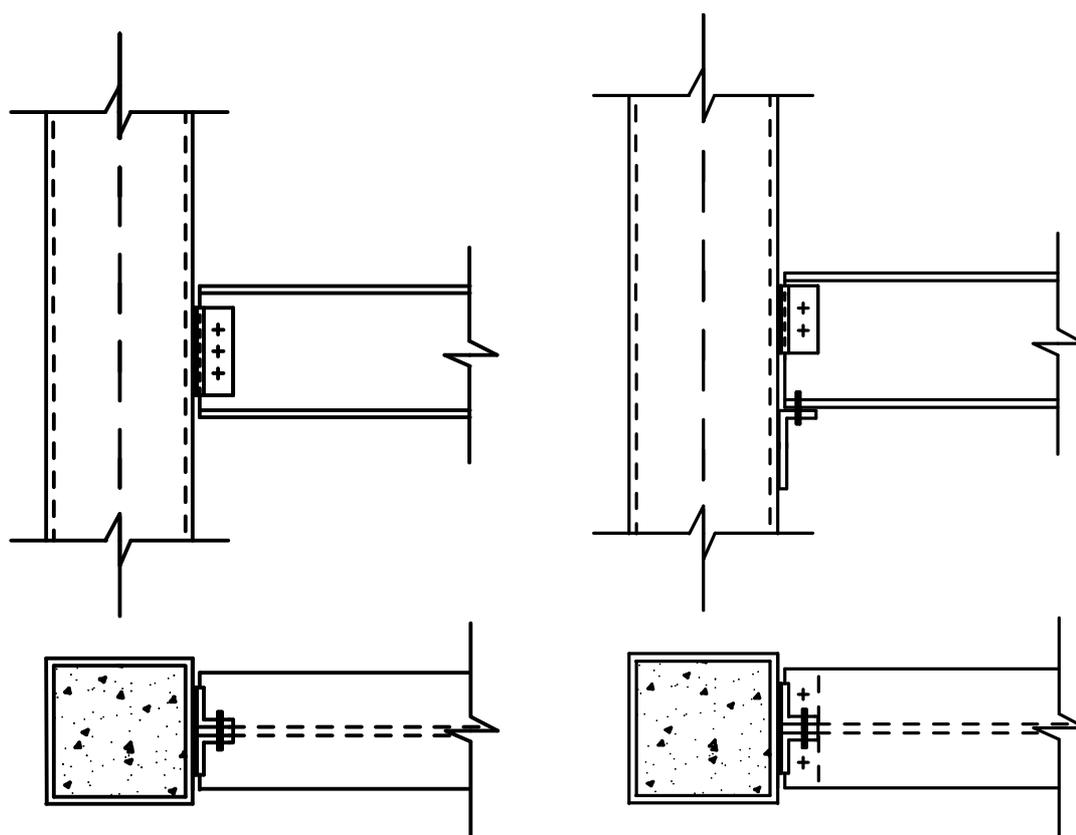


FIGURA 2.5 - Detalhes de ligações de vigas I com pilares mistos preenchidos

AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) estudaram dois tipos diferentes de detalhes de ligação em pilares preenchido, buscando uma solução em que não houvesse a transferência direta de esforços da viga ao tubo de aço. Em um primeiro detalhe, esquematizado na figura 2.6 (a), as forças são transmitidas para o concreto por parafusos que atravessam o tubo do pilar e se ancoram no concreto. Neste caso o elemento de ligação pode ser pré-conectado em fábrica. A capacidade deste tipo de ligação seria limitada pela resistência ao arrancamento dos parafusos e pelos efeitos locais no tubo do pilar. Outro detalhe de ligação, que utiliza a mesma filosofia de ancoragem da viga no concreto do pilar é mostrado na figura 2.6 (b). Neste tipo de ligação o elemento de aço penetra no tubo através de aberturas feitas neste e se ancora no concreto. O modo de ruína será o arrancamento do elemento de conexão.

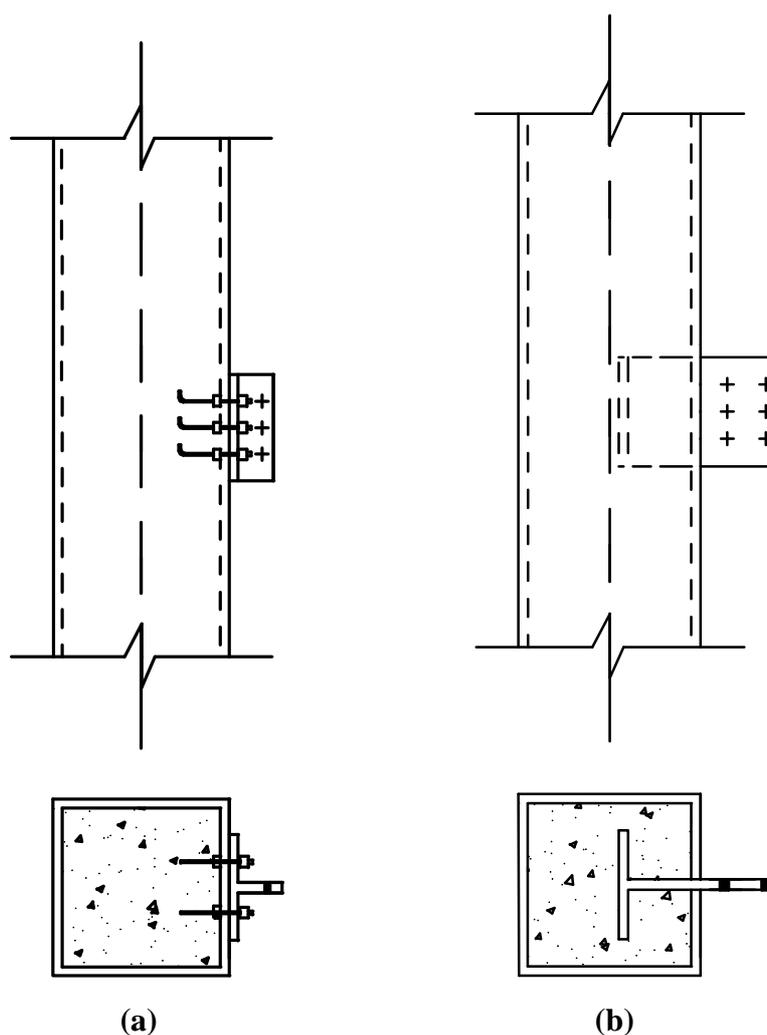


FIGURA 2.6 - Detalhes de ligações com os elementos de conexão ancorados no concreto do pilar misto preenchido

Outro tipo de ligação estudado por AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) e AZIZINAMINI & SHEKAR (1995), consiste em passar a viga completamente pelo pilar, conforme figura 2.7. O pilar pode ser fabricado com o trecho que passa por ele já posicionado e soldado, formando uma peça em forma de cruz que irá ser conectada aos outros trechos da viga na montagem em campo. por AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) e AZIZINAMINI & SHEKAR (1995) a partir de estudos teórico em elementos finitos e experimental desta ligação, constataram sua eficiência e propôs um roteiro de cálculo para seu dimensionamento.

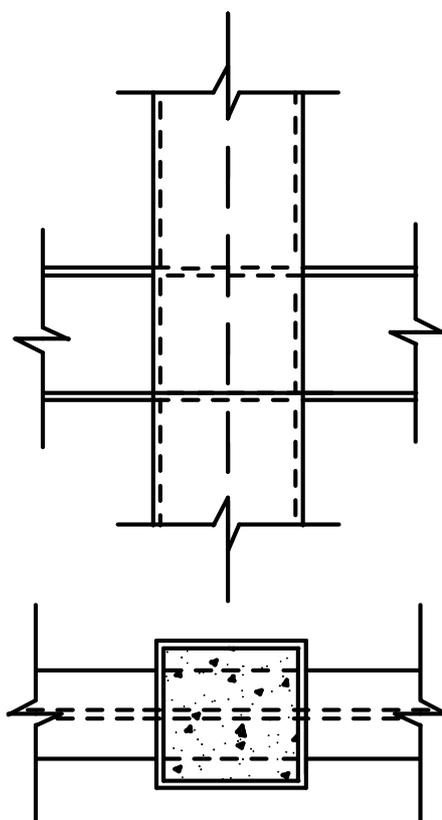


FIGURA 2.7 - Ligação com a viga "passando" pelo pilar

KATO et al. (1992) propuseram a ligação de vigas I de aço à pilares tubulares utilizando anéis enrijecedores soldados ao tubo às alturas das mesas da viga (figura 2.8-b), como alternativa ao tipo de ligação usual no Japão até então, em que consistia em diafragmas soldados no tubo do pilar às alturas das mesas da viga e exigia que o pilar fosse cortado em 3 partes (figura 2.8-a). As pesquisas de KATO et al. (1992) foram motivadas pelo fato do tipo de ligação até então empregado ser muito trabalhoso, portanto pouco atrativa economicamente, além de dificultar a concretagem do pilar.

A partir de um estudo teórico, KATO et al. (1992) desenvolveram uma formulação para dimensionamento desta ligação, cujos modos de falha são a ruptura por cisalhamento do anel e por tração da solda. Investigações experimentais confirmaram a formulação proposta.

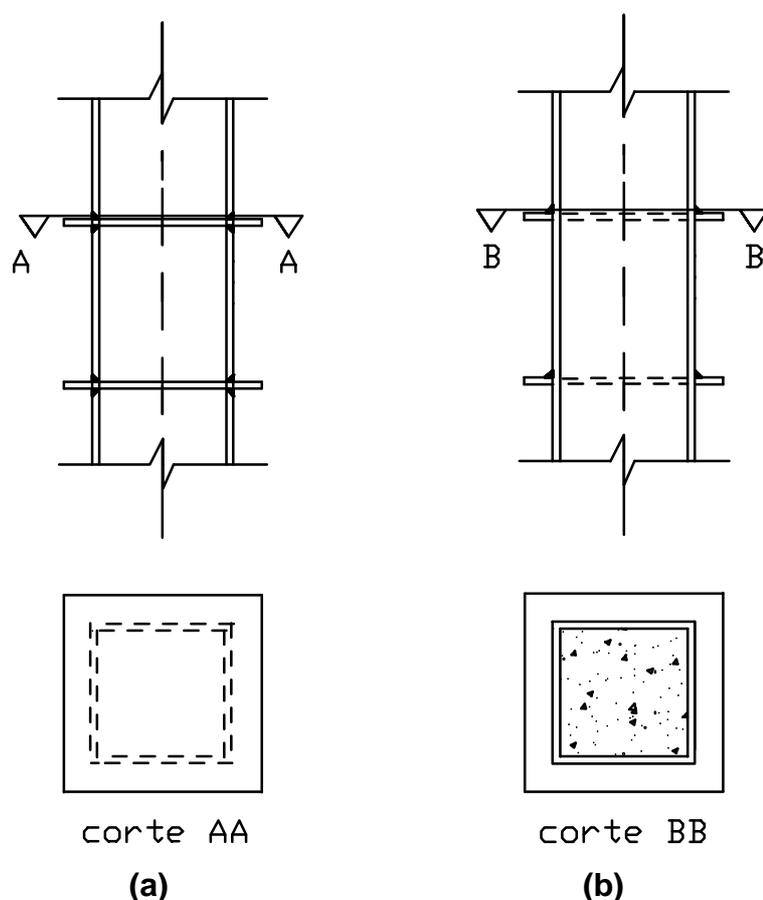


FIGURA 2.8 - Detalhes de ligações de pilares mistos preenchidos - (a) com uso de diafragmas e (b) com anéis enrijecedores

2.2.3 Outros tipos de pilares mistos

Os pilares mistos com perfis de aço ligados por talas ou pilares tipo *battened* não devem ser enquadrados nem na categoria dos pilares revestidos nem dos preenchidos. Neste tipo de pilar misto o elemento de aço consiste de dois perfis tipo U, ligados por talas, conforme mostrado na figura 2.9. A parte retangular vazada é então preenchida com concreto dispensando o uso de armaduras. YEE et al. (1982) apresentaram os pilares tipo *battened* como um novo tipo de pilar misto, enumerando suas vantagens e sugerindo detalhes práticos de ligação. Resultados experimentais publicados por HUNAITI et al. (1992) mostram que o comportamento deste tipo de pilar é similar ao de um pilar preenchido de seção retangular, por isto e devido às facilidades de instrumentar os pilares tipo *battened*, eles são muito empregados em pesquisas experimentais que têm seus resultados extrapolados para os pilares mistos preenchidos. Ensaio em escala real com forças axiais centradas e excêntricas

mostraram que ocorre interação completa entre o aço e o concreto dispensando-se o uso de conectores de cisalhamento.

As principais vantagens dos pilares *battened* sobre a seção retangular preenchida, são que sua capacidade de carga pode ser elevada simplesmente aumentando a distância entre os dois perfis U e, o fácil acesso a parte interna do pilar que facilita a execução da conexão com a viga.

Comparando-se com os pilares mistos revestidos, os pilares *battened* oferecem as vantagens de necessitar apenas de uma forma simples e barata para a concretagem, não necessitar de armadura e, fazer melhor uso do aço estrutural que está localizado nas faces externas onde este é justamente mais requerido. Os pilares tipo *battened* não são citados em nenhuma das principais normas estrangeiras aplicáveis às estruturas mistas.

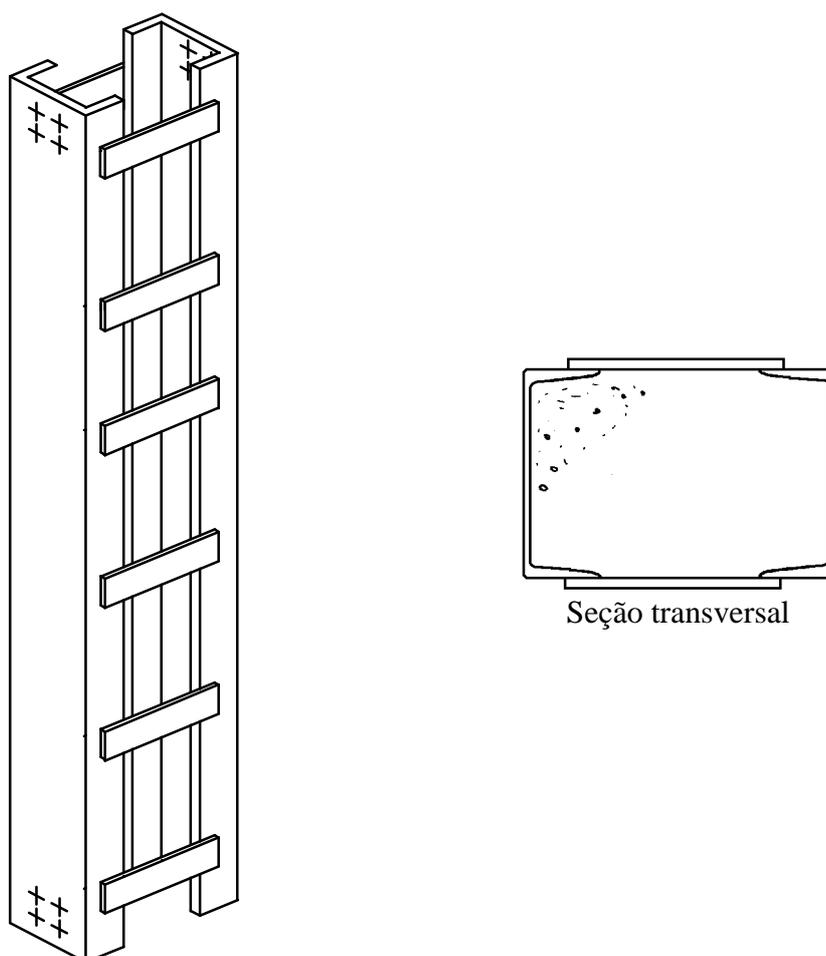


FIGURA 2.9 - Pilar misto tipo *battened*

Um outro tipo de pilar misto que não pode ser tratado como revestido nem preenchido são os pilares parcialmente revestidos. Estes são constituídos por um perfil I, soldado, preenchido com concreto somente no espaço entre as mesas e a alma, conforme mostra a figura 2.10. O Eurocode 4 (1994) é a primeira norma a trazer em suas recomendações os pilares parcialmente preenchidos.

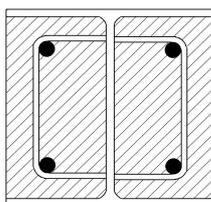


FIGURA 2.10 - Pilar misto parcialmente revestido

Há outros tipos de pilares mistos, pouco usuais, que valem a pena ao menos serem citados, mostrando a diversidade de seções transversais que podem ser obtidas combinando perfis de aço estrutural trabalhando em conjunto com o concreto, conforme mostra a figura 2.11.

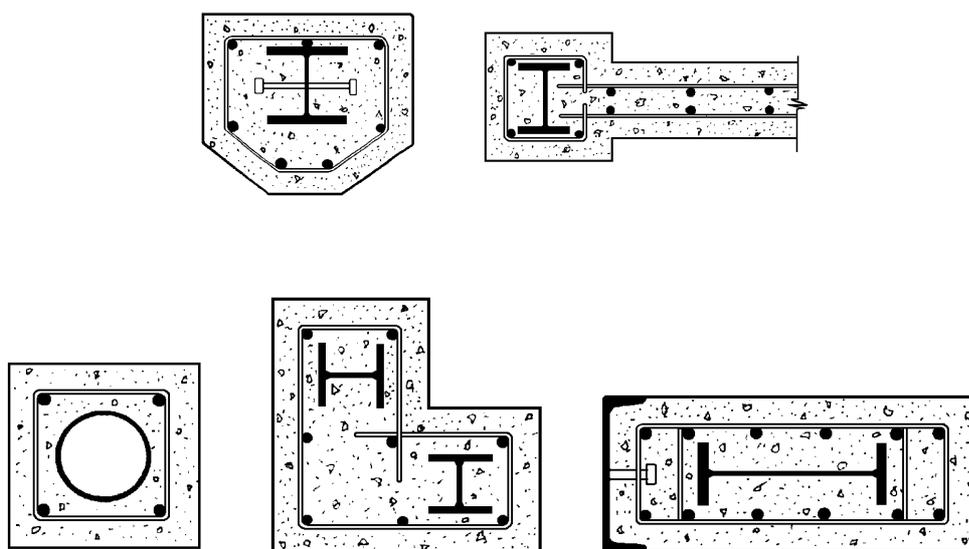


FIGURA 2.11 - Outros tipos de pilares mistos

2.3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Dentre algumas das normas estrangeiras que abordam o dimensionamento dos pilares mistos aço-concreto, citam-se as americanas AISC-LRFD (1994) e ACI-318-92 (1992), as européias Eurocode 4 (1994), ECCS (1981), BS 5400: Parte 5 (1979), a canadense CAN/CSA-S16.1-MB89 (1989), entre outras menos difundidas como a japonesa, a chinesa e a australiana. Algumas das recomendações quanto aos aspectos construtivos sugeridas por estas normas são mostradas a seguir

TABELA 2.1 - Recomendações de projeto quanto aos materiais empregados:

Quanto ao concreto utilizado	
AISC-LRFD	$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$ para concretos de peso normal $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ para concretos leves.
ECCS, Eurocode 4	$f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$
BS 5400: Parte 5	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ - pilares revestidos $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ - pilares preenchidos $\gamma \geq 2.300 \text{ kg/m}^3$ (densidade)
Quanto ao aço do perfil e da armadura	
AISC-LRFD	$f_y, f_r \leq 380 \text{ MPa}$; $e_{lim} = 0,0018$
ECCS	$e_{lim} = 0,002$
Eurocode 4	$f_y, f_r \leq 450 \text{ MPa}$

Obs: aqui os símbolos foram padronizados para facilitar a compreensão da tabela f_{ck}, f_y, f_r - resistência à compressão do concreto e limites de escoamento do aço do perfil e da armadura, respectivamente.

Estes valores limites da tensão de escoamento do aço foram impostos em pilares mistos revestidos, para que, pela compatibilidade de deformações, a deformação no concreto não ultrapasse $0,0018$. Porém, estes resultados foram estendidos para pilares preenchidos onde, devido ao efeito de confinamento, as deformações no concreto podem ser limitadas em valores maiores que $0,0018$. KENNY et al. (1994) desenvolveram um trabalho experimental procurando confirmar o conservadorismo desta limitação e com os resultados obtidos sugerem

que para pilares preenchidos o limite de escoamento do aço do tubo pode atingir até 550 MPa .

As normas citadas recomendam que se deve providenciar armadura longitudinal e transversal em pilares revestidos. Não há especificações diretas nas normas estudadas sobre o espaçamento entre as barras longitudinais da armadura e entre estas e o perfil de aço. GRIFFIS (1994) lembra que um espaçamento adequado previne ocorrência de fissuras e cita as recomendações dadas no ACI 318, que limita a distância entre barras e entre estas e o perfil de aço em 40 mm ou uma vez e meia ($1 \frac{1}{2}$) o diâmetro da barra.

TABELA 2.2 - Recomendações de projeto quanto aos pilares mistos revestidos

Espaçamento dos estribos	
AISC-LRFD	$\leq 2/3$ da menor dimensão da seção composta
ECCS, BS 5400: Parte 5	$\leq 200 \text{ mm}$
Armadura longitudinal necessária	
AISC-LRFD	Área mínima de $0,018 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ de espaçamento da barra
ECCS, Eurocode 4	Deverá ser no mínimo $0,3 \%$ da área de concreto na seção transversal e; para áreas maiores que $0,4 \%$, só deve-se considerar no dimensionamento até este limite
BS 5400: Parte 5	Pelo menos 4 barras longitudinais
Quanto ao recobrimento de concreto necessário	
AISC-LRFD	Mínimo: 40 mm
ECCS	Mínimo: 40 mm ; Máximo: $0,3$ vezes a altura do perfil
Eutocode 4	Mínimo: 40 mm ; Máximo: $1/6$ da largura da mesa para seções assimétricas Mínimo: 40 mm ; Máximo: $0,4$ da mesa do perfil na direção da mesa Mínimo: 40 mm ; Máximo: $0,3$ da altura do perfil na direção da altura
BS 5400: Parte 5	Mínimo de 50 mm

Dimensões do perfil de aço	
AISC-LRFD	$A_s \geq 0,04.A_t$ - para que possa ser considerada seção mista e não de concreto armado (A_s - área do perfil de aço; A_t - área total da seção)
ECCS	qualquer padrão, porém altura mínima de 100 mm

Quanto aos pilares mistos preenchidos:

TABELA 2.3 - Recomendações de projeto quanto aos pilares mistos preenchidos

Quanto à espessura da parede do tubo	
AISC-LRFD, ECCS e BS 5400: Parte 5	$t \leq b\sqrt{f_y/3E}$ - tubos retangulares; b -largura da parede $t \leq D\sqrt{f_y/8E}$ - tubos circulares, D -diâmetro externo
Eurocode 4	$\frac{h}{t} \leq 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ - tubos retangulares; h -largura da parede $\frac{D}{t} \leq 90\frac{235}{f_y}$ - tubos circulares, D -diâmetro externo $\frac{b}{t_f} \leq 44\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ - pilares parcialmente revestidos; b e t_f - espessura e largura da mesa, respectivamente de um perfil I Obs: f_y em MPa
Outras dimensões	
AISC-LRFD	$A_s \geq 0,04.A_t$ - para que possa ser considerada seção mista e não de concreto armado (A_s - área do perfil de aço; A_t - área total da seção)
ECCS	<ul style="list-style-type: none"> tubos circulares - diâmetro mínimo de 100 mm; tubos retangulares - no mínimo de $100 \times 80\text{ mm}$; seções quadradas - mínimo de $100 \times 100\text{ mm}$

CAPÍTULO 3
ASPECTOS ESTRUTURAIS

3.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1.1 Generalidades

Apesar da normatização brasileira para dimensionamento de pilares mistos estar em fase final de elaboração e as pesquisas no Brasil ainda estarem despontando, em nível mundial estes elementos são, há anos, tema de intensas pesquisas teóricas e experimentais que originaram as principais normas que abordam o seu dimensionamento.

Na avaliação da resistência de um pilar misto, muitos parâmetros devem ser analisados, tais como aderência, efeito de confinamento do concreto, esbeltez, resistência do concreto, limite de escoamento do aço, deformação lenta e retração do concreto, modo de carregamento, formas da seção transversal e razão entre as áreas do perfil de aço e a área total da seção, entre outros.

Alguns destes parâmetros interferem mais e outros menos na resistência final do pilar. A avaliação da interferência de cada um destes parâmetros é trabalhosa e portanto, pouco prática para aplicação direta em projeto. Várias pesquisas foram desenvolvidas buscando avaliar a interferência destes parâmetros através de análises experimentais e numéricas de modo que pudessem ser considerados em projeto de maneira prática e eficiente.

Já em 1976, RAMAMURTHY & SRINIVASAN se preocupavam em esclarecer questões quanto à interferência de alguns parâmetros no comportamento do pilar preenchido, como o modo de carregamento, a aderência e a forma da seção.

Procurando esclarecer estas questões, o trabalho de RAMAMURTHY & SRINIVASAN (1976) consistiu de uma análise experimental que concluiu que carregando-se primeiramente o tubo de aço ou o núcleo de concreto, o comportamento do pilar será diferente, e portanto, o método de carregamento é um importante parâmetro na resistência e no comportamento do pilar. Outras conclusões desta pesquisa foram que os pilares preenchidos com seção transversal circular devem ter um tratamento diferente para consideração do efeito de confinamento e

que a interação aço-concreto não ocorre em boa parte das etapas de carregamento. Estas considerações já são hoje tratadas em normas, com exceção da consideração do modo de carregamento do pilar (no núcleo de concreto ou no tubo de aço) que só é tratada pela norma Australiana.

Apesar de alguns parâmetros já estarem incorporados em norma, ainda há pesquisas que o questionam e chamam atenção para a necessidade de mais resultados experimentais e numéricos, a fim de reformular os critérios das normas.

Atualmente, além de pesquisas experimentais, muitos trabalhos teóricos, inclusive envolvendo análise numérica têm despontado, como o de MIRZA (1989) que também estudou as diversas variáveis que interferem na resistência do pilar através de um adimensional dado pela razão entre uma resistência teórica, baseada em uma análise apurada da resistência e na distribuição probabilística das variáveis que afetam a resistência e uma resistência nominal dada pelas expressões fornecidas pelo ACI 318/83. Neste trabalho foram abordados apenas os pilares revestidos.

3.1.2 Fatores que influenciam na resistência do pilar misto

Aderência

Nas estruturas mistas a transferência de esforços na interface entre o aço e concreto é feita por aderência, que é constituída das seguintes parcelas:

- aderência química: é quebrada em deslocamentos relativos excessivos.
- atrito: proporcional à área da interface entre o aço e o concreto e à força normal aplicada.
- aderência mecânica.

Depois de quebrada a aderência química a transferência de esforços é feita somente por atrito. Portanto, a superfície de pressão na interface entre os dois materiais tem um importante efeito na tensão de aderência entre o aço e o concreto.

Conforme já explicitado, as principais normas aplicáveis admitem, em pilares mistos, a completa interação entre o perfil de aço e o concreto, principalmente por

pilares serem elementos estruturais predominantemente comprimidos e portanto, estarem sujeitos à pequenos esforços cortantes. Para tal, basta garantir que o aço e o concreto estejam de acordo com as especificações destas normas, apresentadas no item que trata dos aspectos construtivos. Definindo-se a tensão limite de aderência como sendo a máxima tensão que ocorre na interface do aço e do concreto até que ocorra o descolamento do concreto, basta a tensão de cisalhamento atuante entre os dois materiais ser menor que esta resistência que se poderá admitir a interação completa e a conseqüente dispensa do uso de conectores.

No entanto, algumas pesquisas têm se dedicado a mostrar que estas tensões limite de aderência, admitidas pelas normas, nem sempre ocorrem, mesmo que os cuidados especificados para cada material sejam atendidos. As principais pesquisas neste sentido foram conduzidas por Shakir-Khalil e procuram identificar quais as variáveis que interferem na tensão limite de aderência e desta forma poder prever em projeto qual é a tensão limite de aderência de cada pilar em função destas variáveis, e não somente pelo tipo de pilar misto. Por outro lado, algumas pesquisas procuram comprovar que existindo ou não esta tensão limite de aderência, isto não irá interferir na resistência final do pilar.

WIUM & LEBET (1994) citam alguns trabalhos que procuraram quantificar a interferência de diferentes parâmetros na tensão limite de aderência de pilares mistos:

- Condições da superfície do aço: Bryson and Mathey (1962), Roik *et al.* (1984), Hamdam and Hunaiti (1991), Dobruszkes and Piraprez (1981)
- Concretagem: Hawkins (1973)
- Quantidade de armadura: Hawkins (1973), Roik *et al* (1980), Roeder (1984)
- Dimensões do perfil de aço: Roeder (1984)
- Idade do concreto: Hunaiti (1991)

MALKOWICZ (1986) apud WIUM & LEBET (1994) usou elementos finitos para estudar a distribuição da tensão de aderência para comparar com os resultados dos ensaios de Roeder (1984).

SHAKIR-KHALIL (1991, 1993a e 1993b) apresenta resultados de ensaios onde a tensão última de aderência de pilares de seção retangular ($120 \times 80 \times 5,0$) preenchidos foi de $0,83 \text{ MPa}$, ou seja, mais que o dobro do valor previsto imposto pelas normas ($0,4 \text{ MPa}$) e em contrapartida em pilares de seção transversal quadrada ($150 \times 150 \times 5,0$), a tensão última de aderência foi de $0,2 \text{ MPa}$, metade do valor previsto. Em seus trabalhos Shakir-Khalil também comenta que os resultados experimentais têm mostrado que em pilares preenchidos de seção circular a aderência é maior do que em pilares retangulares e justifica esta diferença pelo fato de nas seções circulares duas imperfeições do tubo que favorecem a aderência (rugosidade superficial e variação das dimensões do tubo ao longo da altura) serem mais evidentes.

Em trabalho experimental, TATSA (1986) ensaiou pilares preenchidos com cura sob pressão, causando um "pré-tensionamento" no tubo e obteve melhoras significativas na resistência do pilar e uma das justificativas apresentadas é a melhora da aderência conferida por este tipo de cura

Em sua pesquisa em pilares preenchidos, GOMES (1994) realizou ensaios em 22 modelos, 12 deles com concreto aos 28 dias e os outros 10 eram modelos que já haviam sido ensaiados e estavam expostos ao ar livre há 8 anos. Os resultados destes ensaios revelaram que a aderência química havia sido perdida nos modelos que foram ensaiados após 8 anos de exposição aos efeitos do tempo. Nestes casos a ruptura foi caracterizada por um deslocamento relativo acentuado entre os dois materiais. Observou-se que, em média, a tensão de cisalhamento última foi 16 % maior nos modelos que ficaram expostos por 8 anos em relação aos que foram ensaiados com concreto aos 28 dias. Uma vez perdida a aderência química, uma justificativa para estes resultados seria o desenvolvimento de alguma característica que pudesse ter melhorado a aderência mecânica entre o aço e o concreto, como por exemplo o surgimento de uma zona corroída na interface devido a penetração de águas de chuva. Também é justificável a afirmação de que, no que concerne à aderência mecânica, o fato de o concreto ser mais velho há maior dificuldade de deslizamento. Os resultados destes ensaios também confirmaram a importância das imperfeições do

tubo (rugosidade da parede e variação das dimensões ao longo da altura) para a aderência e a importância a ser dada para os cuidados recomendados com o tubo de aço. Nos tubos limpos internamente a tensão última de cisalhamento resultou, em média, 27 % maior do que nos pilares que foram concretados sem os devidos cuidados com o tubo. GOMES (1994) observou resistências ao cisalhamento até 3 vezes maiores que as dadas por norma.

Nesta mesma linha de pesquisa, um importante trabalho é o de WIUM & LEBET (1994), que tinha como objetivo apresentar um método simplificado de cálculo da transferência de esforços por aderência em pilares revestidos. O mecanismo de transferência de esforços no qual o método é baseado foi determinado por pesquisas experimentais e teóricas. Na parte experimental da pesquisa WIUM & LEBET (1994) realizaram ensaios *push-out* e ensaios em *pilares curtos* para investigar a transferência de esforços entre o aço e o concreto. Os ensaios em pilares curtos possibilitam um melhor entendimento da transferência de esforços em pilares reais. Foi desenvolvido um programa em elementos finitos para identificar e quantificar os parâmetros que influenciam a tensão na interface entre o aço e o concreto. As evidências experimentais foram utilizadas para estabelecer e verificar o modelo em elementos finitos. A seguir, um trabalho experimental foi desenvolvido para avaliar os efeitos de certos parâmetros que o modelo em elementos não poderia computar. Os tipos de ensaios realizados por WIUM & LEBET (1994) estão descritos a seguir:

Ensaios *push-out*:

Carga aplicada no perfil de aço e os apoios ou restrições foram feitos somente no concreto.

Objetivos:

- determinar o valor do “módulo de aderência “ para modelagem numérica da ligação entre o aço e o concreto.
- obter o valor do coeficiente de atrito
- avaliar o efeito da retração na transferência de esforços.

Ensaios em *pilar curto*

Carga também aplicada no perfil, porém os apoios e restrições foram feitos tanto no concreto como no perfil de aço. Nestes ensaios o corpo de prova era carregado até a ruptura da aderência química, e a seguir recarregado.

Objetivos:

- avaliar a influência do recobrimento do concreto e do espaçamento da armadura horizontal na transferência de esforços.
- montar um conjunto de dados experimentais para comparar com os resultados numéricos.
- determinar a magnitude dos esforços transferidos na região entre as mesas do perfil de aço.
- investigar a extensão da fissuração no concreto e a transferência de esforços em pilares revestidos compostos de perfil de aço muito grande.

Informações obtidas nos ensaios em *pilares curtos* que não podem ser obtidas pelos ensaios *push-out*:

- transferência de esforços ao longo da altura do corpo-de-prova.
- transferência de esforços em função da carga aplicada
- transferência de esforços quando a carga aplicada é muito elevada

Resultados:

- as tensões últimas de aderência antes e depois da perda da aderência química foram de $0,3$ e $0,22$ MPa , bem menor que o limite fornecido pelo Eurocode 4, que é $0,6$ MPa .
- a espessura do recobrimento de concreto influencia na transferência de esforços em pilares com perfis de aço menores.
- armadura transversal (estribos) influencia somente após a perda da aderência química.
- tamanho da seção - ocorre maior fissuração no concreto para seções maiores, desse modo reduz a magnitude da transferência de esforços.
- a retração: reduz a transferência de esforços na região entre as mesas em até 10 % por um período de 6 meses.

A partir deste trabalho, WIUM & LEBET (1994) apresentam um método simplificado para cálculo da transferência de esforços na interface dos elementos de aço e concreto, baseado no comportamento idealizado da tensão de aderência. É então fornecida uma equação básica para tensão de aderência em função da tensão aplicada durante o recarregamento do pilar depois da perda da aderência química.

Por outro lado, buscando-se avaliar qual é a interferência da aderência na resistência do pilar misto, pode-se citar os ensaios conduzidos por HUNAITI et al. (1992) em pilares do tipo *battened*, comuns e outros que tiveram sua aderência eliminada passando-se graxa na interface entre o aço e o concreto. Os resultados destes ensaios mostraram que a capacidade de carga de pilares com e sem aderência é quase a mesma, concluindo-se que em pilares mistos a ausência de aderência não reduz a capacidade de carga dos pilares. GRIFFIS (1994) também apresenta uma avaliação empírica simplificada e conclui que as tensões de cisalhamento são transferidas entre o aço e o concreto somente pela aderência que ocorre na interface entre os dois materiais. Estes trabalhos apenas ressaltam que há situações especiais em que o uso de conectores é indispensável, onde a tensão limite de aderência pode ser excedida, como por exemplo na presença de ações dinâmicas ou sísmicas.

Efeito de confinamento do concreto

Em pilares tipo I revestidos, pode-se considerar três regiões com diferentes níveis de confinamento do concreto: (1) região sem confinamento do concreto na para externa aos estribos, (2) região com concreto parcialmente confinado, na parte interna aos estribos e (3) região com o concreto efetivamente confinado entre as mesas e a alma do perfil I.

MIRZA (1989) em seu estudo teórico dos parâmetros que interferem na resistência dos pilares, comparou as resistências de pilares mistos revestidos considerando-se o efeito de confinamento e sem considerá-lo. Para fins comparativos, analisou pilares com diferentes esbeltezes e excentricidades de carga. Conclui-se que o confinamento tem efeito benéfico na resistência do pilar revestido e

que este efeito é mais evidente em pilares curtos e nos que possuem menores excentricidades.

Em pilares preenchidos o concreto está totalmente confinado e, no caso de seções circulares, o efeito de arco de tensão no tubo causado pelo confinamento, apesar de causar redução no limite de escoamento do aço, intensifica a resistência do concreto a ponto de, nestes casos, haver considerações especiais no dimensionamento fornecido pelas normas.

Resistência do concreto

Com o advento das pesquisas em concreto de alta resistência, muitas pesquisas também se dedicaram em avaliar a interferência da resistência do concreto na resistência dos pilares mistos.

SHAKIR-KHALIL (1992), em trabalho experimental com pilares mistos preenchidos confirmou que a resistência do pilar aumenta com o uso de concreto com resistência à compressão maior. Esta contribuição do concreto é mais evidente em pilares curtos e com limite de escoamento menor

Em seus estudos teóricos com pilares revestidos, MIRZA (1989) concluiu que a resistência do concreto é um dos parâmetros que mais interferem na resistência do pilar, porém, comparativamente este efeito é menor em pilares esbeltos.

Deformação lenta

Um pilar misto esbelto sob carregamento constante têm suas deformações aumentadas gradualmente com o tempo e eventualmente podem ser várias vezes maior que sua deformação instantânea. O efeito da deformação lenta em pilares mistos é considerado de diferentes formas pelas normas aplicáveis. O ECCS (1981) recomenda a redução do módulo de elasticidade do concreto à 50 %. A BS 5400: Part 5 (1979) sugere a redução de 18 % da resistência do concreto. Os estudos para avaliação da deformação lenta em pilares mistos iniciaram-se em pilares revestidos e depois foram estendidos aos pilares preenchidos.

Para avaliação da deformação lenta em pilares mistos, GOMES (1994) utilizou o método clássico para cálculo da deformação lenta em pilares de concreto armado, fazendo uso de modificações que permitiram superar a principal limitação do método clássico: a avaliação das tensões em pilares com alta taxa de armadura.

Utilizando o método desenvolvido, GOMES (1994) calculou a variação das tensões no concreto devido à deformação lenta em diferentes pilares preenchidos e constatou que medidas como a adoção de uma armadura complementar ou o aumento da resistência do concreto amenizam estes efeitos, e sugere este último como a melhor forma de combatê-los. Neste mesmo trabalho pôde-se constatar que os efeitos da deformação lenta são mais evidentes em pilares mais esbeltos e com diâmetros menores e ressalta a importância da consideração deste efeito em projeto, principalmente nestas duas ocasiões.

BRADFORD & GILBERT (1990) desenvolveram uma análise teórica para consideração da deformação lenta em pilares mistos revestidos, incluindo a não linearidade do material causada pela retração, fluência e fissuração do concreto. A não linearidade geométrica também foi implementada através de um processo iterativo. Os resultados obtidos foram comparados com resultados de ensaios de laboratório e foram considerados satisfatórios. BRADFORD & GILBERT (1990) afirma que esta análise pode ser facilmente implementada em procedimentos de cálculo.

Retração

A retração, deformação que ocorre sem a atuação da carga externa, é produzida por propriedades endógenas do material e pode causar, no caso de pilares preenchidos, o descolamento do concreto da parede do tubo. No entanto, há ainda controvérsias sobre a relevância de se considerar ou não os efeitos da retração na resistência do pilar. As pesquisas que afirmam que nestes pilares o efeito da retração pode ser desconsiderado se justificam no fato que em pilares preenchidos existem particularidades que minimizam o efeito da retração tais como o modo de cura que se

dá totalmente protegido pelo tubo de aço, evitando a ação do vento e do sol, além de tornar a cura mais lenta. Já UY & DAS (1997), apesar de concordarem que os efeitos da retração em um pilar preenchido será menor que em um pilar de concreto armado devido às condições de cura, afirmam que há necessidade de mais pesquisas para avaliar este parâmetro e que a retração irá causar deformações significativas em pilares preenchidos e que deverão ser previstas em projeto, principalmente no caso de edifícios altos. UY & DAS (1997) desenvolveram um modelo numérico para avaliar os efeitos da retração e da fluência, considerando a construção de cada pavimento como um carregamento discreto.

Outros aspectos

Além destes trabalhos que se prenderam à análise de um ou outro fator na resistência do pilar misto, alguns autores analisaram simultaneamente diversos fatores em estudos experimentais e teóricos.

MUÑOZ & HSU (1997) ensaiou modelos em escala reduzida de pilares revestidos sob flexo-compressão oblíqua com curvatura simples, um curto e 3 esbeltos e de seção transversal quadrada. Usam-se modelos em escalas reduzidas porque estudos experimentais anteriores em pilares de concreto armado sob flexo-compressão mostraram bons resultados nestes tipos de modelo. Neste trabalho, foram examinados os efeitos da excentricidade da força aplicada, da esbeltez da seção, das diferenças nas propriedades dos materiais (limite de escoamento do aço e resistência à compressão do concreto) na capacidade de carga do pilar.

Os resultados experimentais foram comparados com resultados analíticos de análises numéricas usando o Método dos Elementos Finitos para estabelecer a relação entre curvatura e deslocamento. A análise computacional consistiu no desenvolvimento de um programa para obter a resistência última de pilares mistos com as duas extremidades restringidas sob flexo-compressão. O método analítico utilizado para desenvolver o programa é baseado na integração numérica originalmente desenvolvida por HSU (1974) com modificações introduzidas por WANG & HSU (1992), TSAO & HSU (1993) e finalmente por MUÑOZ (1994)

apud MUÑOZ & HSU (1997) para estudo de pilares mistos. A seção transversal é dividida em um número de pequenos quadrados e retângulos nos quais as condições de equilíbrio e compatibilidade de deformações (tensões) são satisfeitas nos pontos nodais, usando o módulo secante de elasticidade para os elementos de concreto. O efeito de segunda ordem, devido à uma deformada do pilar também é considerado. A técnica numérica adotada é baseada em uma aproximação incremental de deslocamentos, onde é assumido um valor de deslocamento em um determinado nó, em uma direção especificada, faz-se o equilíbrio para este deslocamento adotado e as condições de compatibilidade de deformações são satisfeitas ao longo do comprimento do pilar. O procedimento chega a resultados quando ocorre a convergência do valor do deslocamento. O procedimento iterativo usado para resolver os sistema de equações não-linear gerado pelo método das diferenças finitas se revelou extremamente rápido para convergir. Foram assumidas as seguintes hipóteses:

- seções planas permanecem planas durante e após a flexão;
- o comportamento dos materiais (relação tensão x deslocamento) são conhecidos - os valores do limite de escoamento do aço e da resistência à compressão do concreto são conhecidos;
- o aço é um material elasto-plástico
- os efeitos da retração e da fluência são desprezados;
- há perfeita aderência entre o aço e o concreto;
- o pilar não deve flambar localmente antes de atingir a resistência última;
- os efeitos da tensão residual não são considerados;

MUÑOZ & HSU (1997) citam outros trabalhos que fizeram análises numéricas para estudar o comportamento não linear em pilares mistos sob flexão oblíqua. Entre eles estão VIRDI & DOWLING (1976) apud MUÑOZ & HSU (1997), que usou o conhecido método de Newton-Raphson para resolver o sistema de equações não lineares no cálculo da resistência última de pilares mistos sob flexão oblíqua. MORINO (1984) apud MUÑOZ & HSU (1997) usou um método aproximado simplificado assumindo uma deformada do pilar nas direções x e y recaindo em funções coseno. LACHANCE (1982) apud MUÑOZ & HSU (1997)

usou um procedimento de integração para determinar a deformada e a máxima carga idêntica ao usado por RODERICK & ROGERS (1969) apud MUÑOZ & HSU (1997). ROIK & BERGMANN (1982) e ROIK & SCHWALBENHOFER (1989) apud MUÑOZ & HSU (1997), usaram técnicas iterativas baseadas em um incremento de força aproximado, usando um módulo de elasticidade secante para calcular a matriz de rigidez da seção. METWALLY (1988) apud MUÑOZ & HSU (1997) apresentou um método numérico para simular o comportamento inelástico dos pilares mistos sujeitos a diferentes carregamentos e restrições nas extremidades. MUÑOZ & HSU (1997) concluiu, a partir da análise comparativa, que o método analítico e o programa desenvolvido usados para modelar o pilar mostrou-se válido para os tipos de pilares estudados e, portanto, podem ser usados para determinar a capacidade de carga e as deformações de um pilar misto revestido sob flexo-compressão oblíqua em curvatura simples, além de confirmar que o fator que mais interfere na resistência de um pilar misto é resistência à compressão do concreto.

BASU & SURYANARAYANA (1982) analisaram analiticamente 250 pilares revestidos sob flexão assimétrica e com grandes excentricidades através de um programa de computador. O método de análise assumia as curvas de tensão deformação, tanto do aço como do concreto como elásticas e não-lineares e permitia fornecer os deslocamentos, rotações nas extremidades, tensões e esforços de momento até a carga última ser atingida. O perfil de aço foi aproximado por um número equivalente de barras de aço (armadura) e a tensão residual foi desprezada. Foram analisados os seguintes fatores: seção do pilar, esbeltez, restrições de apoio e as excentricidades nas extremidades. Os resultados foram apresentados em valores adimensionais carga pela carga última da seção e momento pelo momento último da seção (carga nula). Os resultados deste trabalho mostraram que as cargas de ruptura são praticamente independentes da espessura de recobrimento do concreto no caso de flexão no eixo de menor inércia. No caso de flexão no eixo de maior inércia as cargas de ruptura são maiores para recobrimentos menores (adimensional: 0,05 para pilares curtos e 0,08 para pilares médios e longos). Foi observado também que as cargas de ruptura são maiores para flexão no eixo de maior inércia do que para flexão no eixo de menor inércia, e esta diferença é mais acentuada para seções com menor

recobrimento e para os pilares esbeltos. Quanto à excentricidade, concluiu-se que com aumento da excentricidade ocorre obviamente a diminuição da carga de ruptura, mas esta variação é mais sensível nos pilares com menores restrições nas extremidades, menor altura (portanto menor esbeltez), maior recobrimento, e onde a flexão ocorre no eixo de menor inércia. Nos pilares com flexão simétrica, com o aumento da altura, a carga de ruptura diminui, enquanto que nos pilares com flexão assimétrica há um aumento da resistência, isto é, da carga de ruptura, do pilar, com o aumento da altura para excentricidades maiores e até para as menores quando combinadas com poucas restrições nas extremidades.

3.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO AS PRINCIPAIS NORMAS

Conforme já citado no item anterior, as principais normas que abordam o dimensionamento de estruturas mistas são as americanas AISC-LRFD (1994) e ACI 318/92, a canadense CAN/CSA-S16.1-MB89 (1989), as européias ECCS (1979), Eurocode 4 (1994) e a BS 5400: Parte 5 (1979), além das normas japonesa, chinesa e australiana. Neste item serão descritos e analisados os procedimentos de cálculo de pilares mistos sujeitos à compressão simples e à flexo-compressão segundo algumas destas normas.

Segundo ELNASHAI et al. (1990), os pilares mistos aço-concreto podem ser analisados mediante modelos teóricos que admitem duas linhas de raciocínio: como elementos de aço com capacidade estrutural aumentada pela presença do concreto, ou como um elemento de concreto com uma armadura especial. ELNASHAI et al. (1990) prossegue esclarecendo que a norma americana AISC-LRFD (1986) reduz as seções dos pilares mistos a seções de aço, o ACI-318/92 utiliza o procedimento de cálculo para pilares de concreto, enquanto as européias Eurocode 4 (1994), BS 5400: Parte 5 (1979) e DIN usam uma combinação dos dois raciocínios. A norma japonesa (Architectural Institute of Japan - AIJ standards), adota uma superposição das capacidades de cada material calculadas individualmente.

ELNASHAI et al. (1990) fornece algumas informações sobre considerações e hipóteses adotadas pela norma japonesa. A AIJ é baseada no método das Tensões Admissíveis, porém ressalta que em casos de ações sísmicas a resistência última de um elemento deve ser avaliada. É importante destacar que é assumida a plastificação total da seção e utiliza-se um fator de redução da resistência do concreto para computar a deformação limite do concreto. Este fator de redução é diferente para colunas preenchidas para consideração do efeito de confinamento. GRIFFIS (1994) comenta sobre as pesquisas que têm sido desenvolvidas nos Estados Unidos juntamente com o Japão, país onde a utilização de pilares mistos é bastante frequente devido ao seu bom comportamento estrutural quando sujeitos à ações sísmicas.

Segundo CAI (1992) a primeira vez que se utilizou pilares de aço preenchidos com concreto na China foi na Estação de Metrô de Beijing em 1963. Somente em 1991 é que foi publicada a norma chinesa que aborda apenas pilares preenchidos. A norma chinesa é baseada em estudos experimentais e teóricos conduzidos na própria China.

As normas não trazem informações quanto aos métodos de análise da estrutura mista como um todo, uma vez que as pesquisas no meio acadêmico têm se dedicado ao estudo dos elementos isolados.

É importante ainda citar que nenhuma destas normas fazem considerações especiais às estruturas mistas constituídas por perfis formados a frio.

3.2.1 AISC-LRFD (1994)

A norma norte-americana publicada pelo American Institute of Steel Construction (AISC), Load & Resistance Factor Design (LRFD), de 1994, é baseada no método dos Estados Limites e apresenta formulação para cálculo de pilares mistos baseada nos procedimentos de cálculo de pilares de aço, usando esbeltez e outros parâmetros modificados pela presença do concreto.

O AISC-LRFD (1994) reconhece o efeito de confinamento em pilares circulares preenchidos e sugere correções nos valores das resistências do aço e do concreto nestes casos. No cálculo de pilares flexo-comprimidos são utilizadas as clássicas expressões de interação empregadas para cálculo de pilares de aço.

FURLONG (1976) apud KENNY et al. (1994) entre outros, foi responsável pelo desenvolvimento do método para dimensionamento de pilares mistos utilizando a formulação de elementos de aço, utilizando parâmetros modificados para considerar o elemento misto.

Parâmetros de cálculo:

a) Módulo de elasticidade e limite de escoamento

O AISC-LRFD (1994) adota os seguintes valores modificados para o módulo de elasticidade (E_m) e limite de escoamento do aço (f_{my}):

$$E_m = E_s + c_3 E_c \frac{A_c}{A_s} \quad (3.1)$$

$$f_{my} = f_y + c_1 f_{yr} \frac{A_r}{A_s} + c_2 f_{ck} \frac{A_c}{A_s} \quad (3.2)$$

Sendo:

- f_y, f_{yr} - limite de escoamento do aço do perfil e da armadura respectivamente,
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão,
- A_c, A_s, A_r, E_s - área da seção transversal de concreto, perfil de aço e aço da armadura, respectivamente, e módulo de elasticidade do aço,
- E_c - módulo de elasticidade do concreto dado por $E_c = 42\gamma^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$, sendo E_c e f_{ck} em MPa e γ em kN/m^3 (peso específico do concreto)
- c_1, c_2, c_3 - são constantes apresentadas na tabela 3.1 para cada tipo de pilar.

TABELA 3.1 - Valores dos coeficientes c_1, c_2, c_3 do AISC-LRFD (1994)

	Pilares preenchidos	Pilares revestidos
c_1	1,00	0,7
c_2	0,85	0,6
c_3	0,40	0,2

b) Índice de esbeltez correspondente à plastificação do pilar misto λ_{pm}

$$\lambda_{pm} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_m}{f_{my}}} \quad (3.3)$$

E_m e f_{my} - valores modificados obtidos segundo o item (a)

c) Índice de esbeltez reduzida $\bar{\lambda}_m$

$$\bar{\lambda}_m = \frac{\lambda}{\lambda_{pm}} \quad (3.4)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{kL}{r_m} \quad (3.5)$$

kL - comprimento efetivo de flambagem do pilar misto

r_m - raio de giração modificado dado por:

- elementos preenchidos: $r_m =$ próprio raio de giração do perfil de aço
- elementos revestidos: $r_m =$ raio de giração do perfil de aço, não menor que $0,3 b$ (b - dimensão da seção na direção perpendicular ao eixo considerado, ou seja, no plano de flambagem)

Resistência de elementos comprimidos:

Adota-se a curva de flambagem para elementos de aço isolados usando os valores modificados do módulo de elasticidade, limite de escoamento e raio de giração dados nos parâmetros de cálculos. A curva de flambagem adotada pelo AISC-LRFD (1994) é mostrada na figura 3.1.

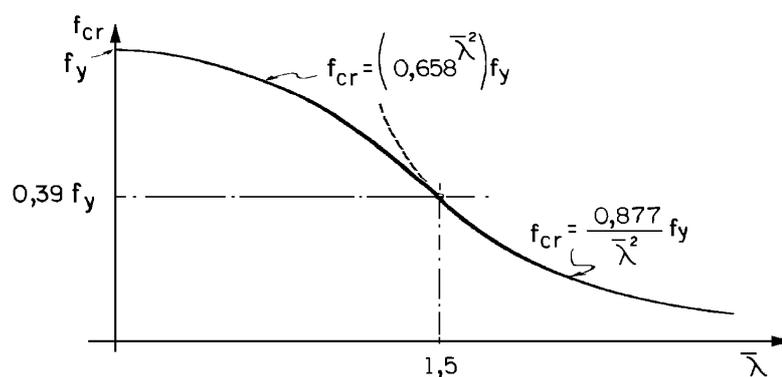


FIGURA 3.1 - Curva de flambagem adotada pelo AISC-LRFD (1994)

Resistência de elementos flexo-comprimidos

Recomenda-se o uso das expressões de interação apresentadas para elementos de aço isolados (com e sem o efeito de 2ª ordem).

Deve-se no entanto fazer as modificações necessárias para considerar a contribuição do concreto. A força crítica de Euler, empregada no cálculo do fator de amplificação do momento, deve ser calculada empregando os parâmetros modificados apresentados anteriormente.

3.2.2 ECCS (1981)

O dimensionamento de pilares mistos proposto pelo ECCS (1981) está baseado no processo proposto por Dowling e Viridi e também está formulada em Estados Limites. Neste método permite-se considerar, de modo unificado, situações em que há unicamente compressão e situações em que ocorre interação entre compressão e momento fletor (flexo-compressão).

Parâmetros de cálculo:

a) Resistência axial última da seção mista - N_u

Admite-se que quando um pilar misto perfeitamente reto é carregado axialmente, seus componentes apresentam os mesmos valores de deformação (compatibilidade de deformação), hipótese esta também adotada no dimensionamento de pilares de concreto armado.

Em pilares mistos revestidos algum acréscimo adicional na força axial aplicada será resistida pelo revestimento de concreto até que este finalmente atinja sua resistência à compressão. Esta força final é a resistência última de um pilar misto à compressão, N_u , dada pela soma das resistências axiais da seção de concreto e de aço, incluindo também a contribuição da armadura.

$$N_u = N_{uc} + N_{us} + N_{ur} \quad (3.6)$$

Onde: $N_{uc} = A_c f_{cd}$ (concreto)

$$N_{us} = A_s f_{sd} \text{ (aço - perfil)}$$

$$N_{ur} = A_r f_{rd} \text{ (armadura)} \quad (3.7)$$

Sendo:

- A_c, A_s, A_r - área da seção transversal do concreto, do perfil de aço e da armadura, respectivamente.
- f_{cd}, f_{sd}, f_{rd} - resistência de cálculo do concreto, limite de escoamento do aço do perfil e da armadura, respectivamente

No caso de seções vazadas de aço preenchidas com concreto, quando o tubo atinge sua resistência limite sua flambagem local é prevenida pela pressão do concreto confinado contra a parede do tubo. Devido a esta interação do aço e do concreto, a força axial atuando em um pilar preenchido será bem além da força que o elemento de aço suportaria sozinho.

Em pilares preenchidos retangulares as expressões 3.6 e 3.7 são válidas, onde o tubo de aço proporciona contenção para o concreto. Em pilares circulares preenchidos, a contenção do concreto resulta em uma intensificação da resistência do concreto à compressão e também no desenvolvimento de um arco de tensão no tubo de aço que causa redução no limite de escoamento do aço. Para levar em conta este efeito, recomenda-se, então, que a carga última modificada para pilares circulares preenchidos seja dada por:

$$N'_u = N'_{uc} + N'_{us} \quad (3.8)$$

$$\text{Onde: } N'_{uc} = A_c f'_{cd} \quad N'_{us} = A_s f'_{sd} \quad (3.9)$$

Sendo,

$$f'_{cd} = \left[f_{ck} + \eta_1 (t/d) f_{sy} \right] / \gamma_c \quad (3.10)$$

$$f'_{sd} = \eta_2 f_{sy} / \gamma_s \quad (3.11)$$

- γ_c, γ_s - coeficiente de minoração de resistência do concreto e do aço, respectivamente.
- t, d - espessura e diâmetro externo do tubo, respectivamente.
- η_1 e η_2 são dados na tabela 3.2 em função de ℓ/d .

TABELA 3.2 - Valores de η_1 e η_2 - ECCS (1981)

ℓ/d	η_1	η_2
0	9,78	0,76
5	6,60	0,80
10	3,94	0,85
15	1,86	0,90
20	0,49	0,95
25	0,00	1,00

Onde:

ℓ - comprimento efetivo do pilar

d - diâmetro externo do tubo

b) Força crítica de Euler em pilar misto - N_{cr}

É dada por:

$$N_{cr} = \frac{P^2}{\ell_k^2} (E_c I_c + E_s I_s + E_r I_r) \quad (3.12)$$

Onde:

- ℓ_k - comprimento efetivo de flambagem do pilar misto
- E_c, E_s e E_r - módulo de elasticidade do concreto, do perfil de aço e da armadura, respectivamente;

- I_c , I_s e I_r - momento de inércia da seção de concreto, do aço do perfil e da armadura, respectivamente.

Onde: $E_c = 600 f_{ck}$ (3.13)

Em pilares revestidos, é possível se levar em conta o efeito da deformação lenta do concreto, através de uma redução do módulo de elasticidade, dado por:

$$E'_c = 300 f_{ck} \quad (3.14)$$

Se apenas parte da carga atuante for permanente:

$$E_c = E_c (1 - 0,5 N_{per} / N) \quad (3.15)$$

Onde: N_{per} - força axial atuante permanente

N - força axial atuante total

A redução do módulo de elasticidade do concreto não é permitida em pilares preenchidos, exceto em casos de pilares muito esbeltos com altos valores de contribuição do concreto, definido a seguir.

c) Parâmetro de contribuição do concreto - α

O parâmetro α corresponde à contribuição do concreto no pilar misto e é definido como:

$$\alpha = \frac{N_{uc}}{N_u} \quad (3.16)$$

Em pilares preenchidos circulares, o parâmetro α é dado por:

$$\alpha = \frac{N'_{uc}}{N'_u} \quad (3.17)$$

onde N'_{uc} e N'_u são dados conforme item (a).

Os limites de α são dados por:

$0,2 < \alpha < 0,8$, para pilares mistos revestidos

$0,1 < \alpha < 0,8$, para pilares mistos preenchidos

d) Índice de esbeltez reduzido - $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_u}{N_{cr}}} \quad (3.18)$$

Observar:

- $\bar{\lambda}$ não deve exceder o valor limite 2,0.
- no caso de pilares circulares preenchidos, usar N'_u .

e) Resistência à aderência

São fornecidos valores da tensão limite de aderência - 0,6 MPa, para pilares mistos revestidos e 0,4 MPa, para pilares mistos preenchidos. Pode-se considerar a interação completa entre o aço e o concreto, e portanto dispensar o uso de conectores se a tensão de cisalhamento entre o aço e o concreto atuante for menor que estes valores de resistência assumidos.

Resistência de elementos comprimidos:

A força normal atuante em um pilar misto é limitada em:

$$N \leq N_k \quad (3.19)$$

Onde,

N - solicitação de cálculo

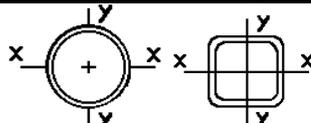
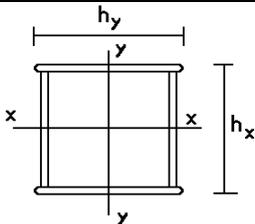
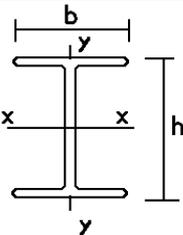
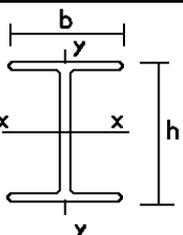
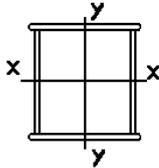
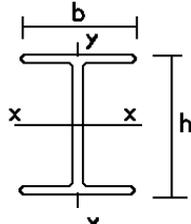
$$N_k = K_I N_u \quad (3.20)$$

Onde:

N_u - resistência de cálculo, conforme item (a) dos parâmetros de cálculo

K_I - corresponde ao parâmetro ρ da NBR 8800 (1986). É obtido pelas curvas de flambagem definidas para perfis de aço isolados, em função do índice de esbeltez reduzido $\bar{\lambda}$ (item (d) dos parâmetros de cálculo), conforme tipo de seção e eixo de flambagem (figura 3.2).

K_1 - para cada tipo de curva			
$\bar{\lambda}$	a	b	c
0	1,000	1,000	1,000
0,1	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	1,000	1,000
0,3	0,978	0,965	0,951
0,4	0,954	0,925	0,900
0,5	0,923	0,885	0,844
0,6	0,884	0,838	0,783
0,7	0,845	0,785	0,719
0,8	0,796	0,727	0,654
0,9	0,739	0,663	0,593
1,0	0,675	0,599	0,537
1,1	0,606	0,537	0,486
1,2	0,542	0,480	0,438
1,3	0,480	0,429	0,395
1,4	0,427	0,383	0,357
1,5	0,381	0,343	0,323
1,6	0,341	0,307	0,293
1,7	0,306	0,277	0,265
1,8	0,277	0,250	0,241
1,9	0,251	0,227	0,220
2,0	0,228	0,207	0,202

Forma da seção transversal		curva
	Tubos laminados ou soldados	a
	Seções caixão soldadas	b
	Seções I e H laminadas - flexão no eixo xx $h/b > 1,2$ $h/b < 1,2$	a b
	Seções I e H soldadas - flexão no eixo xx $h/b > 1,2$ $h/b < 1,2$	b c
	Seções caixão	a
	Seções I e H - flexão no eixo xx - flexão no eixo yy	a b

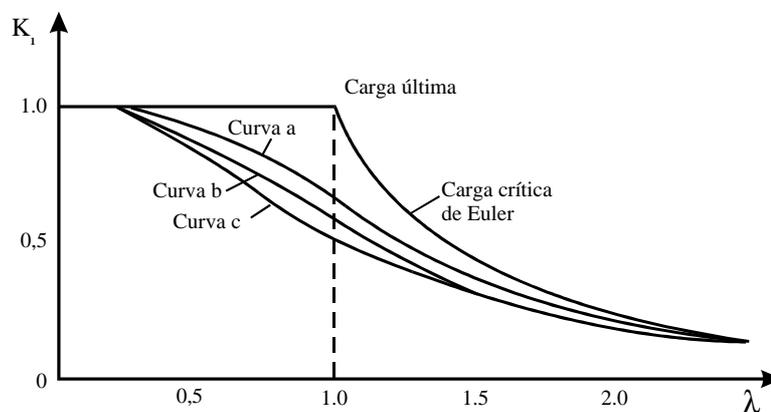


FIGURA 3.2 - Curvas de resistência adotadas pelo ECCS (1981)

Resistência de elementos flexo-comprimidos

Em peças sujeitas à flexo-compressão, deve-se fazer a verificação referente ao momento fletor, além da verificação isolada da normal de compressão. A colapso vai ocorrer quando o pilar atingir o valor de cálculo de seu momento resistente último, M_k . Portanto,

$$M < M_k \quad (3.21)$$

onde M é o momento solicitante de cálculo. M_k é calculado levando em conta a interação N / M . A determinação M_k pode ser feita por 3 métodos. O *Método A* consiste em uma formulação analítica para o cálculo da posição da linha neutra da seção plastificada e em seguida o cálculo de M_k . O segundo método, denominado de *Método B* consiste na determinação de M_u fazendo-se a seguinte aproximação:

$$M_k = 0,9 s M_u \quad (3.22)$$

onde s é obtido do diagrama de interação N / M para a seção em questão, conforme figura 3.3.

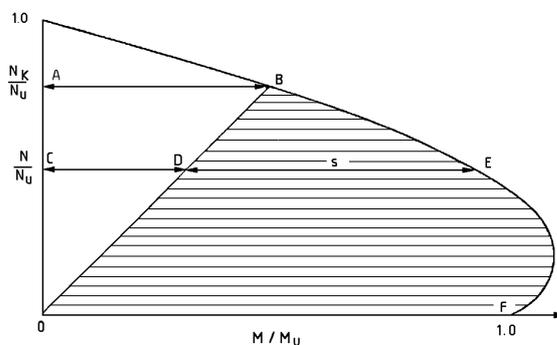


FIGURA 3.3 - Diagrama de interação momento-normal.

O ponto B da figura 3.3 tem ordenada N_k/N_u e o momento fletor a ele associado deve ser interpretado como sendo aquele que representa imperfeições geométricas e/ou tensões residuais. O parâmetro "s" representa a distância da reta OB ao diagrama de interação ao nível de N/N_u ($<N_k/N_u$). A área hachurada indica a reserva de resistência à flexão para cada nível de carregamento inferior ao correspondente à força última de flambagem. O cálculo de N_u e M_u é feito admitindo plastificação total na seção, conforme os diagramas de tensão ilustrados na figura 3.4.

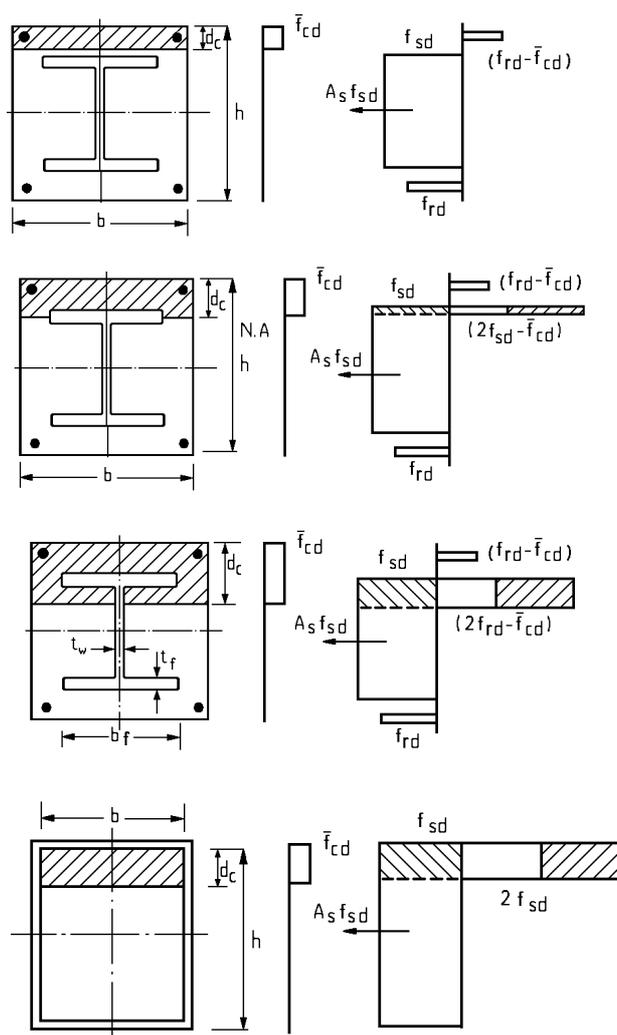


FIGURA 3.4 - Distribuição de tensões em seções mistas sob flexo-compressão

3.2.3 BS 5400: Parte 5 (1979)

a) Resistência axial última da seção mista - N_u

$$N_u = 0,91A_s f_y + 0,87 A_r f_{ry} + 0,45 A_c f_{cu} \quad (3.23)$$

Onde:

A_s - área da seção transversal do perfil

A_r - área da seção transversal da armadura

A_c - área da seção transversal do concreto

f_y - limite de escoamento do aço do perfil

f_{ry} - limite de escoamento do aço da armadura

f_{cu} - resistência característica do concreto aos 28 dias

Para pilares circulares preenchidos:

$$N_u = 0,91A_s f'_y + 0,45A_c f_{cc} \quad (3.24)$$

Onde:

- f_{cc} - resistência característica majorada pelo efeito de confinamento do concreto sob força axial, dada por:

$$f_{cc} = f_{cu} + c_1 \left(\frac{t}{D_e} \right) f_y \quad (3.25)$$

t , D_e - espessura da parede e diâmetro externo do tubo

- f'_y - limite de escoamento do aço reduzido pelo efeito de conter o concreto confinado, dado por:

$$f'_y = c_2 f_y \quad (3.26)$$

c_1 e c_2 são dados na tabela 3.3 em função de ℓ / d .

TABELA 3.3 - Valores de c_1 e c_2 - BS 5400: Parte 5 (1979)

ℓ_e / D_e	c_1	c_2
0	9,47	0,76
5	6,40	0,80
10	3,81	0,85
15	1,8	0,90
20	0,48	0,95
25	0,00	1,00

ℓ_e - comprimento efetivo de flambagem do pilar considerado. A tabela 3.4 apresenta os valores de ℓ_e para cada caso de vinculação.

D_e - diâmetro externo do tubo

b) Índice de esbeltez - λ

$$\text{É dado por: } \lambda = \frac{\ell_e}{\ell_E} \quad (3.27)$$

Onde:

- ℓ_E - comprimento do pilar para o qual a força crítica de Euler é igual à resistência axial última, dado por:

$$\ell_E = \pi \sqrt{\frac{(E_c I_c + E_s I_s + E_r I_r)}{N_u}} \quad (3.28)$$

- ℓ_e - comprimento efetivo de flambagem do pilar considerado.
- E_c - módulo de elasticidade do concreto, dado por: $E_c = 450 f_{cu}$.
- E_s, E_r - módulo de elasticidade do aço do perfil e da armadura, respectivamente
- I_c, I_s, I_r - momento de inércia da seção de concreto, do perfil de aço e da armadura

Deve-se observar ainda as seguintes limitações:

$$\frac{\ell_e}{b} \leq \begin{cases} 30 - \text{pilares revestidos} \\ 55 - \text{pilares preenchidos circulares} \\ 60 - \text{pilares preenchidos retangulares} \end{cases}$$

Onde: b - menor dimensão da seção transversal mista ou diâmetro para seção circular

TABELA 3.4 - Comprimento efetivo do pilar - ℓ_e - BS 5400: Parte 5 (1979)

Condição de vinculação	ℓ_e
• rotação e translação impedida nas duas extremidades	0,70 ℓ
• translação impedida nas duas extremidades e rotação impedida em apenas uma	0,85 ℓ
• translação impedida nas duas extremidades e sem restrições à rotação	1,00 ℓ
• uma extremidade efetivamente restrita à rotação e translação e na outra restrição "imperfeita" à rotação e sem restrição à translação	1,50 ℓ
• uma extremidade efetivamente restrita à rotação e translação e na outra sem restrição tanto à rotação quanto à translação	2,00 ℓ

c) Parâmetro de contribuição do concreto - a_c

O parâmetro a_c é o usado para avaliar a contribuição do concreto na seção

$$\text{mista: } a_c = \frac{0,45 A_c f_{cu}}{N_u} \quad (3.29)$$

Em pilares preenchidos circulares, o parâmetro a_c é dado por:

$$a_c = \frac{0,45 A_c f_{cc}}{N_u} \quad (3.30)$$

Os limites de a_c são dados por:

$$0,15 < a_c < 0,8, \text{ para pilares mistos revestidos}$$

$$0,1 < a_c < 0,8, \text{ para pilares mistos preenchidos}$$

d) Tensão limite de aderência

São fornecidos os mesmos valores de tensão limite de aderência do ECCS (1981) - $0,6 \text{ MPa}$, para pilares mistos revestidos e $0,4 \text{ MPa}$, para pilares mistos preenchidos. Sendo a tensão de cisalhamento atuante entre o aço e o concreto menor que estes valores assumidos de resistência, permite-se considerar a interação completa entre o aço e o concreto e dispensar o uso de conectores.

Resistência de elementos comprimidos:

Para pilares mistos robustos, isto é, I_x/h e I_y/b não maiores que 12 (h e b - maior e menor dimensão da seção, respectivamente), a normal atuante no pilar é limitada em:

$$N \leq N_{ay} \quad (3.31)$$

Onde

$$N_{ay} = 0,85 K_{Iy} N_u \quad (3.32)$$

- N_u - conforme item a) dos parâmetros de cálculo
- K - é obtido pelas curvas de flambagem de barras de aço em função do índice de esbeltez, λ - item b) dos parâmetros de cálculo
- $0,85$ - fator de redução correspondente à previsão de ocorrência de momentos fletores devidas a pequenas excentricidades acidentais.

Para pilares esbeltos, isto é, quando I_x/h ou I_y/b excede o limite 12, deve-se considerar o pilar submetido à flexo-compressão sobre o eixo de menor inércia e deve ser calculado conforme o item que se segue, considerando o momento aplicado como a normal atuante vezes uma excentricidade devidas a imperfeições de execução de $0,03b$, onde b é a menor dimensão da seção transversal.

Resistência de elementos flexo-comprimidos

A norma britânica fornece formulação para verificação de pilares submetidos à flexo-compressão para várias combinações de vinculação e eixos de flexão. Para flexão no eixo de menor inércia, a normal atuante no pilar não deve exceder a normal última N_y e o momento atuante não deve exceder M_{uy} :

$$N < N_y \quad \text{e} \quad M < M_{uy} \quad (3.33)$$

Onde,

$$N_y = N_u \left[K_{Iy} - \left(K_{Iy} - K_{2y} - 4K_3 \right) \frac{M_y}{M_{uy}} - 4K_3 \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^2 \right] \quad (3.34)$$

N_y - normal última de um pilar sujeito à momento de cálculo M_y

O anexo C desta norma apresenta as hipóteses que devem ser assumidas para o cálculo de M_{uy} :

- o aço do perfil e da armadura estão sob limite de escoamento;
- a resistência do concreto à tração é desprezada;
- a área de concreto do lado comprimido da linha neutra tem distribuição uniforme de tensões com valor de $0,4 f_{cu}$.

No anexo C ainda encontra-se uma formulação para o cálculo de M_{uy} , que além das hipótese já descritas, assume ainda:

- a área de armadura na seção transversal é pequena e tem valores iguais nas regiões de tração e compressão (armadura simétrica);

- o concreto deslocado pela seção de aço em um pilar revestido é desprezado no cálculo da força de compressão.

Para utilização desta formulação a BS 5400: Parte 5 (1979) apresenta a mesma figura fornecida pelo ECCS (1981) com vários tipos de seção transversal, com a linha neutra situada em diferentes partes desta e assumindo-se a distribuição uniforme de tensões (plastificação total da seção)

3.2.4 Eurocode 4: Parte 1.1 (1994)

O CEC - *Commission of the European Communities* iniciou nos anos 80 a preparação de uma coleção de normas, os Eurocodes, para projetos de estruturas cuja finalidade seria estabelecer um conjunto de regras comuns aos países europeus. Os Eurocodes 3 e 4, que tratam respectivamente de estruturas de aço e mistas, foram baseados nas recomendações do ECCS. STARK (1994) ressalta a importância dos Eurocodes como um caminho para abrir os horizontes para projetistas e fabricantes de estruturas para outros mercados, além do meio acadêmico de diferentes países poder desenvolver pesquisas para um conjunto único de normas.

O Eurocode 4 (1994) apresenta dois métodos de cálculo de pilares mistos: um mais geral, que é aplicável, inclusive, à pilares com seção transversal assimétrica ou variáveis ao longo da altura; e um outro simplificado, para pilares com seção bissetétrica (simetria em 2 eixos) e constante ao longo da altura. O Anexo D do Eurocode 4 (1994) apresenta um método de dimensionamento simplificado para pilares com seção transversal monossimétrica.

O Eurocode 4 (1994) também considera o efeito de confinamento em pilares preenchidos de seção circular.

Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser considerados do concreto no cálculo se estes forem desfavoráveis a resistência do pilar.

Os pilares parcialmente revestidos estão incluídos no escopo do Eurocode 4

(1994). A formulação específica para cálculo das resistências últimas deste tipo de pilar é apresentada por HUNAITI & FATTAH (1994).

a) Resistência axial última da seção mista - $N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{g_{Ma}} + \frac{0,85 A_c f_{ck}}{g_c} + \frac{A_s f_{sk}}{g_s} \quad (3.35)$$

Onde:

A_a - área da seção transversal do perfil

A_c - área da seção transversal do concreto

A_s - área da seção transversal da armadura

f_y - limite de escoamento do aço do perfil

f_{ck} - resistência característica do concreto aos 28 dias

f_{sk} - limite de escoamento do aço da armadura

g_{Ma} , g_c , g_s - coeficientes parciais de segurança de cada material

Para pilares circulares preenchidos:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a h_2 f_y}{g_{Ma}} + \frac{A_c f_{ck}}{g_c} \left[1 + h_1 \left(\frac{t}{d} \right) \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + \frac{A_s f_{sk}}{g_s} \quad (3.36)$$

Onde:

• t , d - espessura da parede e diâmetro externo do tubo

• h_1 e h_2 :

$$\text{Para } 0 < e < d/10 \left\{ \begin{array}{l} h_1 = h_{10} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) \\ h_2 = h_{20} \left(1 - 10 \frac{h_{20} e}{d} \right) \end{array} \right. \quad (3.37)$$

$$\text{Para } e > d/10 \left\{ \begin{array}{l} h_1 = 0 \\ h_2 = 1,0 \end{array} \right. \quad (3.38)$$

- os valores de h_{10} e h_{20} são fornecidos na tabela 3.5

TABELA 3.5 - Valores de h_{10} e h_{20} - Eurocode 4 (1994)

\bar{I}	h_{10}	h_{20}
0	4,90	0,75
0,1	3,22	0,80
0,2	1,88	0,85
0,3	0,88	0,90
0,4	0,22	0,95
$\geq 0,5$	0,00	1,00

b) Produto de rigidez equivalente - $(EI)_e$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_c I_c + E_s I_s \quad (3.39)$$

Onde:

- E_c - módulo de elasticidade do concreto, dado por: $E_c = E_{cm}/1,35$
- E_{cm} - módulo secante do concreto
- E_a, E_s - módulo de elasticidade do aço do perfil e da armadura, respectivamente
- I_c, I_a, I_s - momento de inércia da seção de concreto, do perfil e da armadura

Quando \bar{I} exceder os limites da tabela 3.6 ou quando $e/d < 2$, deve-se considerar os efeitos da deformação lenta, fazendo-se a seguinte modificação no módulo de elasticidade do concreto:

$$E_c' = E_c \left(1 - 0,5 \frac{N_{Gsd}}{N_{sd}} \right) \quad (3.40)$$

Onde:

N_{sd} - normal de cálculo

$N_{G,sd}$ - parcela de N_{sd} correspondente à ação permanente.

TABELA 3.6 - Valores limites de \bar{I} abaixo dos quais são desprezados os efeitos da retração e da deformação lenta - Eurocode 4 (1994)

	Estruturas indeslocáveis	Estruturas deslocáveis
Pilares revestidos	0,8	0,5
Pilares preenchidos	$0,8/(1-d)$	$0,5/(1-d)$

Onde d é o parâmetro de contribuição do aço, definido no item e).

c) Carga crítica de Euler

$$N_{cr} = \frac{\mathbf{p}^2 (EI)_e}{\ell^2} \quad (3.41)$$

Onde ℓ é o comprimento efetivo de flambagem do pilar

d) Índice de esbeltez reduzida - \bar{I}

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (3.42)$$

Onde:

- N_{plR} corresponde ao valor de N_{plRd} dado no item (a) com \mathbf{g}_{Ma} , \mathbf{g}_c e \mathbf{g}_s tomados iguais a 1,0.
- \bar{I} não deverá ser maior que 2,0.

e) Parâmetro de contribuição do aço - \mathbf{d}

O parâmetro \mathbf{d} é o usado para avaliar a contribuição do aço na seção mista:

$$\mathbf{d} = \left(\frac{A_a f_y}{\mathbf{g}_a} \right) \frac{1}{N_{pl,Rd}} \quad (3.43)$$

O parâmetro de contribuição do aço \mathbf{d} deve estar entre 0,2 e 0,9 para o pilar poder ser tratado como elemento misto. Para $\mathbf{d} < 0,2$ o pilar deve ser dimensionado pela norma de concreto armado e para $\mathbf{d} > 0,9$ deverá ser utilizada a norma de estruturas de aço.

f) Tensão limite de aderência

São fornecidos os mesmos valores de tensão limite de aderência do ECCS (1981) e da BS 5400: Parte 5 (1979), para pilares mistos revestidos (0,6 MPa) e preenchidos (0,4 MPa); e ainda fornece o valor de 0,2 MPa para os pilares parcialmente revestidos. Sendo a tensão atuante na interface entre o aço e o concreto menor que esta resistência, permite-se considerar a interação completa entre os dois materiais e não haverá necessidade do uso de conectores.

Resistência de elementos comprimidos

$$N_{sd} \leq cN_{pl,Rd} \quad (3.44)$$

Onde:

N_{sd} - solicitação de cálculo

c - similar ao parâmetro r da NBR 8800 (1986).

Resistência de elementos flexo-comprimidos

O Eurocode 4 (1994) também encara o pilar misto como um pilar de concreto armado com uma armadura especial. Portanto, recai-se na construção de curvas de interação $N \times M$, similar ao apresentado pelo ECCS (1981) e devem ser feitas as seguintes verificações:

$$N_{sd} \leq cN_{pl,Rd} \quad (3.45)$$

e, nos casos de:

- Flexo-compressão reta:

$$M_{y,sd} \leq 0,9m_y M_{ypl,Rd} \text{ ou } M_{z,sd} \leq 0,9m_z M_{zpl,Rd}, \quad (3.46)$$

- Flexo-compressão oblíqua:

$$M_{y,sd} \leq 0,9m_y M_{ypl,Rd} \text{ e } M_{z,sd} \leq 0,9m_z M_{zpl,Rd}, \quad (3.47)$$

$$\text{além de } \frac{M_{y,sd}}{m_y M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{m_z M_{plz,Rd}} \leq 1,0, \quad (3.48)$$

Onde $M_{ypl,Rd}$ e $M_{zpl,Rd}$ são calculados pela análise plástica da seção transversal. Os valores de m_y e m_z são obtidos das curvas de interação e são similares ao parâmetro s apresentado pelo ECCS (1981), ou analiticamente por:

$$m = m_d - m_k \frac{(c_d - c_n)}{(c - c_n)} \quad (3.49)$$

Onde:

$$\bullet \quad c_d = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \quad (3.50)$$

$$\bullet \quad c_n = c \frac{(1-r)}{4}, \quad (3.51)$$

com $c_n \leq c_d$ e r - razão entre menor e maior momento de extremidade

- m_d e m_k são os valores da abcissa da curva de interação nos pontos de ordenada c_d e c , respectivamente.

Conforme já explicitado, os pilares parcialmente revestidos fazem parte do escopo do Eurocode 4 (1994). HUNAITI & FATTAH (1994) apresentam a formulação para cálculo das resistências últimas da seção, na plastificação, conforme recomendado pelo Eurocode 4 (1994).

3.2.5 Adaptações à NBR 8800 (1986)

Conforme foi visto, as normas que tratam de pilares mistos aço-concreto adotam um procedimento similar ao adotado no dimensionamento de pilares de aço isolados. No dimensionamento de pilares sujeitos à compressão, cada norma adotou suas curvas de flambagem para elementos comprimidos de aço isolado. A NBR 8800 (1986) é omissa em relação aos pilares mistos aço-concreto, entretanto parece razoável adotar suas curvas de flambagem para elementos de aço isolados no dimensionamento de pilares mistos, usando as prescrições propostas segundo qualquer uma das normas apresentadas. Este procedimento deve ser de caráter provisório, uma vez que a NBR 8800 (1986) deverá inserir critérios para verificação de pilares mistos, o que já é apresentado pelo Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997) e está descrito no próximo item.

O mesmo raciocínio anterior pode ser estendido aos elementos flexo-comprimidos, adotando-se, por exemplo, as expressões de interação momento-normal da NBR 8800 (1986), as quais estão reproduzidas a seguir:

$$\frac{N_d}{f_c N_y} + \frac{M_{dx}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{f_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (3.52)$$

$$\frac{N_d}{f_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}}\right) f_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ey}}\right) f_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (3.53)$$

Onde:

C_m - Fator de equivalência de carregamento. A NBR 8800 (1986) fornece os valores de C_m para diferentes situações.

N_d - Normal de cálculo

M_d - Momento fletor de cálculo

$f_c N_y$ - Resistência de cálculo à força normal, sem consideração de flambagem global, dada por $0,9 (Q A_g f_y)$ - NBR 8800 (1986)

$f_c N_n$ - Resistência de cálculo à força normal, considerando flambagem global e local, dada por $0,9 (r Q A_g f_y)$ - NBR 8800 (1986)

$f_c M_n$ - Resistência de cálculo ao momento fletor, da seção composta, supondo plastificação total NBR 8800 (1986)

N_e - Força crítica de Euler, calculada para o pilar misto. Pode ser obtida, por exemplo, tomando-se os parâmetros modificados f_{my} e E_m , propostos pelo AISC-LRFD (1994), ou tomando-se o produto de rigidez EI da seção mista, conforme indicado nas normas ECCS (1981), Eurocode 4 (1994) e BS 5400: Parte 5 (1979).

3.2.6 Recomendações do Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997)

O Texto-base da norma brasileira *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997), apresenta em seu anexo C, junto com o dimensionamento de pilares mistos em situação de incêndio, para que este tenha sentido, a formulação para cálculo de pilares mistos em temperatura ambiente, uma vez que a norma brasileira de estruturas de aço, NBR 8800 (1986) é omissa em relação à estes elementos.

A formulação apresentada por este texto é baseada nas prescrições do Eurocode 4. Portanto, para consideração do comportamento conjunto do aço e do concreto, define-se um produto de rigidez efetivo para a seção mista. No entanto, ao invés de sugerir a construção de curvas de interação, o Texto-base... (ABNT, 1997) propõe a utilização das expressões de interação utilizadas para elementos de aço isolados.

O método simplificado apresentado é baseado nas seguintes hipóteses:

- há interação completa entre o aço e o concreto no estado limite último;
- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para o cálculo da resistência de pilares de aço sem proteção;
- não ocorre flambagem local dos elementos de aço da seção transversal.

Para assumir a interação completa na interface do aço e do concreto, e portanto, dispensar o uso de conectores, a norma assume valores para a resistência às tensões cisalhantes nesta interface, que não deverão ser ultrapassados pela tensão atuante. Estes valores são os mesmos assumidos pelo Eurocode 4, conforme item 3.2.4.

A hipótese de não ocorrência de flambagem local é válida para os seguintes limites da relação largura/espessura:

- seções tubulares circulares preenchidas: $\frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$
- seções tubulares retangulares preenchidas: $\frac{h}{t} \leq 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
- seções I parcialmente revestidas: $\frac{b_f}{t_f} \leq 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Resistência à compressão da seção transversal:

$$N_{pl,Rd} = f_a f_y A_a + \alpha f_c f_{ck} A_c + f_s f_{sy} A_s \quad (3.54)$$

Resistência do pilar submetido à compressão:

$$N_{Rd} = r N_{pl,Rd} \quad (3.55)$$

Onde r é o parâmetro fornecido pela NBR 8800 (1986), em função da esbelteza reduzida \bar{I} e da curva de flambagem adequada.

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{xsd}}{M_{xpl,Rd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{ypl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.56)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{C_{mx} M_{xsd}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{ex}}\right) M_{xpl,Rd}} + \frac{C_{yx} M_{ysd}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{ey}}\right) M_{ypl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.57)$$

O cálculo de $N_{pl,Rd}$ para pilares circulares preenchidos deve considerar o efeito de confinamento, amplificando a resistência à compressão do concreto e minorando o limite de escoamento do aço, da mesma forma que foi apresentado pelo Eurocode 4.

A resistência de cálculo ao momento fletor é dada pelo momento de plastificação minorado pelo coeficiente de resistência 0,9. O momento de plastificação é dado por:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5f_{cd}(Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd}(Z_{ps} - Z_{psn}) \quad (3.58)$$

Onde:

$$f_y = \mathbf{f}_a f_y$$

$$f_{sd} = \mathbf{f}_s f_{sy}$$

$$f_{cd} = \mathbf{a} \mathbf{f}_c f_{ck} \quad (3.59)$$

$\mathbf{a} = 1,00$ - para seções preenchidas com concreto;

$\mathbf{a} = 0,85$ - para os demais casos.

Z_{pa} - Módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural;

Z_{ps} - Módulo de resistência plástico da seção da armadura de concreto;

Z_{pc} - Módulo de resistência plástico da seção de concreto, não-fissurado;

Z_{pan} , Z_{psn} , Z_{pcn} são módulos de resistência plásticos definidos adiante

Para qualquer tipo de pilar, tem-se:

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_i \quad (3.60)$$

$$Z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{yi} \quad (3.61)$$

Onde:

e_i - Distâncias dos eixos das barras da armadura de área A_{si} aos eixos de simetria da seção;

e_{yi} - Distâncias dos eixos das barras da armadura ao eixo x;

A_{sni} - Áreas das barras da armadura na região $2h_n$

Sendo h_n a distância do eixo de flexão à linha neutra, $2h_n$ é a região entre a linha neutra e uma linha simétrica à ela.

Para pilares mistos do tipo I-revestido:

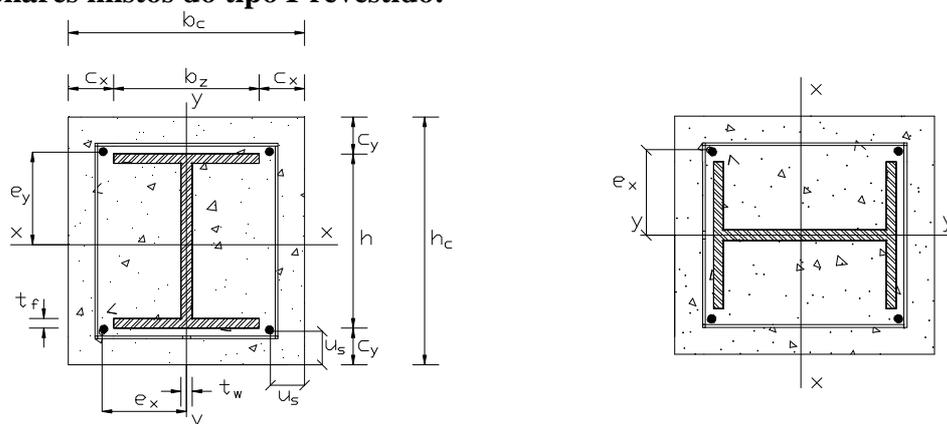


FIGURA 3.5 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto revestido, flexão nos eixos de maior e menor inércia

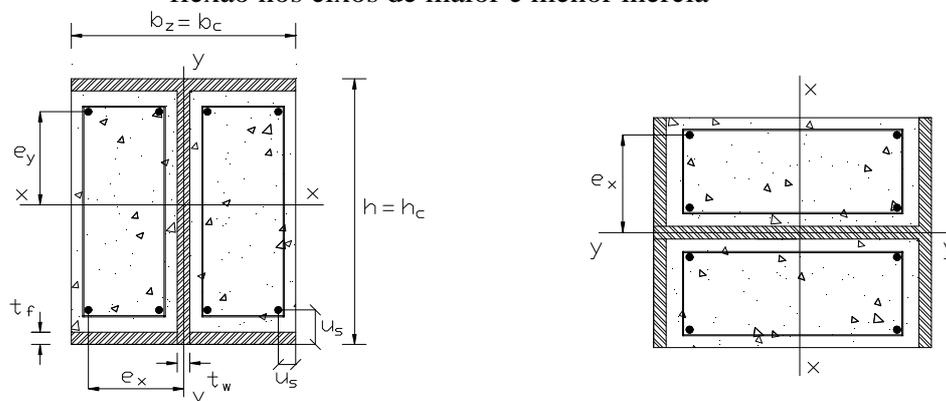


FIGURA 3.6 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto parcialmente revestido, flexão nos eixos de maior e menor inércia

a) Eixo de maior inércia:

$$Z_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} \quad (3.62)$$

a.1) Linha neutra plástica na alma do perfil de aço $\left(h_n \leq \frac{h}{2} - t_f \right)$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (3.63)$$

$$Z_{pan} = t_w h_n^2 \quad (3.64)$$

$$Z_{pcn} = b_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.65)$$

Onde:

A_{sn} - Soma das áreas das barras da armadura na região entre a linha neutra e uma linha simétrica à ela;

h_n - distância do eixo de flexão à linha neutra.

a.2) Linha neutra plástica na mesa do perfil na mesa do perfil de aço

$$\left(\frac{h}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{h_c}{2} \right)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + (b_f - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b_f(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (3.66)$$

$$Z_{pan} = b h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(h - 2t_f)^2}{4} \quad (3.67)$$

$$Z_{pcn} = b_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.68)$$

a.3) Linha neutra plástica fora do perfil de aço $\left(\frac{h}{2} \leq h_n \leq \frac{h_c}{2} \right)$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd}} \quad (3.69)$$

$$Z_{pan} = Z_{pa} \quad (3.70)$$

$$Z_{pcn} = b_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.71)$$

b) Eixo de menor inércia:

$$Z_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} \quad (3.72)$$

b.1) Linha neutra plástica na alma do perfil de aço $\left(h_n \leq \frac{t_w}{2} \right)$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2h(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (3.73)$$

$$Z_{pan} = h h_n^2 \quad (3.74)$$

$$Z_{pcn} = h_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.75)$$

Onde:

A_{sn} - Soma das áreas das barras da armadura na região entre a linha neutra e uma linha simétrica à ela;

b.2) Linha neutra plástica na mesa do perfil na mesa do perfil de aço

$$\left(\frac{t_w}{2} \leq h_n \leq \frac{b_f}{2} \right)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (3.76)$$

$$Z_{pan} = 2t_f h_n^2 + \frac{(h - 2t_f)t_w^2}{4} \quad (3.77)$$

$$Z_{pcn} = h_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.78)$$

b.3) Linha neutra plástica fora do perfil de aço $\left(\frac{b_f}{2} \leq h_n \leq \frac{b_c}{2} \right)$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd}} \quad (3.79)$$

$$Z_{pan} = Z_{pa} \quad (3.80)$$

$$Z_{pcn} = h_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (3.81)$$

Pilares mistos preenchidos:

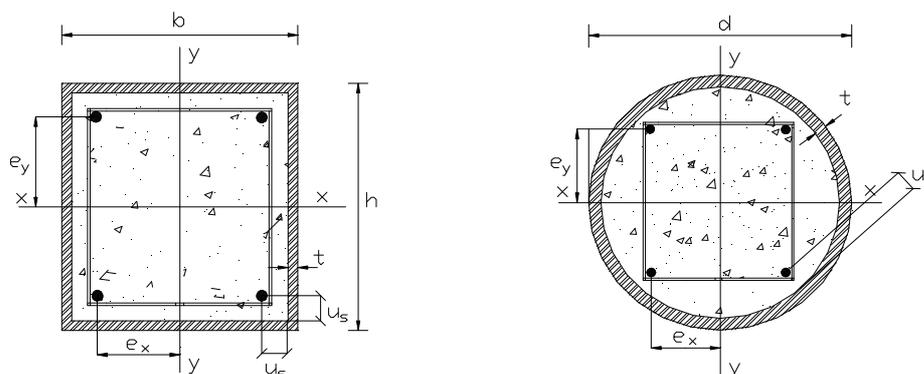


FIGURA 3.7 - Principais dimensões da seção transversal do pilar misto preenchido

a) Seção retangular

a.1) Eixo de maior inércia:

$$Z_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-p)\left(\frac{h}{2} - t - r\right) - Z_{ps} \quad (3.82)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2bf_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (3.83)$$

$$Z_{pcn} = (b-2t)h_n^2 - Z_{psn} \quad (3.84)$$

$$Z_{pan} = bh_n^2 - Z_{pcn} - Z_{psn} \quad (3.85)$$

a.2) Eixo de menor inércia

Neste caso devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo de maior inércia, porém trocando entre si as dimensões h e b .

b) Seção circular

Podem ser utilizadas as equações relativas às seções retangulares,

considerando $h = b = d$ e $r = \frac{d}{2} - t$

3.3 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS

O cálculo dos esforços últimos de pilares mistos pode ser feito por métodos simplificados baseados em uma distribuição preestabelecida das tensões, onde técnicas analíticas ou numéricas são utilizadas para integrar esta distribuição idealizada de tensões na seção transversal, ou por técnicas mais apuradas, como por exemplo a análise por elementos de fibra.

As normas sugerem, conforme já explicitado, um método simplificado, assumindo uma distribuição retangular de tensões na compressão, e ignora a resistência à tração do concreto.

No método dos elementos de fibra a seção transversal é discretizada em pequenas áreas onde as relações constitutivas são baseadas primeiramente no comportamento linear da curva tensão x deformação, e cada área discretizada representa uma fibra do material ao longo do elemento. EL-TAWIL et al. (1994) apresentam um programa de computador iterativo para modelação de pilares I-revestidos utilizando o método dos elementos de fibra. Os resultados da análise feita por este programa são utilizados para verificar a resistência à flexo-compressão dos pilares revestidos de acordo com a norma desejada. Este trabalho mostra a possibilidade de se ter um cálculo mais apurado facilitado pelo uso do computador.

Outro aspecto interessante a ser abordado é o dimensionamento de pilares mistos revestidos com seção assimétrica. O Eurocode 4 (1994), em sua formulação genérica para dimensionamento de pilares mistos, inclui os pilares de seção assimétrica em seu escopo. Em 1990, sua versão preliminar não abrangia os pilares de seção assimétrica e ROIK & BERGMANN (1990) propuseram uma formulação prática para estes casos baseada na formulação do próprio texto-base do Eurocode 4 para seções bissimétricas, de tal forma que conforme a excentricidade causada pela não-simetria tende para zero, o método torna-se idêntico ao proposto para seções simétricas.

- Coordenada do CG da seção:

$$z_{CG} = \frac{z_a A_a E_a + z_c A_c E_c + z_s A_s E_s}{A_a E_a + A_c E_c + A_s E_s} \quad (3.86)$$

Onde:

z_a , z_c e z_s - distância dos respectivos centros de gravidade ao eixo de referência

- Linha neutra plástica:

$$z_{pl} = \frac{\left(\frac{z_a A_a f_y}{g_a} \right) + \left(\frac{z_c A_c 0,85 f_{ck}}{g_c} \right) + \left(\frac{z_s A_s f_{sk}}{g_s} \right)}{\left(\frac{A_a f_y}{g_a} \right) + \left(\frac{A_c f_{ck}}{g_c} \right) + \left(\frac{A_s f_{sk}}{g_s} \right)} \quad (3.87)$$

Portanto, a excentricidade devido a assimetria será dada por:

$$e_{pl} = z_{pl} - z_{el} \quad (3.88)$$

A verificação minuciosa compreenderia a verificação à flexo-compressão com $M = N_d e_{pl}$, sendo portanto, necessária a construção da curva de iteração, o que seria relativamente trabalhoso. Porém, através de aproximações, pode-se fazer somente a verificação de N :

$$N \leq c_{pl} N_{pl} \quad (3.89)$$

Onde:

$$c_{pl} = \frac{a}{2} - \sqrt{\frac{a^2}{4} - \frac{c}{I^2}}, \quad (3.90)$$

$$a \approx c + \frac{I, I}{I^2} \quad (3.91)$$

sendo que c_{pl} foi aproximado para este valor através da curva de iteração $N \times M$, e portanto já considera a flexão.

Em uma outra pesquisa, conduzida por BRIDGE & WEBB (1992) na Austrália, buscou-se desenvolver um método de cálculo que permitisse maior flexibilidade na escolha de tubos de paredes finas, sem comprometer a segurança da

estrutura. Naquele país, os pilares preenchidos foram utilizados pioneiramente no Casselden Place, um edifício de 43 andares em Melbourne, em 1991. Foi no projeto do Casselden Place, durante a fase de ante projeto, que decidiu-se pesquisar a viabilidade dos tubos de parede fina. Consideraram então, especificações para projeto assim como aspectos práticos para optarem por estes tipos de tubos. Neste projeto foram utilizadas as seguintes dimensões:

$$D \cong 950mm$$

$$t = 8mm$$

$$f_y = 250MPa$$

Estes valores foram definidos em discussões com o fabricante do tubo, o construtor da obra e o montador da estrutura de aço com objetivo de facilitar a fabricação do tubo e de modo que eles fossem robustos o suficiente para o transporte e montagem

$$\frac{D}{t} \approx 169 \rightarrow \text{valor a partir do qual a flambagem local do tubo irá interferir na}$$

resistência do pilar

Desenvolveu-se um programa experimental para verificar se o uso de um diâmetro efetivo reduzido (D_e) ou de uma espessura efetiva reduzida (t_e) nos cálculos eram satisfatórios em tubos de parede fina (razão $\frac{D}{t}$ maior) preenchidos com concreto. Este programa consistiu de ensaios em tubos aço isolados, em tubos similares preenchidos com concreto e em corpo de provas de concreto. Como pilares preenchidos são usados em estruturas de edifícios muito altos, o principal limitante é a carga axial. O concreto utilizado foi de alto desempenho, com resistência à compressão variando de 60 a 70 MPa;

- aumento na resistência do concreto pelo confinamento irá depender da razão $\frac{D}{t}$ e das características do concreto ($\mathbf{s} \times \mathbf{e}$);
- capacidade de carga dos tubos de aço reduzida devido à flambagem global.

A simples superposição das resistências pode não ser apropriada pelo fato dos picos das resistências dos materiais não coincidir.

- Eurocode 4: $\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y}$ - para pilar preenchido, a menos que os efeitos da flambagem local sejam levados em conta.
- Norma australiana: AS 4100 (1990) $\frac{D}{t} \leq 82 \frac{250}{f_y}$ $\left(\frac{D}{t} \leq 87 \frac{235}{f_y} \right)$

Onde este limite é excedido deve-se usar, para efeitos somente de verificação de cálculo um diâmetro efetivo D_e com o valor de t adotado, isto é, a razão $\frac{D}{t}$ continua a mesma. Pode-se fazer também o contrário: fixar o valor de D e encontrar um valor de t_e .

$$D_e = \sqrt{\frac{I_{ey}}{I_e}} D, \text{ mas não maior que } D \quad (3.92)$$

$$\text{Onde: } I_e = \frac{D}{t} \frac{f_y}{250} \text{ e } I_{ey} = 82 \quad (3.93)$$

Em pesquisas em pilares preenchidos a maior razão entre D e t ensaiada foi de $\frac{D}{t} = 81,2$ por Grimault e Janss em 1977, e este valor representa o limite abaixo do qual os efeitos de flambagem local não precisam ser considerados.

Esta pesquisa mostrou que para pilares retangulares preenchidos, enquanto o tubo de aço isolado era esbelto e os efeitos da flambagem local significativos, o uso das dimensões reduzidas conduziu a resultados satisfatórios.

Características geométricas:

$$t = 2,012mm \quad A_g = 1.567mm^2$$

$$D = 250,02mm \quad A_c = 47.527mm^2$$

$$h = 750mm$$

Ensaio:

- Concreto: os dois pilares preenchidos e os dois corpos de prova foram concretados na mesma hora.
- Aço: ensaios de tração em 4 do corpos de prova retirados do tubo.
- Foram realizados ensaios de compressão nos dois tubos de aço isolados para medir a influência dos efeitos da flambagem. Observou-se flambagem local à meia altura do pilar pouco antes do ponto máxima carga de $\approx 596kN$.
- Foram realizados ensaios em 2 tubos preenchidos com concreto, com a carga aplicada no concreto e no aço. Observou-se a flambagem local antes da carga máxima de $\approx 3.400kN$.

Resultados comparativos:

a) Tubos de aço:

$$N = Af_y$$

- AS 4100 (1990) - usando a definição de diâmetro efetivo D_e

$$A_e = 1.248mm^2$$

$$\text{Portanto } N_e = 1.248 \times 260 = 324,5kN$$

- Utilizando o cálculo convencional, sem a definição de diâmetro efetivo

$$A_g = 1.567mm^2$$

$$\text{Portanto } N_g = 1.567 \times 260 = 407,4kN$$

- Resultado do ensaio $395,7kN$

b) Tubos preenchidos com concreto:

$$N_p = A_s f_y + A_c f_c$$

- AS 4100 (1990) - usando a definição de diâmetro efetivo D_e

$$A_e = 1.248mm^2$$

$$\text{Portanto } N_{ep} = 1.248 \times 260 + 47.527 \times 59,5 = 3.152kN$$

- Utilizando o cálculo convencional, sem a definição de diâmetro efetivo

$$A_g = 1.567 \text{mm}^2$$

$$\text{Portanto } N_g = 1.567 \times 260 + 47527 \times 59,5 = 3.235 \text{kN}$$

- Resultado do ensaio 3.400kN

Apesar do resultado conservador do cálculo que se utilizou o conceito de diâmetro efetivo, este método de cálculo deve ser utilizado pois desta maneira estará permitindo a utilização de tubos de paredes mais finas (relação $\frac{D}{t}$ maior), além de que, percentualmente este conservadorismo não é tão grande.

BRIDGE & YEUNG (1992), a partir da definição de que pilares mistos curtos são aqueles que podem ser projetados usando a resistência total da seção transversal, isto é, sem precisar minorar esta resistência pelos efeitos de instabilidade. BRIDGE & YEUNG (1992) procuraram uma definição simples de índice de esbeltez, L_s/r , que levasse em conta parâmetros como: N , M , bM , geometria da seção, altura do pilar, propriedades mecânicas do material. (M , bM - momentos de extremidade), além de determinar um valor limitante de L_s/r para pilares fletidos em curvaturas quase simétricas onde a perda na resistência do pilar fosse mantida à níveis aceitáveis com àqueles em que o pilar pode ser considerado curto. Então, a altura do perfil do pilar, L_s , pode então ser considerada como uma altura limite para não se reduzir a resistência do pilar devidos aos efeitos da esbeltez. Neste estudo, os autores consideraram vários parâmetros para determinar se um pilar pode ou não ser definido com um pilar curto, como os tipos de seção transversal, o índice de esbeltez, as imperfeições iniciais, as excentricidades e a razão dos momentos de extremidade.

YOUNG (1977) apud BRIDGE & YEUNG (1992) sugeriu o seguinte valor para L_s :

$$L_s = \frac{l}{p} L_c \cos^{-1}(-b) \quad (3.94)$$

Onde:

L_s - altura do pilar de aço curto

L_c - altura crítica de um pilar isolado, rotulado com capacidade de carga igual à carga aplicada N

ROTTER (1982) apud BRIDGE & YEUNG (1992), em pesquisa em pilares de aço, considerou as imperfeições iniciais pelo parâmetro k e chegou na seguinte expressão para a esbeltez que limita um pilar curto:

$$I_s = \frac{I}{p} I_c \cos^{-1} \left(\frac{k - b}{k + I} \right) \quad (3.95)$$

Sendo b a razão entre o menor e o maior momento de extremidade do pilar.

Para pilares mistos revestidos, ROTTER (1982) fez algumas simplificações e obteve:

$$I_s = 0,37(b + I)I_c \quad (3.96)$$

Onde:

$$I_c = 2 \left(I - \frac{N}{N_{uo}} \right) \quad (3.97)$$

esta expressão é obtida pela simplificação da curva c do ECCS.

Expressa em termos da altura limite do pilar curto, tem-se:

$$I_s = g \frac{L_s}{r} \quad (3.98)$$

$$g = \frac{I}{p} \sqrt{\frac{N_{uo}}{E_s A_s + E_c A_c}} \quad (3.99)$$

Desenvolvendo as expressões acima, obteve-se:

$$\frac{L_s}{r} = 74(b + I) \left(I - \frac{N}{N_{uo}} \right) \quad (3.100)$$

Após chegar a esta expressão, que poderia ser facilmente utilizada pelos projetistas, BRIDGE & YOUNG (1992) fizeram um estudo comparativo dos resultados fornecidos por esta expressão e os resultados fornecidos por uma análise não-linear dos pilares, variando-se diversos parâmetros, a fim de verificar a aplicabilidade da expressão. Os resultados foram favoráveis porém foi necessário fazer a seguinte modificação para seções preenchidas com pequena contribuição do perfil de aço:

$$\frac{L_s}{r} = 60(\mathbf{b} + 1) \left(1 - \frac{N}{N_{uo}} \right) \quad (3.101)$$

Nestes tipos de seção, a expressão (3.100) apresentou resultados fora dos limites de segurança e a expressão (3.101), desenvolvida para pilares de concreto armado por BRIDGE & SEEVARATNAM (1987) apud BRIDGE & YEUNG (1992) mostrou-se adequada.

CAPÍTULO 4
A QUESTÃO DO INCÊNDIO

4.1 INCÊNDIO EM ESTRUTURAS DE AÇO

O avanço da engenharia estrutural no último século, que permitiu a construção de edifícios cada vez mais altos e, conseqüentemente, de maior custo, fez com que a questão do fogo fosse tratada com maior cuidado em projeto, uma vez que o salvamento de vidas e o combate ao incêndio nestes edifícios são mais complicados, além da perda da estrutura significar prejuízos materiais de grande dimensão.

No caso de estruturas de aço, material utilizado como elemento estrutural em larga escala principalmente nos países desenvolvidos, onde a mão-de-obra e o tempo de execução da obra têm grande peso no custo final desta, o tratamento ao incêndio deve, além de garantir os aspectos de projeto especificados anteriormente, não aumentar significativamente o custo da obra. No Brasil, as especificações do Corpo de Bombeiros têm exigido proteção completa de todos os elementos de aço, o que não configura uma solução viável, fazendo com que o aço perca suas vantagens econômicas e de rapidez de execução.

Em alguns países já existe o que se pode chamar de Engenharia de Incêndio que se preocupa basicamente com três aspectos: o estudo do comportamento da estrutura em situação de incêndio; a modelação do incêndio, e o projeto do sistema de segurança.

O tratamento do incêndio em projeto deve conter, basicamente, os seguintes aspectos:

- projeto arquitetônico de forma a permitir a evacuação com o mínimo de feridos;
- projeto hidráulico adequado que proporcione o combate ao incêndio e a restrição ao alastramento de forma rápida e adequada;
- projeto estrutural que garanta resistência à estrutura enquanto estiver ocorrendo o socorro as vítimas;
- projeto elétrico seguro, além de prever sistema de alarme.

O'CONNOR (1995) acrescenta que em alguns casos, por algum motivo, há necessidade de reutilizar a estrutura após um eventual incêndio. Nestes casos o projeto estrutural deve ir além de simplesmente garantir resistência à estrutura enquanto estiver ocorrendo o socorro as vítimas e prever que a estrutura mantenha sua integridade mesmo após um incêndio.

É importante ressaltar que antes de tudo o projeto deve ser tal que a probabilidade de ocorrência de incêndio seja a menor possível.

Deve-se lembrar que os vários tipos de construção devem ser tratados de maneiras distintas no dimensionamento considerando a situação de incêndio, assim como os vários elementos componentes de uma estrutura devem também ser classificados em ordem de importância no dimensionamento da proteção para incêndio. Neste contexto surgiu, quanto aos aspectos relacionados à engenharia estrutural, a necessidade de se desenvolver modelos teóricos e experimentais para se quantificar o problema do incêndio da forma mais adequada durante a fase de projeto e alternativas de sistemas de proteção destas estruturas.

4.2 O INCÊNDIO

ARAÚJO descreve o processo de como surge, evolui e termina um incêndio. O incêndio inicia-se a partir de uma chama inicial que pode ser ocasionada, por exemplo, por um curto-circuito. Esta chama inicial, que é fonte primária de calor e chamas, destila parcela dos materiais sólidos. Esta reação, chamada de pirólise, produz gases inflamáveis que combinado com o oxigênio do ar causa a reação de combustão, provocando a retroalimentação do processo. A fonte de ignição desta reação de combustão é a própria chama inicial.

Pode-se então dividir o processo do incêndio em três fases. A fase inicial se caracteriza pela baixa velocidade da reação em consequência de se ter pouca fonte de alimentação de oxigênio - nesta fase, os vidros e janelas estão fechados e ainda não romperam. Na segunda fase, o aquecimento dos gases no ambiente atinge estágios suficientes para romperem os vidros, produzindo um súbito contato com o oxigênio

externo. É caracterizada por explosões e grandes chamas causadas por um processo de combustão extremamente violento. Por fim, o processo reduz de proporções por escassez de material a consumir, definindo a terceira fase do incêndio.

Portanto, a duração do incêndio, isto é, o período do instante em que surge a chama inicial até a extinção total deste, depende da quantidade de material combustível e disponibilidade de oxigênio para combustão.

SÁLES (1995) esclarece que a quantidade de material combustível pode ser medida pela energia calorífica possível de ser liberada por unidade de área do ambiente. Esta relação, denominada de potencial calorífico, é usualmente quantificada em *quilogramas de madeira por metro quadrado*.

Há algumas expressões que fornecem o tempo de duração do incêndio em função do potencial calorífico. KAWAGOE & SEKINE apud SÁLES (1995), p.44, apresentaram a seguinte expressão:

$$t = \frac{P_c A_p}{5,5 A_v \sqrt{h_v}} \quad (4.1)$$

onde:

t - Tempo de duração do incêndio em minutos

P_c - Potencial calorífico (kg madeira/ m^2)

A_p - Área do pavimento (m^2)

A_v - Área de aberturas de ventilação (m^2)

h_v - Altura em que se encontram estas aberturas (m)

SÁLES (1995) enfatiza ainda que a maior dificuldade consiste em determinar o valor de P_c para cada edifício, mas para auxiliar na estimativa deste valor, os códigos internacionais fornecem valores prováveis para este potencial.

4.2.1 Curvas tempo x temperatura

As curvas *tempo x temperatura* caracterizam a taxa de propagação do incêndio. Conforme já explicado, juntamente com o tempo previsto para durar o incêndio, elas fornecem a máxima temperatura que irá atingir dentro de um compartimento ou espaço durante o incêndio. Algumas normas fornecem métodos de cálculo muito aproximados para a determinação desta curva, chamadas de curvas de incêndio real ou natural. No entanto, alternativamente, o incêndio real pode ser simulado através de uma duração equivalente, e ser convertido em um incêndio padrão, que produzirá os mesmos efeitos máximos de temperatura. Segundo O'CONNOR (1995) esta simulação é feita fazendo-se uma equivalência das áreas sob as duas curvas (de incêndio real e padrão), o que significa uma equivalência de calor dissipado.

4.2.1.1 Curvas de incêndio padrão

As aproximações contidas nas curvas de incêndio padrão implicam no fato destas curvas possuírem apenas um ramo ascendente. Esta característica da curva padrão vai contra a descrição do incêndio feita no item 4.2 (fases de aquecimento e resfriamento). Porém estas curvas produzem os mesmos efeitos máximos de temperatura que aqueles produzidos pelo incêndio real.

Entre as principais curvas de incêndio padrão normalizadas tem-se aquelas fornecidas pela *ISO* e pela *ASTM*. Estas duas curvas são também apresentadas pelo *MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS* (1989).

A curva fornecida pela *ISO 834/75 - Fire-resistance tests - Elements of Building Construction* está esquematizada na figura 4.1 e é regida pela seguinte expressão:

$$T - T_0 = 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (4.2)$$

onde:

t - Tempo, em minutos

T - Temperatura no instante t ($^{\circ}\text{C}$)

T_0 - Temperatura inicial (suposta 20°C)

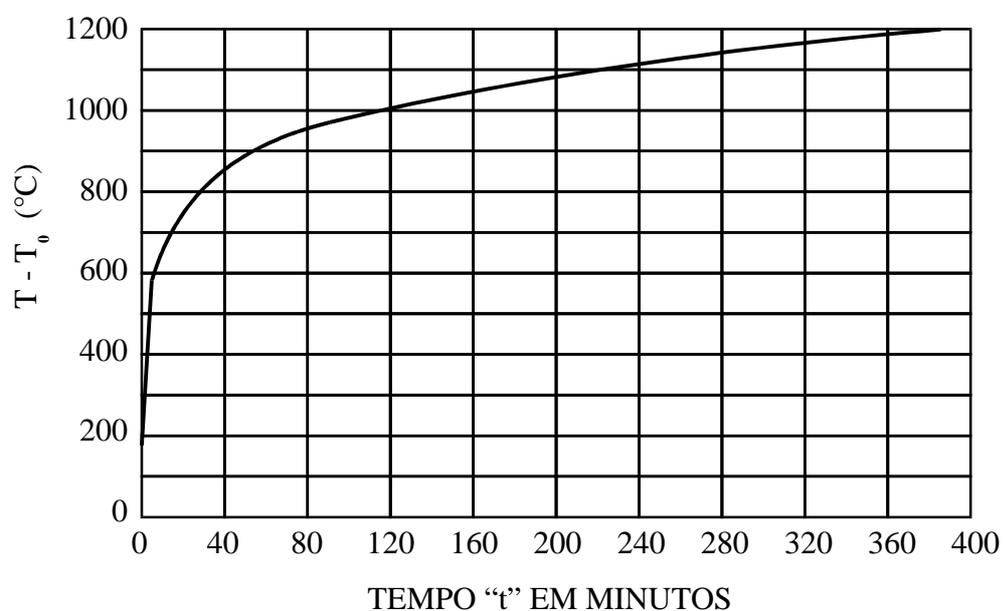


FIGURA 4.1 - Curva *tempo x temperatura* fornecida pela ISO 834/75

A curva fornecida pela ASTM E119/88 - *Standard tests methods for fire building construction and materials* está esquematizada na figura 4.2 e é construída a partir de dados obtidos, provavelmente, de incêndios reais e são apresentados também em forma de tabela.

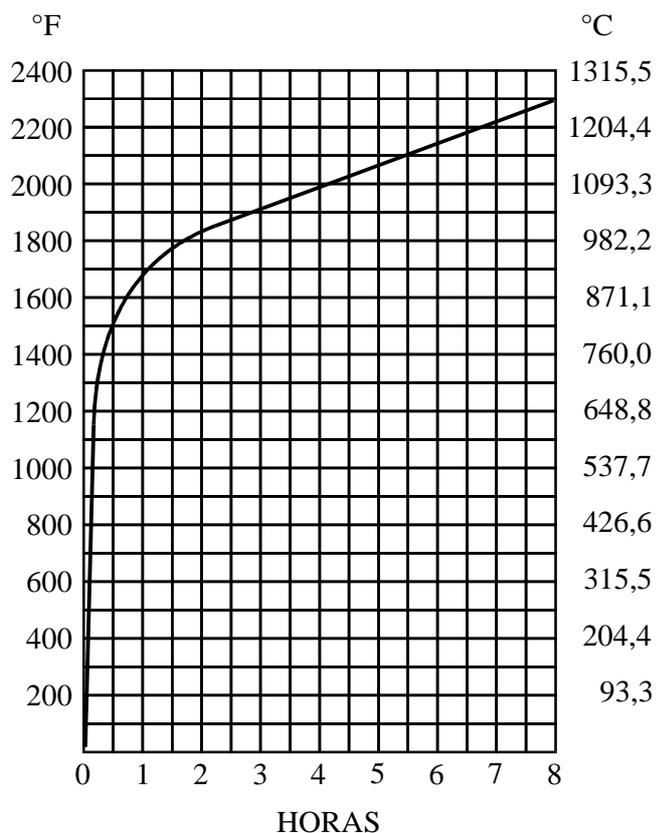


FIGURA 4.2 - Curva *tempo x temperatura* fornecida pela ASTM 119/88

SILVA (1996) explica que a norma sueca SBN67, além de fornecer uma curva baseada nos conceitos de incêndio natural também permite a análise simplificada por meio da curva padrão. A expressão é dada por:

$$T - T_0 = 1.325 \left(1 - 0,324 \cdot e^{-0,2t} - 0,204 \cdot e^{-1,7t} - 0,472 \cdot e^{-19t} \right) \quad (4.3)$$

Onde:

T - Temperatura (°C) no instante t (min)

T_0 - Temperatura inicial ($t = 0$), suposta 20 °C

O Eurocode fornece quatro tipos diferentes de curvas *tempo x temperatura*. A curva padrão fornecida por esta norma é a mesma fornecida pela ISO 834/75.

$$T = 345 \cdot \log(8t - 1) + 20 \quad (4.4)$$

Onde:

T - Temperatura no instante t (°C)

t - Tempo, em minutos

4.2.1.2 Curvas de incêndio natural

As curvas de incêndio natural levam em conta o tipo e a quantidade de material combustível, características térmicas dos materiais componentes da vedação e o grau de ventilação do ambiente. Por todas estas considerações, estas curvas possuem, além do ramo ascendente (fase de aquecimento), um ramo descendente (fase de resfriamento).

A norma sueca SBN/67 foi a primeira a tratar o incêndio com base nos conceitos de incêndio natural, sem as simplificações das curvas de incêndio padrão, sugerindo o uso de uma curva que tivesse também um ramo descendente, onde a fase de resfriamento fosse representada.

O ramo ascendente da curva é determinado pela mesma expressão fornecida para o cálculo da curva padrão. O ramo descendente (fase de resfriamento) é um trecho reto com inclinação de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ a partir do ponto de máxima temperatura, T_{max} , que é função do grau de ventilação (v).

$$T_{max} \xrightarrow{f(t_{max})} t_{max} \cong \frac{q}{105 \cdot v} \quad (4.5)$$

onde:

q - carga de incêndio em MJ/m^2 de área total, admitindo que a taxa de combustão e a radiação sejam similares às da madeira.

v - grau de ventilação, dado por: $v = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_p}$

Obs: A expressão (4.5) corresponde à expressão (4.1) fazendo a transformação de P_c , em $\text{kg de madeira}/\text{m}^2$, para q , em MJ/m^2 ($P_c=0,0524q$)

Segundo SILVA (1996), a SBN/75 baseada nas equações de balanço térmico apresenta uma expressão para determinar a temperatura dos gases que envolvem as chamas de um incêndio em função das características térmicas e geométricas do compartimento, da carga de incêndio e da ventilação. A expressão fornecida pela SBN/75 está reproduzida abaixo:

$$T(t) = \left\{ \frac{dq}{dt} (q, v, t) \cdot H + c \cdot c_p(t) \cdot v \cdot T_0(t) + \left(I - \frac{A}{A_t} \right) \cdot \frac{T_f(t)}{\frac{I}{a_r^i(T) + a_c^i(T)} + \frac{\Delta x_l}{2 \cdot k(x, T_l)}} - \right. \\ \left. - a_r^i(T) \cdot \left(I - \frac{A}{A_t} \right) \cdot [T_f(t) - T_i(t)] \right\} \times \frac{I}{c \cdot c_p(t) \cdot v + \left(I - \frac{A}{A_t} \right) \cdot \frac{I}{\frac{I}{a_r^i(T) + a_c^i(T)} + \frac{\Delta x_l}{2 \cdot k(x, T_l)}}} \quad (4.6)$$

onde:

$\frac{dq}{dt} = \frac{d(M/A_t)}{dt}$ - Variação no tempo da massa de material combustível por unidade de área total (kg/m^2h)

$a_r^i(T)$ - Coeficiente de transferência de calor por radiação do ambiente interno ($W/m^2°C$)

$a_c^i(T)$ - Coeficiente de transferência de calor por convecção do ambiente interno ($W/m^2°C$)

T_f - Temperatura dos gases ($°C$)

T_i - Temperatura na superfície interna do vedo ($°C$)

T_l - Temperatura de referência interna ao vedo ($°C$) - função de T_f

T_e - Temperatura na superfície externa do vedo ($°C$) - função de T_f

T_0 - Temperatura do ambiente externo ao compartimento em chamas ($°C$)

$s = 5,67 W/m^2 °C^4$ - Constante de Stefan-Boltzmann

H - Poder calorífico específico do combustível (J/kg)

$c_p(T)$ - Calor específico dos gases em combustão ($J/kg°C$)

$k(x, T)$ - Condutibilidade térmica dos componentes de vedação do ambiente ($W/m°C$)

e_r - Emissividade resultante, dependente da radiação entre chama e superfície interna da vedação do compartimento em chamas, adimensional.

$c = \frac{M_{v,out}}{\sqrt{A \cdot h}}$ em $kg/h \cdot m^{5/2}$, sendo $M_{v,out}$ a massa de gás que flui, na unidade de tempo, para fora do ambiente em chamas pelas aberturas de área A e altura h .

O Eurocode fornece as seguintes expressões para determinação da curva tempo x temperatura:

Ramo ascendente:

$$T_f = 1.325 \left(1 - 0,324 \cdot e^{-0,2t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7t^*} - 0,472 \cdot e^{-19t^*} \right) \quad (4.7)$$

Ramo descendente:

$$T_f = T_{max} - 625 \cdot (t^* - t_d^*) \xrightarrow{\text{para}} t_d^* \leq 0,5h \quad (4.8)$$

$$T_f = T_{max} - 250 \cdot (3 - t_d^*) \cdot (t^* - t_d^*) \xrightarrow{\text{para}} 0,5h \leq t_d^* \leq 2h \quad (4.9)$$

$$T_f = T_{max} - 250 \cdot (t^* - t_d^*) \xrightarrow{\text{para}} t_d^* \geq 2h \quad (4.10)$$

onde:

$$t^* = t \cdot f \quad (4.11)$$

$$f = \left(\frac{v}{0,04} \right)^2 \cdot \left(\frac{1,160}{\sqrt{r \cdot c \cdot I}} \right)^2 \quad (4.12)$$

$$t_d^* = 0,13 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{q}{v} \cdot f \quad (4.13)$$

sendo:

t - Tempo (h)

T_f - Temperatura dos gases ($^{\circ}C$)

T_{max} - Temperatura máxima dos gases ($^{\circ}C$)

r - Massa específica do material de vedação do ambiente (kg/m^3)

c - Calor específico do material de vedação do ambiente ($J/kg^{\circ}C$)

I - Condutividade térmica do material de vedação do ambiente ($W/m^{\circ}C$)

v - Grau de ventilação ($m^{1/2}$)

q - Carga de incêndio (MJ/m^2)

Devem ser observados os seguintes limites:

$$0,02 \leq v \leq 0,20 \quad (m^{1/2})$$

$$50 \leq q \leq 1.000 \quad (MJ/m^2)$$

$$1.000 \leq \sqrt{r.c.I} \leq 2.000 \quad (J/m^2 s^{1/2} \text{ } ^{\circ}C)$$

$$\text{Área de piso} \leq 100 \text{ m}^2.$$

4.3 ASPECTOS RELEVANTES AO DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.3.1 Generalidades

Entende-se por dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio a verificação dos elementos estruturais e suas ligações no que se refere à capacidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada, além da determinação da espessura do material de proteção contra incêndio que estes elementos estruturais possam vir a necessitar. Desta forma garante-se que a temperatura do elemento estrutural não atinja um valor crítico, no qual a resistência mecânica dos elementos (considerando que as propriedades mecânicas dos materiais debilitam-se progressivamente com o aumento da temperatura) se iguale as solicitações de cálculo deste elemento. No caso de se calcular o elemento em tensões admissíveis, o valor limite dessa temperatura é aquela no qual o elemento estrutural não atinge uma determinada tensão admissível.

A primeira etapa de consideração do incêndio no projeto estrutural consiste em definir sua duração. A partir do tempo em que o incêndio provavelmente irá durar e de uma curva que descreva a evolução da temperatura em função do tempo (curvas *tempo x temperatura* fornecidas pela principais normas), determina-se a máxima

temperatura dos gases que envolvem os elementos estruturais. Algumas normas fixam limites desta temperatura como verificação da segurança dos elementos estruturais, uma vez que as propriedades mecânicas do aço se modificam com o aumento da temperatura.

PIGA (1992) explica que a transmissão de calor para o elemento estrutural é feita por convecção dos gases quentes que o circundam e por radiação dos corpos aquecidos que estão próximos à ele. A elevação de temperatura do elemento devido a esta transmissão de calor é mais rápida ou lenta em função da área do perfil exposta ao fogo. Surge então o conceito do fator de forma (ou massividade), que é a razão entre o perímetro desenvolvido pela superfície exposta e a área da seção transversal.

Portanto, para cada componente estrutural são obtidas a quantidade de calor transmitida e a temperatura do elemento, a partir da temperatura máxima dos gases que o envolvem. Este cálculo leva em conta o isolamento térmico fornecido pela proteção adotada, representado pelo fator de forma. PIGA (1992) também lembra que elementos com baixos fatores de forma demoram mais a atingir a temperatura de ruína do que aqueles com fator de forma mais alto.

Uma vez que ainda não existe uma norma brasileira que trate do assunto, o dimensionamento dos elementos estruturais de aço em situação de incêndio vêm sendo feito através das recomendações do MANUAL ... (1989) que apresenta métodos fornecidos por normas estrangeiras. No entanto, deve-se ressaltar a existência do texto-base da norma brasileira que irá tratar do dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio (ABNT, 1997).

4.3.2 Solicitações de cálculo

Para verificação da estrutura pelo Método dos Estados Limites, as solicitações de cálculo são obtidas pelo critério de combinação de ações. O MANUAL ... (1989) fornece uma das propostas européias para determinação dessas combinações considerando o incêndio, uma vez que ainda não existe um consenso neste assunto.

Segundo a proposta fornecida pelo MANUAL ... (1989), o elemento da estrutura deve ser admitido com a mais desfavorável das seguintes combinações:

- 1) $1,1 D_n + 0,8 L_n$
- 2) $1,1 D_n + L_a$
- 3) $1,1 D_n + 0,7 L_n + W + 0,5 S$
- 4) $1,1 D_n + 0,8 L_a + W + 0,5 S$
- 5) $1,1 D_n + 0,7 L_n + S$
- 6) $1,1 D_n + 0,8 L_a + S$ (4.14)

onde:

D_n - Ações permanentes

L_n - Ações temporárias em pisos resultantes do uso normal e que correspondem à presença de pessoas, mobiliário, etc.

L_a - Ações temporárias acidentais, correspondentes à concentração e à evacuação das pessoas em caso de incêndio e pânico. Estas ações são aplicadas às superfícies dos pisos susceptíveis de resisti-las, isto é, corredores, halls, saídas, balcões e outras áreas onde haverá fluxo de pessoas. O valor nominal destas ações não deverá ser inferior a 5 kN/m^2 .

W - Ação do vento

S - Ação da neve

Portanto, a verificação da segurança consiste em comparar a resistência de cálculo reduzida pelo efeito da temperatura com a solicitação de cálculo proveniente da combinação crítica.

$$(fR_n)_{reduzida} \geq \sum g_i Q_i \quad (4.15)$$

4.3.3 Propriedades mecânicas do aço

As propriedades mecânicas do aço têm seus valores reduzidos sob o efeito de temperaturas elevadas. Muitas pesquisas têm surgido no sentido de quantificar esta redução de valores, a fim de que se possa dimensionar os elementos de aço prevendo esta diminuição na resistência do material durante a fase de projeto.

Limite de escoamento:

SILVA (1996) apresenta os diagramas que descrevem a redução da limite de escoamento, devido à elevação da temperatura, fornecidos pelas principais normas.

O ECCS (1983) fornece uma tabela de valores de tensão/deformação específica para temperaturas entre 20 e 600°C e recomenda que a limite de escoamento a ser utilizada será a que corresponder à deformação específica de $0,5\%$. A partir desta tabela fornecida pelo ECCS, SILVA (1996) obteve o gráfico abaixo:

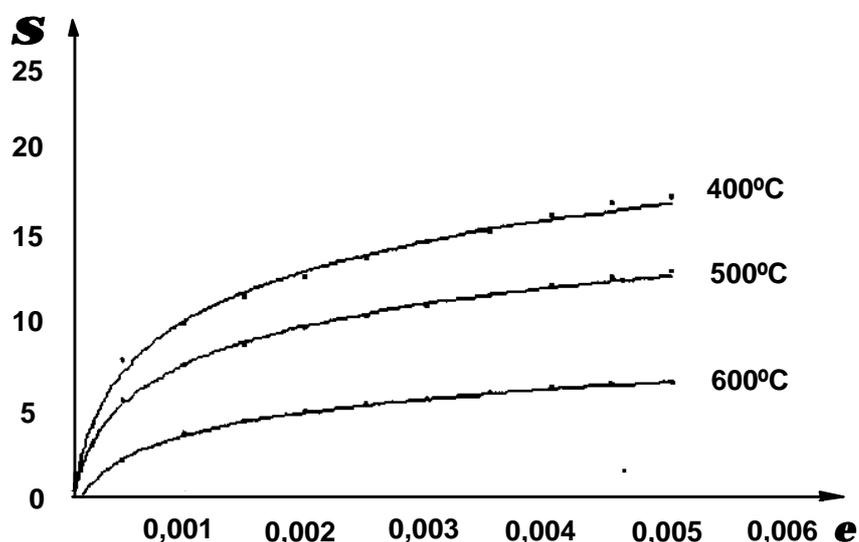


FIGURA 4.3 - Diagramas *tensão/deformação* para temperaturas de 400°C , 500°C e 600°C

O Eurocode fornece as seguintes expressões:

$$\mathbf{s} = \mathbf{e} \cdot E_T \xrightarrow{\text{para}} \mathbf{e} \leq \mathbf{e}_{p,T} \quad (4.16)$$

$$\mathbf{s} = f_{p,T} - c + \left(\frac{b}{a}\right) \sqrt{a^2 - (\mathbf{e}_{y,T} - \mathbf{e})^2} \xrightarrow{\text{para}} \mathbf{e}_{p,T} \leq \mathbf{e} \leq \mathbf{e}_{y,T} \quad (4.17)$$

$$\mathbf{s} = f_{y,T} \xrightarrow{\text{para}} \mathbf{e}_{y,T} \leq \mathbf{e} \leq \mathbf{e}_{u,T} \quad (4.18)$$

$$\mathbf{s} = f_{y,T} \cdot \left[1 - \frac{(\mathbf{e} - \mathbf{e}_{u,T})}{(\mathbf{e}_{e,T} - \mathbf{e}_{u,T})} \right] \xrightarrow{\text{para}} \mathbf{e}_{u,T} \leq \mathbf{e} \leq \mathbf{e}_{e,T} \quad (4.19)$$

$$\mathbf{s} = 0 \xrightarrow{\text{para}} \mathbf{e} = \mathbf{e}_{e,T} \quad (4.20)$$

onde:

$$a^2 = (\mathbf{e}_{y,T} - \mathbf{e}_{p,T}) \cdot (\mathbf{e}_{y,T} - \mathbf{e}_{p,T} + c/E_T) \quad (4.21)$$

$$b^2 = c \cdot (\mathbf{e}_{y,T} - \mathbf{e}_{p,T}) \cdot E_T + c^2 \quad (4.22)$$

$$c = \frac{(f_{y,T} - f_{p,T})^2}{E_T \cdot (\mathbf{e}_{y,T} - \mathbf{e}_{p,T}) - 2 \cdot (f_{y,T} - f_{p,T})} \quad (4.23)$$

$$\mathbf{e}_{p,T} = \frac{f_{p,T}}{E_T} \quad \mathbf{e}_{y,T} = 0,02$$

$$\mathbf{e}_{u,T} = 0,015 \quad \mathbf{e}_{e,T} = 0,20 \quad (4.24)$$

Para o cálculo de $f_{y,T}$, $f_{p,T}$ e E_T , o Eurocode fornece uma tabela com fatores de redução que relacionam estes parâmetros, para várias temperaturas, com seus correspondentes a 20°C .

A figura 4.4 ilustra o significado dos parâmetros $f_{y,T}$, $f_{p,T}$, E_T , $\mathbf{e}_{p,T}$, $\mathbf{e}_{y,T}$, $\mathbf{e}_{u,T}$ e $\mathbf{e}_{e,T}$.

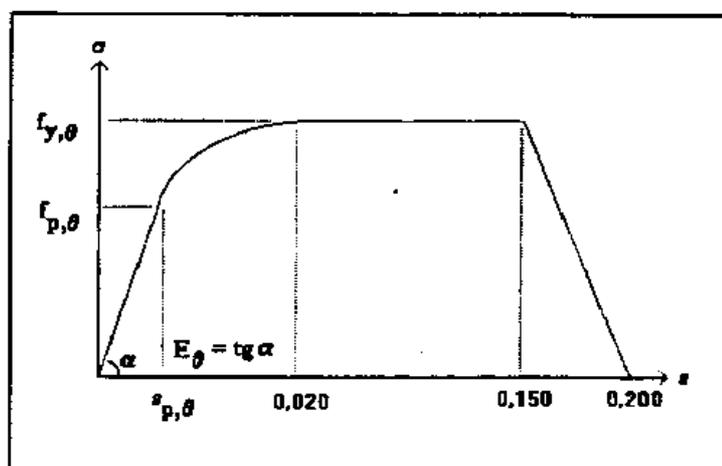


FIGURA 4.4 - Curva tensão deformação em função de T

POH & BENNETTS (1995) ensaiaram dezoito pilares sob o efeito do fogo e obtiveram resultados razoáveis em relação a esta relação tensão-deformação em função da temperatura fornecida pelo Eurocode.

O MANUAL ... (1989) apresenta expressões que relacionam o limite de escoamento para uma determinada temperatura T , com o limite de escoamento para 20°C , em dois intervalos.

Para $0^{\circ}\text{C} < T < 600^{\circ}\text{C}$

$$\frac{f_{y,T}}{f_y} = 1,0 + \frac{T}{2.072 \cdot \log\left(\frac{T}{1.750}\right)} \quad (4.25)$$

Para $600^{\circ}\text{C} < T < 1.000^{\circ}\text{C}$

$$\frac{f_{y,T}}{f_y} = \frac{340 - 0,34 \cdot T}{T - 240} \quad (4.26)$$

A figura 4.5 ilustra a redução do limite de escoamento em função do tempo segundo as expressões fornecidas pelo MANUAL ... (1989).

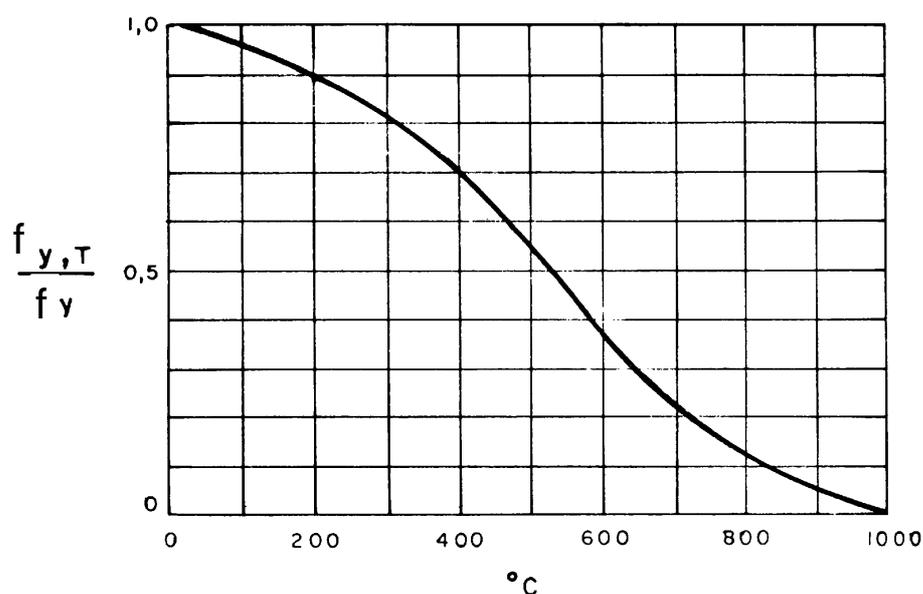


FIGURA 4.5 - Variação do limite de escoamento em função da temperatura

Outras normas, como a britânica *British Standard* e a australiana *Australian Standard for Steel Structures AS 4100/1990*, fornecem também relações para redução do limite de escoamento em função da temperatura. BURGESS et al. (1990, 1991) desenvolveram, além da análise numérica baseados na norma britânica, ensaios em laboratório obtendo bons resultados. THOMAS & BENNETTS (1992) apresentam a abordagem da norma australiana.

Módulo de Elasticidade

O MANUAL ... (1989) apresenta também uma expressão que relaciona o módulo de elasticidade para uma determinada temperatura T , com o módulo de elasticidade para 20°C .

$$\frac{E_T}{E} = 1,0 + \frac{T}{4.605 \cdot \log\left(\frac{T}{1.100}\right)} \quad (4.27)$$

A figura 4.6 mostra a variação do módulo de elasticidade em função da temperatura segundo a expressão anterior.

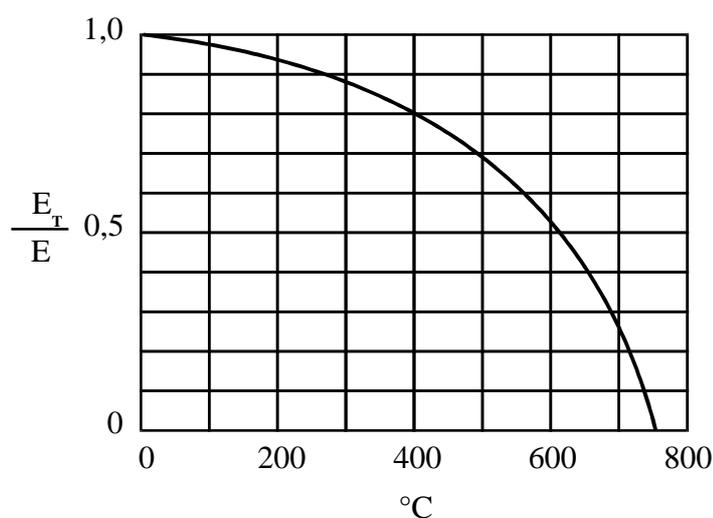


FIGURA 4.6 - Variação do módulo de elasticidade em função da temperatura

4.3.4 Considerações do Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997)

Após a apresentação dos aspectos fundamentais para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio dado pelo MANUAL ... (1989) e pelos principais pesquisadores do assunto, considerou-se de grande interesse expor separadamente o tratamento que está sendo dado ao assunto pelos pesquisadores brasileiros que estão elaborando a norma brasileira "Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio"

4.3.4.1 Propriedades do aço

Para quantificar a perda nas propriedades mecânicas do aço o Texto-base da norma... (ABNT, 1997) sugere a seguinte tabela que fornece fatores de redução, relativos aos valores à 20 °C, para o limite de escoamento dos aços laminados a quente, limite de escoamento dos aços treilados e módulo de elasticidade de todos os tipos de aço, em temperatura elevada, respectivamente: $k_{y,T}$, $k_{y0,T}$ e $k_{E,T}$.

$$k_{y,T} = \frac{f_{y,T}}{f_y} \quad (4.28)$$

$$k_{y_o,T} = \frac{f_{y_o,T}}{f_{y_o}} \quad (4.29)$$

$$k_{E,T} = \frac{E_T}{E} \quad (4.30)$$

Onde:

$f_{y,T}$ - Limite de escoamento dos aços laminados a quente à uma temperatura T_a

f_y - Limite de escoamento dos aços laminados a quente à 20 °C

$f_{y_o,T}$ - Limite de escoamento dos aços trefilados à uma temperatura T_a

f_{y_o} - Limite de escoamento dos aços trefilados à 20 °C

E_T - Módulo de elasticidade de qualquer tipo de aço à uma temperatura T_a

E - Módulo de elasticidade de qualquer tipo de aço à 20 °C

TABELA 4.1 - Fatores de redução para o aço

Fatores de redução para o aço			
Temperatura do aço T_a (°C)	P/ limite de escoamento dos aços laminados a quente - $k_{y,T}$	P/ limite de escoamento dos aços trefilados - $k_{y_o,T}$	P/ o módulo de elasticidade de todos os tipos de aço - $k_{E,T}$
20	1,000	1,000	1,0000
100	1,000	1,000	1,0000
200	1,000	1,000	0,9000
300	1,000	1,000	0,8000
400	1,000	0,940	0,7000
500	0,780	0,670	0,6000
600	0,470	0,400	0,3100
700	0,230	0,120	0,1300
800	0,110	0,110	0,0900
900	0,060	0,080	0,0675
1000	0,040	0,050	0,0450
1100	0,020	0,030	0,0225
1200	0,000	0,000	0,0000

A massa específica do aço não varia com a temperatura ($\rho_a = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$). O Texto-base da norma... (ABNT, 1997) também apresenta como determinar as variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços estruturais com a temperatura. No entanto, no caso de se utilizar um método de cálculo simplificado, são fornecidos os valores:

$$\text{Alongamento: } \frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \times 10^{-6} (T_a - 20), \quad (4.31)$$

onde T_a é a temperatura do aço.

$$\text{Calor específico: } c_a = 650 \text{ J} / \text{kg}^\circ \text{C}$$

$$\text{Condutividade térmica: } I_a = 45 \text{ W} / \text{m}^\circ \text{C}$$

4.3.4.2 Propriedades mecânicas do concreto

Análoga à tabela apresentada para o aço, é fornecida a seguinte tabela para concreto, como os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C , para a resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal e de baixa densidade, respectivamente $k_{c,T}$ e $k_{cb,T}$.

$$k_{c,T} = \frac{f_{ck,T}}{f_{ck}} \quad (4.32)$$

$$k_{cb,T} = \frac{f_{ckb,T}}{f_{ckb}} \quad (4.33)$$

Onde:

$f_{ck,T}$ - Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal à uma temperatura T_c ;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C ;

$f_{ckb,T}$ - Resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à uma temperatura T_c ;

f_{ckb} - Resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade a 20°C ;

TABELA 4.2 - Fatores de redução para o concreto

Temperatura do concreto T_c (°C)	Fatores de redução	
	P/ a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal - $k_{c,T}$	P/ a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade - $k_{cb,T}$
20	1,000	1,000
100	0,950	1,000
200	0,900	1,000
300	0,850	1,000
400	0,750	0,880
500	0,600	0,760
600	0,450	0,640
700	0,300	0,520
800	0,150	0,400
900	0,080	0,280
1000	0,040	0,160
1100	0,010	0,040
1200	0,000	0,000

O módulo de elasticidade do concreto de densidade normal é dado por:

$$E_{c,T} = 42g_c^{1,5} \sqrt{k_{c,T} f_{ck}} \quad (4.34)$$

Onde:

g_c - peso específico do concreto em kN/m^3 (mínimo de $15 kN/m^3$);

$k_{c,T}$ - fator de redução, relativo à $20^\circ C$, da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal, dado pela tabela 4.2;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal à $20^\circ C$, em MPa.

4.3.4.3 Dimensionamento estrutural de elementos de aço em situação de incêndio

Generalidades

O texto base da norma apresenta algumas alternativas para o dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio: por resultados de ensaios, por um método simplificado de cálculo, por métodos avançados de cálculo e por combinações de métodos de cálculos com resultados de ensaios.

O método simplificado se aplica aos elementos que compõem a estrutura individualmente, e na maioria das vezes fornece resultados conservadores se comparado com os outros métodos, porém com a vantagem de ser mais prático de utilizar.

Os métodos avançados de cálculo são aqueles em que os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística em situações específicas. Neste trabalho será apresentado somente o método simplificado.

Solicitações de cálculo

Independente do método de dimensionamento utilizado, as combinações de ações para os estados limites últimos em situação de incêndio devem ser feitas da mesma forma e consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 (1984). Deve-se considerar que, neste caso, as ações transitórias excepcionais, ou seja, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio, têm um tempo de atuação muito pequeno. Portanto as combinações podem ser expressas por:

- em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$S_{fi,d} = \sum_{i=1}^n g_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,2F_Q \quad (4.35)$$

- em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

$$S_{fi,d} = \sum_{i=1}^n g_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,4F_Q \quad (4.36)$$

- em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$S_{fi,d} = \sum_{i=1}^n g_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,6F_Q \quad (4.37)$$

Onde:

F_G - valor nominal da ação permanente;

$F_{Q,exc}$ - valor nominal das ações térmicas;

F_Q - valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

g_g - valor do coeficiente de ponderação para ações permanentes:

= 1,1 - para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;

= 1,2 - para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;

= 1,0 - para ação permanente favorável de pequena variabilidade;

= 0,9 - para ação permanente favorável de grande variabilidade.

Entende-se *pequena variabilidade*: apenas pesos próprios de elementos metálicos pré-fabricados, com controle rigoroso de peso.

Dimensionamento pelo método simplificado de cálculo

Este método é aplicável às barras prismáticas de aço constituídas por perfis laminados e soldados não-híbridos, às vigas mistas e pilares mistos nos quais o perfil de aço é laminado ou soldado não-híbrido, e às lajes de concreto com fôrma de aço incorporada.

A condição de dimensionamento é dada por:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (4.38)$$

Onde:

$S_{fi,d}$ - solicitação de cálculo em situação de incêndio, conforme item anterior.

Representa genericamente $M_{fi,t,Sd}$, $N_{fi,t,Sd}$ e $V_{fi,t,Sd}$.

$R_{fi,d,t}$ - resistência de cálculo do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio, no tempo t e não deve ser maior que a resistência de cálculo deste elemento à temperatura ambiente, determinada conforme a NBR 8800 (1986) - deve ser calculada considerando a variação das propriedades mecânicas do material, conforme já explicitado. Representa genericamente $M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$ e $V_{fi,t,Rd}$.

Resistência de elementos estruturais de aço em situação de incêndio

1. Barras tracionadas

Para o dimensionamento dos elementos tracionados, considera-se, simplificada e uniformemente a distribuição da temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento. A resistência do elemento é dada por:

$$N_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} k_{y,T} A_g f_y \quad (4.39)$$

Onde:

$$f_{fi,a} = 1,0$$

$k_{y,T}$ - fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura T_a , atingida no tempo t , conforme tabela 4.1;

A_g - área bruta da seção;

f_y - limite de escoamento do aço à 20°C .

Não há necessidade de verificar a ruptura da seção líquida efetiva.

2. Barras comprimidas

Também admite-se simplificada e uniformemente a distribuição da temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento no dimensionamento dos elementos comprimidos.

As barras devem ter relação b/t maiores que os valores dados na tabela 1 da NBR 8800 (1986), com os valores de E e f_y modificados pelo efeito da temperatura. A resistência do elemento é dada por:

$$N_{f_{fi,t,Rd}} = f_{f_{fi,a}} \frac{r_{f_{fi}} k_{y,T} A_g f_y}{k_a} \quad (4.40)$$

Onde:

$$f_{f_{fi,a}} = 1,0$$

$$k_a = 1,0 + \bar{I}_T \quad \text{para } 0 \leq \bar{I}_T \leq 0,2$$

$$k_a = 1,2 \quad \text{para } \bar{I}_T > 0,2$$

$r_{f_{fi}}$ - fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio, obtido pela NBR 8800 (1986), porém usando-se sempre a curva c , $\ell_{f_{fi}}$ determinado de maneira análoga e o parâmetro de esbeltez \bar{I}_T para a temperatura T_a é dado

$$\text{por: } \bar{I}_T = \bar{I} \sqrt{\frac{k_{y,T}}{k_{E,T}}}, \text{ onde } \bar{I} \text{ é o índice de esbeltez da barra em temperatura}$$

ambiente, conforme a NBR 8800 (1986).

$k_{y,T}$, A_g e f_y - já definidos no item anterior.

3. Barras fletidas

O valor do índice de esbeltez I para os estados limites últimos de flambagem local da mesa comprimida, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção deve ser calculado conforme o Anexo D da NBR8800/86.

O cálculo dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio, $I_{p,f_{fi}}$ e $I_{r,f_{fi}}$, é análogo ao cálculo de I_p e I_r , dado no Anexo D da NBR 8800 (1986), porém deve-se adotar os valores reduzidos de E , f_y e f_r . (f_r também deve ser reduzido pelo mesmo fator K_y)

Resistência de cálculo ao momento fletor $M_{fi,t,Rd}$, no tempo t , é dada por:

- - p/ FLM e FLA:

$$\text{se } l \leq l_{p,fi} \longrightarrow M_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{y,T} M_{pl}}{k_1 k_2} \quad (4.41)$$

$$\text{se } l_{p,fi} < l \leq l_{r,fi} \longrightarrow M_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{y,T}}{k_1 k_2} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{l - l_{p,fi}}{l_{r,fi} - l_{p,fi}} \right] \quad (4.42)$$

- p/ FLT:

$$\text{se } l \leq l_{p,fi} \longrightarrow M_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{y,T} M_{pl}}{k_1 k_2} \quad (4.43)$$

$$\text{se } l_{p,fi} < l \leq l_{r,fi} \longrightarrow M_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{y,T}}{1,2} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{l - l_{p,fi}}{l_{r,fi} - l_{p,fi}} \right] \quad (4.44)$$

$$\text{se } l > l_{r,fi} \longrightarrow M_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{E,T} M_{cr}}{1,2} \quad (4.45)$$

Onde:

M_{cr} - Momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800 (1986);

M_{pl} - Momento de plastificação da seção transversal, de cálculo, em temperatura ambiente;

M_r - Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal, para projeto, em temperatura ambiente, de acordo com a NBR 8800 (1986);

k_1 - Fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal, dado por:

$k_1 = 1,0$ - para viga com todos os 4 lados expostos;

$k_1 = 0,7$ - para viga com 3 lados expostos, com laje de concreto ou mista no quarto lado.

k_2 - Fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra, dado por:

$k_2 = 0,8$ - nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada;

$k_2 = 1,0$ - em todos os outros casos

$I, 2$ - fator de correção empírico da resistência da barra em temperatura elevada.

I , $I_{p,fi}$, $I_{r,fi}$, $k_{y,T}$ e $k_{E,T}$ - já foram definidos anteriormente.

Portanto, os fatores k_1 e k_2 servem para considerar a distribuição não uniforme da temperatura nos estados limites últimos de flambagem local da mesa, flambagem local da alma e no caso de $I \leq I_{p,fi}$ na flambagem lateral por torção, porém em contraponto às facilidades de utilizar estes fatores tem-se resultados conservadores. Já para $I > I_{p,fi}$ no estado limite de flambagem lateral por torção admite-se distribuição uniforme da temperatura, corrigindo-se o resultado obtido pelo fator $I, 2$.

Para as vigas de seção T, o Texto-base da norma... (ABNT, 1997) apresenta uma formulação à parte para determinação das resistências ao momento fletor nos diferentes estados limites últimos aplicáveis.

Resistência de cálculo à força cortante $V_{fi,t,Rd}$, no tempo t , é dada por:

$$\text{se } I \leq I_{p,fi} \longrightarrow V_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{k_{y,T} V_{pl}}{k_1 k_2} \quad (4.46)$$

$$\text{se } I_{p,fi} < I \leq I_{r,fi} \longrightarrow V_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} \frac{\sqrt{k_{y,T} k_{E,T}}}{k_1 k_2} \frac{I_{p,fi}}{I} V_{pl} \quad (4.47)$$

$$\text{se } I > I_{r,fi} \longrightarrow V_{fi,t,Rd} = f_{fi,a} 1,28 \frac{k_{E,T}}{k_1 k_2} \left(\frac{I_{p,fi}}{I} \right)^2 V_{pl} \quad (4.48)$$

Onde:

V_{pl} - Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento determinada conforme subseção 5.5 da NBR 8800 (1986);

I , $I_{p,fi}$, $I_{r,fi}$, $k_{y,T}$, $k_{E,T}$, k_1 e k_2 - já foram definidos anteriormente.

4. Barras sob flexo-compressão

Para garantir a segurança das barras flexo-comprimidas, além das condições para os esforços isolados de força normal de compressão e momento fletor (dadas nos itens 2 e 3), devem ser satisfeitas as seguintes equações de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,t,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,t,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.49)$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,t,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,t,ex}}\right) M_{x,fi,t,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,t,ey}}\right) M_{y,fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.50)$$

Onde:

$N_{fi,t,ex}$ e $N_{fi,t,ey}$ - cargas críticas de flambagem elástica por flexão, em situação de incêndio, no tempo t , respectivamente em torno dos eixos x e y , e dado, para cada um destes eixos, por:

$$N_{fi,t,e} = \frac{\mathbf{p}^2 k_{E,T} EI}{\ell_{fi}^2} \quad (4.51)$$

Pode-se notar que o coeficiente 0,73 que aparece na NBR 8800 (1986) minorando a carga crítica de flambagem elástica na expressão é eliminado na expressão (4.50) equivalente. Este coeficiente deverá ser excluído da expressão da NBR 8800 (1986) que deverá em breve ser revisada.

4.3.5 Sistemas de proteção dos elementos de aço

Segundo SÁLES (1995) a escolha do material para proteção do elemento estrutural da ação do fogo passa pela análise de várias características do material. Deve-se observar os seguintes aspectos: propriedades isolantes, a baixa densidade, a resistência a choque térmicos, coeficiente de dilatação térmica, resistência mecânica, alta coesão (porém sem se fragmentar sob altas temperaturas) e durabilidade nas condições normais de temperatura.

Os principais tipos de proteção dos elementos de aço são o encamisamento e as pinturas intumescentes.

Encamisamento

Este tipo de proteção pode ser feito de diversas formas diferentes, variando o tipo de material utilizado. Entre os tipos de encamisamentos mais comuns tem-se as paredes de alvenaria (podendo ser de tijolo cerâmico, sílico-calcáreos, concreto celular e concreto simples), as argamassas (comuns ou com adição de fibras, argila expandida tipo vermiculite, gesso e até produtos químicos) e o encamisamento com concreto ou argamassa projetada sobre armaduras leves ou telas de arame ou com concreto armado.

Pinturas intumescentes

Os materiais intumescentes são aplicados em camadas (pintura) ou em lâminas. Estas camadas são sensíveis à umidade tendo que ter seu uso restringido ao interior do edifício. Estes materiais agem como proteção somente sob efeito do calor que provoca o seu intumescimento, formando uma camada protetora de espessura adequada.

4.4 INCÊNDIO EM PILARES MISTOS

4.4.1 Generalidades

Em estruturas mistas, cada tipo de seção transversal, obtida pela composição do aço e do concreto, terá um comportamento diferente em situação de incêndio, haja vista que um aspecto importante na análise de um elemento em exposição ao fogo é o fator de forma (ou massividade), já definido como a relação entre o perímetro exposto e a área da seção transversal. Deve-se lembrar que baixos fatores de forma resultam em maior tempo para o elemento atingir a temperatura crítica.

Portanto, os elementos totalmente revestidos possuem bom comportamento em situação de incêndio e conforme já explicitado caracteriza a grande vantagem

deste tipo de composição. Por sua vez, os elementos preenchidos, necessitam de maiores cuidados ao analisá-lo em situação de incêndio, uma vez que, apesar do elemento de aço não estar protegido, o concreto embutido no tubo melhora bastante o comportamento do elemento à temperaturas elevadas. Isto significa que ainda que os pilares preenchidos necessitem, por estarem expostos, de proteção extra adequada, pesquisas têm mostrado que o concreto pode aumentar a resistência ao fogo destes tipos de pilares. Durante o CCERTA (1980) apud SHAKIR-KHALIL (1988), congresso ocorrido em Paris, pesquisadores concluíram que o concreto funciona como uma espécie de ‘esgoto de calor’ e que a resistência ao fogo pode ser melhorada ainda mais com o uso de armaduras internas.

Segundo KLINGSCH & WUERKER (1985) apud LIE (1996) *a aplicação de pilares preenchidos pode conduzir à soluções econômicas para realizar projetos arquitetônicos e estruturais com aço aparente sem restrições à segurança ao fogo.*

Segundo LIE (1994), sob a ação do fogo, conforme a temperatura aumenta, os esforços que eram originalmente resistidos pela seção mista irá gradualmente sendo transferida para o concreto que no limite será capaz de resistir à toda carga aplicada, uma vez que devido a sua baixa condutividade tem a perda da resistência muito mais lenta do que no aço.

Inúmeras pesquisas têm sido desenvolvidas para identificar a influência de diferentes fatores na resistência de pilares preenchidos. Destaca-se os trabalhos conduzidos por LIE & STRINGER (1994) no Canadá, que desenvolveu um estudo de parâmetros usando modelos matemáticos e cujos dados resultantes foram utilizados para gerar expressões simples para calcular a resistência ao fogo de pilares preenchidos com concreto simples, armado e com fibras. Estudos similares foram conduzidos por GRANDJEAN et al. (1981), KORDINA & KLINGSCH (1983) e KLINGSCH & WITTBECKER (1988) apud LIE & STRINGER (1994)

Os estudos conduzidos por LIE & STRINGER (1994) para pilares preenchidos com concreto simples foram incorporados na norma canadense. Porém, para melhorar ainda mais a resistência ao fogo, uma alternativa é a adição de

armadura ao concreto. CHALBOT & LIE (1992) apud LIE & KODUR (1996) confirmaram esta preposição através de ensaios de laboratório, mesmo quando cargas muito altas foram aplicadas.

O Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997) apresenta em seu Anexo B o dimensionamento de pilares mistos aço concreto em situação de incêndio, diretamente expostos ao fogo ao longo de todo seu comprimento, utilizando um método tabular.

4.4.2 Considerações do texto base de norma

O dimensionamento de pilares mistos diretamente expostos ao fogo ao longo de todo seu comprimento é apresentado pelo texto base da norma através de um método tabular. Foram elaboradas tabelas em que são apresentadas dimensões mínimas em diferentes seções transversais em função do tempo requerido para ao pilar resistir em exposição ao fogo.

Para a elaboração das tabelas, foram adotadas as seguintes hipóteses:

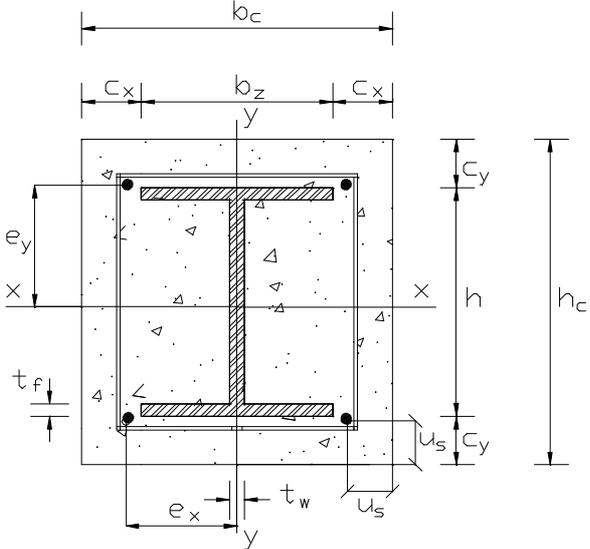
- o incêndio é limitado a somente um pavimento;
- as barras estão submetidas a temperatura uniforme ao longo do comprimento;
- as condições de contorno das barras em temperatura ambiente são invariantes com a temperatura;
- os esforços nos apoios e extremidades das barras em temperatura ambiente são invariantes com a temperatura.

Os dados apresentados nas tabelas são válidos somente para pilares com altura máxima de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal.

Para os pilares revestidos, as dimensões mínimas fornecidas pela tabela 4.3 estão em função de dimensões já fixadas. Por exemplo, se as dimensões de h_c e b_c já estão definidas, verifica-se se esta seção pertence ao grupo 1 ou 2, para o tempo requerido de resistência a incêndio. Pela tabela, determina-se os valores mínimos das

outras dimensões c e u_s . Já para os pilares preenchidos e os parcialmente revestido, as dimensões mínimas são apresentadas em função do nível de carga, h_{fi} que é dado pela razão entre o esforço de cálculo na barra para os estados limites últimos em situação de incêndio, conforme já apresentado, e o valor da resistência de cálculo em temperatura ambiente.

TABELA 4.3 - Dimensões mínimas da seção transversal de um pilar I-revestido em função do tempo requerido para resistir a incêndio



		Tempo requerido de resistência a incêndio (min)			
		30	60	90	120
Grupo 1	1.1	Dimensões mínimas de h_c e b_c (mm)			
	1.2	Cobrimento mínimo de concreto para seção de aço estrutural c (mm)			
	1.3	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)			
		ou			
Grupo 2	2.1	Dimensões mínimas de h_c e b_c (mm)			
	2.2	Cobrimento mínimo de concreto para seção de aço estrutural c (mm)			
	2.3	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)			

TABELA 4.4 - Cobrimentos de concreto com função apenas de isolamento térmico

	Tempo requerido de resistência a incêndio (min)			
	30	60	90	120
Cobrimento mínimo de concreto para seção de aço estrutural c (mm)	40	50	50	75

TABELA 4.5 - Dimensões mínimas da seção transversal de um pilar I parcialmente revestido em função do tempo requerido para resistir a incêndio

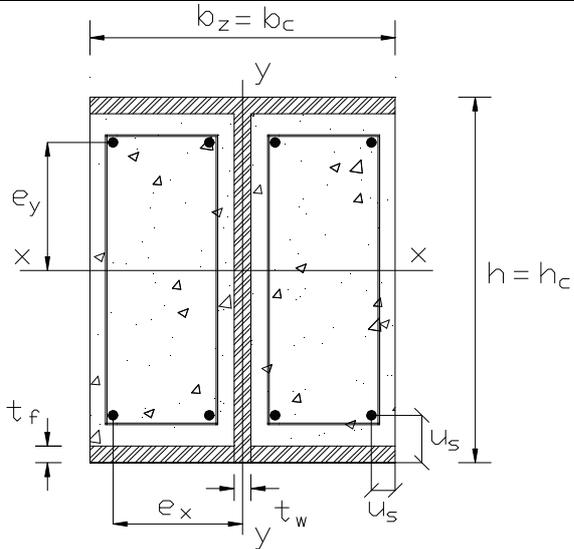
		Tempo requerido de resistência a incêndio (min)			
		30	60	90	120
					
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de h e b_f (mm)	160	260	300	300
1.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	40	40	50	60
1.3	Taxas mínimas entre espessuras da alma e da mesa t_w/t_f	0,6	0,5	0,5	0,7
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de h e b_f (mm)	200	300	300	-
2.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	35	40	50	-
2.3	Taxas mínimas entre espessuras da alma e da mesa t_w/t_f	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de h e b_f (mm)	250	300	-	-
3.2	Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	30	40	-	-
3.3	Taxas mínimas entre espessuras da alma e da mesa t_w/t_f	0,6	0,7	-	-

TABELA 4.6 - Dimensões mínimas da seção transversal de pilares preenchidos em função do tempo requerido de resistência a incêndio.

		Tempo requerido de resistência a incêndio (min)			
		30	60	90	120
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,3$				
	1.1 Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	160	200	220	260
	1.2 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0
	1.3 Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,5$				
	2.1 Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	260	260	400	450
	2.2 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0
	2.3 Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $h_{fi} = 0,7$				
	3.1 Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	260	450	550	-
	3.2 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-
	3.3 Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	(25)	30	40	-

Disposições construtivas

Pilares parcialmente revestidos com concreto:

- O concreto entre as mesas do perfil de aço deverá ser fixado por meio de estribos e/ou conectores de cisalhamento;
- Os estribos poderão ser soldados na alma ou penetrar a alma do perfil de aço através de furos. Os conectores de cisalhamento deverão ser soldados nas alma do perfil;
- O espaçamento dos estribos ou conectores de cisalhamento ao longo do comprimento do pilar não poderá exceder *500 mm*

Pilares mistos preenchidos

- O espaçamento dos estribos ao longo do comprimento do pilar não poderá exceder 5 vezes o menor diâmetro das barras da armadura longitudinal do concreto;
- Antes da concretagem, em cada pilar do edifício deverão ser executados furos com diâmetro mínimo de *20 mm* na parede do perfil de aço, um no topo e outro na base do pilar. O espaçamento entre estes furos não poderá exceder *5 m*.

CAPÍTULO 5
EXEMPLOS

Após a apresentação do comportamento dos pilares mistos e do tratamento dado a estes tipos de pilares pelas principais normas, faz-se necessária uma ilustração prática do que foi apresentado nos capítulos anteriores. No item 5.1 são desenvolvidos exemplos de determinação da resistência à compressão, enquanto que no item 5.2 verifica-se as expressões de interação de pilares submetidos à flexo-compressão. Em cada item há um exemplo de pilar preenchido e um de pilar revestido. No item 5.1, o pilar preenchido é constituído de um perfil tubular circular e o pilar revestido é formado por um perfil I laminado. No item 5.2, o pilar preenchido consiste de um perfil tubular quadrado e o pilar revestido é composto de um perfil I soldado. Desta forma, os exemplos apresentados abrangem os tipos mais comuns de seções transversais. Para uma visualização dos ganhos de resistência com a adição do concreto em pilares de aço isolados, foram calculados os mesmos pilares sem o concreto de acordo com a NBR 8800 (1986).

5.1 Exemplos de determinação da resistência à compressão de pilares mistos

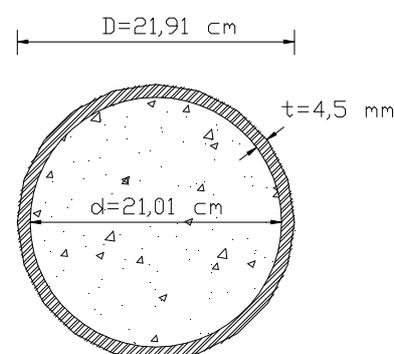
Foram desenvolvidos exemplos numéricos para determinação da resistência de cálculo à compressão de um pilar misto preenchido e um revestido usando as considerações das normas Eurocode 4 (1994) e AISC-LRFD (1994) adaptadas às curvas de flambagens da NBR 8800 (1986). Para fins comparativos, foram também calculadas as resistências de cálculo à compressão dos respectivos pilares de aço isolado. Os resultados desta comparação estão apresentados no item 5.1.3.

5.1.1 Exemplo 1

Determinação da resistência de cálculo à compressão de um pilar misto preenchido, com comprimento efetivo de flambagem de 400 cm nas duas direções, constituído por tubo cilíndrico de diâmetro externo $219,1\text{ mm}$.

Aço ASTM A36 ($f_y = 250\text{ MPa}$)

Concreto C30 ($f_{ck} = 30\text{ MPa}$)



Características geométricas:

$$A_s = 30,3 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 1.747 \text{ cm}^4$$

$$D = 21,91 \text{ cm}$$

$$t = 4,5 \text{ mm}$$

$$d = 21,01 \text{ cm (diâmetro interno)}$$

$$r_s = 7,59 \text{ cm}$$

$$\therefore A_c = \frac{pd^2}{4} = 346,7 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{pd^4}{64} = \frac{p \times 21,01^4}{64} = 9.565 \text{ cm}^4$$

Critério do AISC-LRFD (1994), empregando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986):

Verificações:

- $t_{min} = D \sqrt{\frac{f_y}{8E}} = 21,91 \sqrt{\frac{25}{8 \times 20.500}} = 0,27 \text{ mm} < 0,45 \text{ mm} \quad \text{Ok !!}$
- Concreto C30 - $20 \text{ MPa} < f_{ck} = 30 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa} \quad \text{Ok !!}$
- Aço ASTM A36 - $f_y = 250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa} \quad \text{Ok !!}$
- $\frac{A_s}{A_t} = \frac{30,3}{(346,7 + 30,3)} = 8\% > 4\% \quad \text{Ok !!}$

Parâmetros de cálculo:

$$r_m = 7,59 \text{ cm (perfil)}$$

$$E_c = 42 \gamma^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 42 \times 24^{1,5} \times \sqrt{30} = 27.047 \text{ MPa} = 2.705 \text{ kN/cm}^2$$

Módulo de elasticidade e limite de escoamento do aço modificados:

$$E_m = E_s + c_3 E_c \frac{A_c}{A_s}$$

$$E_m = 20.500 + 0,4 \times 2.705 \times \frac{346,7}{30,3} = 32.880 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{my} = f_y + c_1 f_{yr} \frac{A_r}{A_s} + c_2 f_{ck} \frac{A_c}{A_s}$$

$$f_{my} = 25 + 0,85 \times 3,0 \times \frac{346,7}{30,3} = 54,2 \text{ kN/cm}^2$$

Esbeltez reduzida de plastificação modificada:

$$\lambda_{pm} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_m}{f_{my}}} = \sqrt{\frac{p^2 \times 32.880}{54,2}} = 77,4$$

$$I = \frac{KL}{r_m} = \frac{400}{7,59} = 52,7$$

$$\therefore \bar{I}_m = \frac{I}{I_{pm}} = \frac{52,7}{77,4} = 0,68 \xrightarrow{\text{curva "a"}} r = 0,854$$

$$\therefore R_d = f_c r A_g f_y = 0,9(0,854 \times 30,3 \times 54,2) = 1.262 \text{ kN}$$

Cr terios do Eurocode 4 (1994), empregando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986):

Verifica es:

- $\frac{d}{t} = \frac{21,91}{0,45} = 49 < 90 \frac{235}{f_y} = 85$ Ok !!
- Concreto C30 - $f_{ck} = 30 \text{ MPa} > 20 \text{ MPa}$ Ok !!
- Aço ASTM A36 - $f_y = 250 \text{ MPa} < 450 \text{ MPa}$ Ok !!

Parâmetros de cáculo:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c f_{ck} = 30,3 \times 25 + 346,7 \times 3 = 1.798 \text{ kN}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c = 20.500 \times 1747 + 0,8 \times 2.315 \times 9.565 = 53.527.880 \text{ kN.cm}^2$$

Onde: $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,35} = \frac{3.125}{1,35} = 2.315 \text{ kN/cm}^2$, pois, pelo Eurocode 4 (1994)

$$E_{cm} = 3.125 \text{ kN/cm}^2, \text{ para concreto C30}$$

$$N_{cr} = \frac{p^2 (EI)_e}{\ell^2} = \frac{p^2 53.527.880}{400^2} = 3.302 \text{ kN}$$

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.798}{3.302}} = 0,74 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{pela tab.3.5} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_1 = 0 \\ h_2 = 1 \end{array} \right. \\ \text{curva "a"} \rightarrow r = 0,826 \end{array} \right.$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a h_2 f_y}{g_{Ma}} + \frac{A_c f_{ck}}{g_c} \left[1 + h_l \left(\frac{t}{d} \right) \frac{f_y}{f_{ck}} \right]$$

$$= \frac{30,3 \times 25}{1,15} + \frac{346,7 \times 3}{1,4} = 1.402 \text{ kN}$$

$$d = \left(\frac{A_a f_y}{g_a} \right) \frac{1}{N_{pl,Rd}} = \frac{30,3 \times 25}{1,15 \times 1.402} = 0,47 \quad 0,1 < d < 0,9 \text{ Ok!}$$

$$\bar{I} = 0,74 < \frac{0,5}{1-d} = \frac{0,5}{1-0,47} = 0,94 \longrightarrow \text{Não há necessidade de se fazer a}$$

consideração da deformação lenta.

$$\therefore N_d = r N_{plRd} = 0,826 \times 1.402 = 1.158 \text{ kN}$$

Considerando apenas o pilar metálico, pela NBR 8800 (1986)

$$f 219,1 \text{ mm} \times 4,5 \text{ mm} \begin{cases} A_g = 30,3 \text{ cm}^2 \\ r = 7,59 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{D}{t} = \frac{21,91}{0,45} = 48,7 < \left(\frac{D}{t} \right)_{lim} = 90 \longrightarrow Q = 1,00$$

$$l = \frac{k\ell}{r} = \frac{400}{7,59} = 52,7$$

$$l_{pl} = p / \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = p / \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20.500}} = 90$$

$$\bar{I} = \frac{l}{l_{pl}} = \frac{52,7}{90} = 0,59 \xrightarrow{\text{curva "a''}} r = 0,889$$

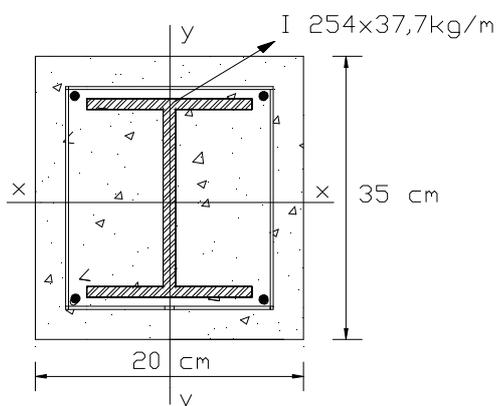
$$N_d = f_c r A_g f_y = 0,9 \times 0,889 \times 30,3 \times 25 = 606 \text{ kN}$$

Resistência ao fogo

De acordo com a tabela 4.6 apresentadas no capítulo 4, as dimensões do pilar misto preenchido apresentado neste exemplo estão de acordo com as dimensões mínimas requeridas para o pilar resistir a *90 minutos* de incêndio, a um nível de carga $h_{fi} = 0,3$.

5.1.2 Exemplo 2

Determinação da resistência de cálculo à compressão de um pilar misto constituído por um perfil I 254x37,7kg/m, de aço ASTM A36, revestido com concreto C30, formando uma seção com dimensões externas (20 x 35) cm, armado longitudinalmente com 4 barras ϕ de 10 mm. O pilar tem comprimento efetivo de flambagem igual a 400 cm nas duas direções.



Aço ASTM A36 ($f_y = 250 \text{ MPa}$)

Concreto C30 ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)

Características geométricas:

$$A_t = 20 \times 35 = 700 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 48,1 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 \times \frac{\pi f^2}{4} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 700 - 48,1 - 3,15 = 648,75 \text{ cm}^2$$

Sendo o comprimento efetivo de flambagem igual nas duas direções, conclui-se que a flexão irá ocorrer em torno do eixo de menor inércia (y).

$$I_{ys} = 282 \text{ cm}^4$$

$$I_{yr} = 4 \times \frac{pf^2}{4} \times 7,5^2 = 176,7 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{35 \times 20^3}{12} - 282 - 176,7 = 22.875 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 2,42 \text{ cm}$$

Critério do AISC-LRFD (1994), empregando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986):

Verificações:

- Concreto C30 - $20 \text{ MPa} < f_{ck} = 30 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa}$ *Ok !!*
 - Aço ASTM A36 - $f_y = 250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa}$ *Ok !!*
 - Aço da armadura CA 50 - $f_r = 500 \text{ MPa} > 380 \text{ MPa}$ *ñ Ok !!*
- $\therefore f_r = 380 \text{ MPa}$ (valor máximo adotado)
- $\frac{A_s}{A_t} = \frac{48,1}{700} = 6,9\% > 4\%$ *Ok !!*

Parâmetros de cálculo:

$$r_y = 2,42 \text{ cm (perfil)}$$

$$0,3 b = 0,3 \times 20 = 6 \text{ cm} \quad \setminus r_m = 6 \text{ cm}$$

$$E_c = 42 \gamma^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 42 \times 24^{1,5} \times \sqrt{30} = 27.047 \text{ MPa} = 2.705 \text{ kN/cm}^2$$

Módulo de elasticidade e limite de escoamento modificados:

$$E_m = E_s + c_3 E_c \frac{A_c}{A_s}$$

$$E_m = 20.500 + 0,2 \times 2.705 \times \frac{648,75}{48,1} = 27.797 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{my} = f_y + c_1 f_{yr} \frac{A_r}{A_s} + c_2 f_{ck} \frac{A_c}{A_s}$$

$$f_{my} = 25 + 0,7 \times 38 \times \left(\frac{3,15}{48,1} \right) + 0,6 \times 3,0 \times \left(\frac{648,75}{48,1} \right) = 51,0 \text{ kN/cm}^2$$

Esbeltez reduzida de plastificação modificada:

$$\lambda_{pm} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_m}{f_{my}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{p}^2 \times 27.797}{51,0}} = 73,3$$

$$I = \frac{KL}{r_m} = \frac{400}{6} = 66,7$$

$$\therefore \bar{I}_m = \frac{I}{I_{pm}} = \frac{66,7}{73,3} = 0,91 \xrightarrow{\text{curva "b''}} \mathbf{r} = 0,656$$

$$\therefore R_d = f_c r A_g f_y = 0,9 \times (0,656 \times 48,1 \times 51,0) = \mathbf{1.448 \text{ kN}}$$

Critérios do Eurocode 4 (1994), empregando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986):

Verificações:

- Concreto C30 - $f_{ck} = 30 \text{ MPa} > 20 \text{ MPa}$ *Ok !!*
- Aço ASTM A36 - $f_y = 250 \text{ MPa} < 450 \text{ MPa}$ *Ok !!*
- Aço da armadura CA 50 - $f_r = 500 \text{ MPa} > 450 \text{ MPa}$ não *Ok !!*

$$\therefore f_r = 450 \text{ MPa}$$

- Armadura: $f = 10 \text{ mm} > f_{\min} = 8 \text{ mm}$

- $\frac{A_r}{A_c} = \frac{3,15}{648,75} = 0,48\% > 0,3\%$ *Ok !!*

Parâmetros de cálculo:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk} = 48,1 \times 25 + 0,85 \times 648,75 \times 3 + 3,15 \times 45 = 2.999 \text{ kN}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$= 20.500 \times 282 + 0,8 \times 2.315 \times 22.875 + 20.500 \times 176,7 = 51767.850 \text{ kN.cm}^2$$

Onde: $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,35} = \frac{3.125}{1,35} = 2.315 \text{ kN/cm}^2$, pois, pelo Eurocode 4 (1994)

$$E_{cm} = 3.125 \text{ kN/cm}^2, \text{ para concreto C30}$$

$$N_{cr} = \frac{p^2 (EI)_e}{\ell^2} = \frac{p^2 51.767.850}{400^2} = 3.193 \text{ kN}$$

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2.999}{3.193}} = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \text{pela tab.3.5} \rightarrow \begin{cases} h_1 = 0 \\ h_2 = 1 \end{cases} \\ \text{curva "b"} \rightarrow r = 0,618 \end{cases}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{g_{Ma}} + \frac{0,85 A_c f_{ck}}{g_c} + \frac{A_s f_{sk}}{g_s}$$

$$= \frac{48,1 \times 25}{1,15} + \frac{0,85 \times 648,75 \times 3}{1,4} + \frac{3,15 \times 45}{1,15} = 2.350 \text{ kN}$$

$$d = \left(\frac{A_a f_y}{g_a} \right) \frac{1}{N_{pl,Rd}} = \frac{48,1 \times 25}{1,15 \times 2.350} = 0,44 \quad 0,1 < d < 0,9 \text{ Ok!}$$

$$\bar{I} = 0,74 < \frac{0,5}{1-d} = \frac{0,5}{1-0,44} = 0,89 \longrightarrow \text{N\~{a}o h\~{a} necessidade de se fazer a}$$

considera\~{c}o da deforma\~{c}o lenta.

$$\therefore N_d = r N_{pl,Rd} = 0,618 \times 2.350 = 1.452 \text{ kN}$$

Considerando apenas o pilar met\~{a}lico, pela NBR 8800 (1986)

Verifica\~{c}o\~{e}s:

$$\bullet \text{ na alma : } \frac{b}{t} = \frac{22,9}{0,79} = 39 < \left(\frac{b}{t} \right)_{lim} = 42 \quad \text{Ok !!}$$

$$\bullet \text{ na mesa : } \frac{b}{t} = \frac{11,84}{1,25} = 9,5 < \left(\frac{b}{t} \right)_{lim} = 16 \quad \text{Ok !!}$$

$$I = \frac{k\ell}{r} = \frac{400}{2,42} = 165,3$$

$$I_{pl} = P / \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} = P / \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20.500}} = 90$$

$$\bar{I} = \frac{I}{I_{pl}} = \frac{1652,3}{90} = 1,836 \xrightarrow{\text{curva "b''}} r = 0,241$$

$$N_d = f_c r A_g f_y = 0,9 \times 0,241 \times 48,1 \times 25 = 260 \text{ kN}$$

Resistência ao fogo

Pelas dimensões h e b do pilar misto revestido do exemplo, este se encaixaria no Grupo 2 da tabela 4.3 e, portanto, as dimensões adotadas para os recobrimentos do perfil e da armadura, indicam que está apto a suportar *60 minutos* de incêndio.

5.1.3 Comparação de resultados

A comparação dos resultados é feita através dos valores das resistências de cálculo obtidas para cada seção.

TABELA 5.1 - Resistências de cálculo à compressão obtidas em cada exemplo

Exemplo	Pilares mistos		Pilar em aço	(a)/(b)	(a)/(c)
	AISC-LRFD (a)	Eurocode 4 (b)	NBR 8800 (c)		
1	1.262	1.158	606	1,09	2,08
2	1.448	1.452	260	1,00	5,57

Notas:

(a) Cálculo feito com as recomendações do AISC-LRFD (1994), porém usando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986)

(b) Cálculo feito com as recomendações do ECCS (1981), porém usando as curvas de flambagem da NBR 8800 (1986)

(c) Cálculo feito com as recomendações e curvas de flambagem da NBR 8800 (1986)

Deve-se ressaltar que os exemplos foram tomados de forma a abranger os diferentes tipos de seção transversal e não no sentido de serem comparáveis entre si, a menos que para o pilar em aço observa-se que a resistência à compressão do pilar tubular, por ser uma seção fechada é muito maior que o pilar seção I, sendo a área do tubo ($30,3\text{cm}^2$) menor que a do perfil I ($48,1\text{cm}^2$).

A coluna da tabela que mostra (a)/(b), isto é, a razão entre a resistência do pilar misto calculada por normas diferentes (AISC/LRFD (1994) e Eurocode 4 (1994)), sugere a proximidade entre as duas normas, que apesar de ter sido utilizada a mesma curva de flambagem (NBR 8800 (1986)), possuem formulação diferente.

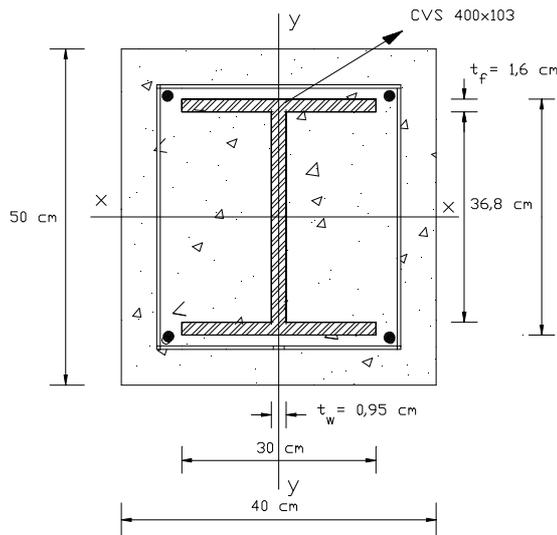
A quantificação do ganho do pilar de aço pelo acréscimo do concreto é apresentada na coluna (a)/(c). O pilar revestido apresentou um ganho muito maior em contrapartida ao aumento considerável na área do pilar. Já o pilar tubular ao ser preenchido dobrou sua resistência sem comprometer a área da seção transversal e nem requerer o uso de armaduras ou fôrmas.

5.2 Exemplos de verificação de pilares mistos sujeitos à flexo-compressão

Foram desenvolvidos exemplos numéricos para verificação de pilares mistos preenchidos e revestidos sob flexo-compressão, usando as considerações do Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997). Foram também feitas as devidas verificações dos respectivos pilares de aço isolado, segundo a NBR 8800 (1986).

5.2.1 Exemplo 3

Verificação do pilar misto de seção transversal esquematizada a seguir se satisfaz as limitações de segurança das expressões de iteração propostas pelo texto base da norma brasileira. Trata-se de um pilar misto constituído por um perfil soldado CVS 400 x 103, revestido com concreto C30, formando uma seção com dimensões externas (40 x 50) cm, armado longitudinalmente com 4 barras ϕ de 10 mm. O pilar têm comprimento efetivo de flambagem igual a 400 cm nas duas direções. As solicitações de cálculo são: $N_{Sd} = 1.200\text{ kN}$ e $M_{xSd} = 25.000\text{ kN.cm}$



Características geométricas:

$$h = 40,0\text{cm}$$

$$b_f = 30,0\text{cm}$$

$$t_w = 0,95\text{cm}$$

$$t_f = 1,6\text{cm}$$

$$b_c = 40,0\text{cm}$$

$$h_c = 50,0\text{cm}$$

$$f = 1,0\text{cm}$$

Resistências dos materiais:

$$f_{ck} = 30\text{MPa}$$

$$f_y = 250\text{MPa}$$

$$f_{sy} = 500\text{MPa}$$

Coefficientes de resistência:

$$f_c = 0,7$$

$$f_a = 0,9$$

$$f_s = 0,85$$

Parâmetro $\alpha = 0,85$ (pilar revestido)

$$f_{cd} = 0,7 \times 0,85 \times 3,0 = 1,785\text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 0,9 \times 25 = 22,5\text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = 0,85 \times 50 = 42,5\text{ kN/cm}^2$$

Características geométricas:

Perfil de aço:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 131\text{cm}^2 \\ I_{xa} = 39.355\text{cm}^4 \\ I_{ya} = 7.203\text{cm}^4 \end{array} \right.$$

Armadura:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times \frac{pf^2}{4} = 3,14\text{cm}^2 \\ I_{xs} = 4 \times \frac{pf^2}{4} \times 22,5^2 = 1.590\text{cm}^4 \\ I_{ys} = 4 \times \frac{pf^2}{4} \times 17,5^2 = 962\text{cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Concreto: } \begin{cases} A_c = 2.000 - 131 - 3,14 = 1.866 \text{ cm}^2 \\ I_{xc} = \frac{40 \times 50^3}{12} - 39.355 - 1.590 = 375.722 \text{ cm}^4 \\ I_{yc} = \frac{50 \times 40^3}{12} - 7.203 - 962 = 258.502 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Módulo de elasticidade do concreto e do aço:

$$\text{Concreto: } E_c = 42 \times \mathbf{g}_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 42 \times 24^{1,5} \sqrt{30} = 27.050 \text{ MPa} = 2.705 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Aço do perfil: } E_a = 20.500 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Aço da armadura: } E_s = 20.500 \text{ kN/cm}^2$$

Módulos plásticos de resistência referente a cada elemento:

$$Z_{pa} = 2 \times 1,6 \times 30 \left(20 - \frac{1,6}{2} \right) + \frac{0,95 \times 36,8^2}{4} = 2.165 \text{ cm}^3$$

$$Z_{ps} = 4 \times \frac{\mathbf{p} \times l^2}{4} \times 22,5 = 70,7 \text{ cm}^3$$

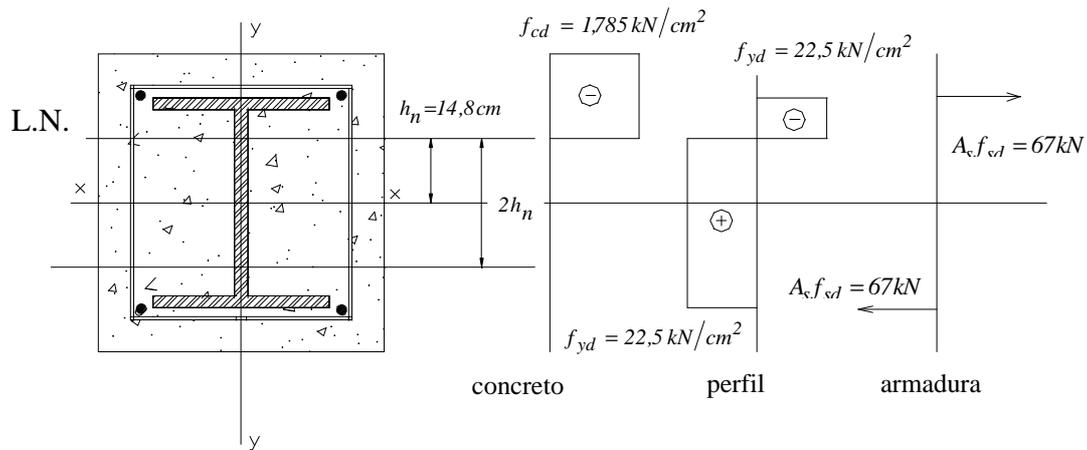
$$Z_{pc} = \frac{40 \times 50^2}{4} - 2.165 - 70,7 = 22.764 \text{ cm}^3$$

Verificação da posição da linha neutra plástica:

$$\text{Primeira tentativa: LN na alma do perfil de aço } h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$$

$$\begin{aligned} h_n &= \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})} \\ &= \frac{1.866 \times 1,785}{2 \times 40 \times 1,785 + 2 \times 0,95 (2 \times 22,5 - 1,785)} = 14,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\therefore h_n = 14,8 \text{ cm} < \frac{h}{2} - t_f = \frac{40}{2} - 1,6 = 18,4 \rightarrow \text{Ok !!}$$



Módulos plástico de resistência, na região de altura $2h_n$, referente a cada material:

$$Z_{pan} = t_w h_n^2 = 0,95 \times 14,8^2 = 208 \text{ cm}^3$$

$$Z_{pcn} = b_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} = 40 \times 14,8^2 - 208 = 8.554 \text{ cm}^3$$

Produto de rigidez equivalente:

$$(EI)_{ex} = 20.500 \times 39.355 + 0,8 \times 2.705 \times 375.722 + 20.500 \times 1.590 = 1.653.388.908 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$N_{ex} = \frac{p^2 (EI)_e}{\ell^2} = \frac{p^2 1.653.388.908}{400^2} = 101.989 \text{ kN}$$

$$(EI)_{ey} = 20.500 \times 7.203 + 0,8 \times 2.705 \times 258.502 + 20.500 \times 962 = 726.780.828 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$N_{ey} = \frac{p^2 (EI)_{ey}}{\ell^2} = \frac{p^2 726.780.828}{400^2} = 44.831 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = f_a f_y A_a + \alpha f_c f_{ck} A_c + f_s f_{sy} A_s$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 \times 25 \times 131 + 0,85 \times 0,7 \times 3 \times 1.866 + 0,85 \times 50 \times 3,14 = 6.412 \text{ kN}$$

$$N_{pl,R} = 25 \times 131 + 0,85 \times 3 \times 1.866 + 50 \times 3,14 = 8.190 \text{ kN}$$

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{ey}}} = \sqrt{\frac{8.190}{44.831}} = 0,43 \xrightarrow{\text{"curva c"}} \mathbf{r} = 0,884$$

$$N_{Rd} = rN_{pl,Rd} = 0,884 \times 6.412 = 5.668 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5f_{cd}(Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd}(Z_{ps} - Z_{psn})$$

$$M_{pl,Rd} = 22,5(2.165 - 208) + 0,5 \times 1,785(22.764 - 8.554) + 42,5 \times 70,7 = 59.720 \text{ kN.cm}$$

Expressões de interação:

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} + \frac{M_{xsd}}{M_{xpl,Rd}} = \frac{1.200}{6.412} + \frac{25.000}{59.720} = 0,61 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{C_{mx} M_{xsd}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{ex}}\right) M_{xpl,Rd}} = \frac{1.200}{5.668} + \frac{0,85 \times 25.000}{\left(1 - \frac{1.200}{101.989}\right) 59.720} = 0,57 \leq 1,0$$

A título comparativo, será verificada a resistência de um pilar de aço constituído também por um perfil também CVS 400 x 103, porém sem o revestimento de concreto. O comprimento efetivo de flambagem é também igual a 400 cm, e as solicitações de cálculo são as mesmas ($N_d = 1.200 \text{ kN}$ e $M_{dx} = 25.000 \text{ kN.cm}$)

Características geométricas da seção transversal:

$$\begin{aligned} A_g &= 131 \text{ cm}^2 & I_t &= 93 \text{ cm}^4 \\ I_x &= 39.355 \text{ cm}^4 & I_y &= 7.203 \text{ cm}^4 \\ W_x &= 1.968 \text{ cm}^3 & W_y &= 480 \text{ cm}^3 \\ Z_x &= 2.165 \text{ cm}^3 & r_y &= 7,42 \text{ cm} \\ r_x &= 17,33 \text{ cm} \end{aligned}$$

Esbeltez:

$$I_y = \frac{400}{7,42} = 54 < 200$$

$$\bar{I}_y = \frac{I_y}{I_{pl}} = \frac{54}{90} = 0,60 \xrightarrow{\text{"curva c"}} r = 0,783$$

Cálculo de Q:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{mesa}} = \frac{300/2}{16} = 9,4 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{mesa}}^{\text{lim}} = 16$$

$$\rightarrow \therefore Q = 1,0$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{alma}} = \frac{368}{9,5} = 39 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{alma}}^{\text{lim}} = 42$$

$$f_c N_n = f_c Q r A_g f_y = 0,9 \times 1,0 \times 0,783 \times 131 \times 25 = 2.308 \text{ kN}$$

$$f_c N_y = f_c A_g f_y = 0,9 \times 131 \times 25 = 2.947 \text{ kN}$$

$$N_{ex} = \frac{A_g f_y}{I^2} = \frac{131 \times 25}{0,60^2} = 9.097 \text{ kN}$$

$$M_r = W_x (f_y - f_r) = 1.968(25 - 11,5) = 26.568 \text{ kN.cm}$$

Flambagem local da mesa (FLM)

$$I_{\text{mesa}} = \frac{300/2}{16} = 9,4 < I_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.500}{25}} = 11$$

$$\therefore M_n = M_{pl}$$

Flambagem local da alma (FLA)

$$\frac{N_d}{f_c N_y} = \frac{1.200}{2.947} = 0,41 > 0,207 \rightarrow I_p = 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$I_{\text{alma}} = \frac{368}{9,5} = 39 < I_p = 1,47 \sqrt{\frac{20.500}{25}} = 42$$

$$\therefore M_n = M_{pl}$$

Flambagem lateral com torção (FLT)

$$I_{FLT} = \frac{400}{7,42} = 54$$

$$I_p = 1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,75 \sqrt{\frac{20.500}{25}} = 50$$

$$\begin{aligned} I_r &= \frac{0,707 C_b b_l}{M_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4b_2}{b_l^2} M_r^2}} = \\ &= \frac{0,707 \times 1,0 \times 4.440.674}{26.568} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \times 13.324}{4.440.674^2} 26.568^2}} = 194 \end{aligned}$$

onde:

$$b_l = p \sqrt{E G A_g I_t} = p \sqrt{20.500 \times 8.000 \times 131 \times 93} = 4.440.674 \text{ kN.cm}$$

$$b_2 = 6,415 (h - t_f)^2 \frac{A_g}{I_t} = 6,415 (40 - 1,6)^2 \frac{131}{93} = 13.324$$

$$\therefore I_p = 50 < I_{FLT} = 54 < I_r = 194$$

$$\begin{aligned} \therefore M_n &= M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{I - I_p}{I_r - I_p} = \\ &= 54.121 - (54.121 - 26.568) \frac{54 - 50}{194 - 50} = 53.356 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

$$\text{onde: } M_{pl} = Z_x f_y = 2.165 \times 25 = 54.121 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore f_b M_n = 0,9 \times 53.356 = 48.020 \text{ kN.cm}$$

Expressões de interação:

$$\frac{N_d}{f_c N_y} + \frac{M_{dx}}{f_b M_{nx}} = \frac{1.200}{2.947} + \frac{25.000}{48.020} = 0,93 \leq 1,0$$

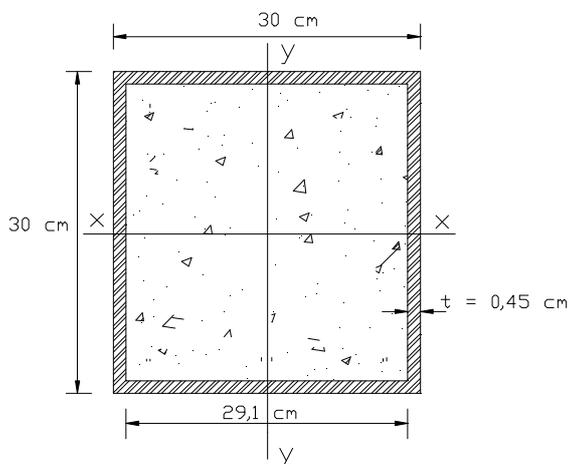
$$\frac{N_d}{f_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}}\right) f_b M_{nx}} = \frac{1.200}{2.308} + \frac{0,85 \times 25.000}{\left(1 - \frac{1.200}{0,73 \times 9.097}\right) 48.020} = 1,03 > 1,0$$

Resistência ao fogo

Sendo $h = 50 \text{ cm}$ e $b = 40 \text{ cm}$, a seção adotada neste pilar misto revestido, pela tabela 4.3, se encaixa no Grupo 2 para resistir *90 minutos* sob ação do fogo. Pela tabela, caso desejar-se proteção por *120 minutos*, faz-se necessário aumentar o recobrimento da armadura de $2,5 \text{ cm}$ para $3,0 \text{ cm}$.

5.2.2 Exemplo 4

Verificar se o pilar misto de seção transversal esquematizada abaixo satisfaz as limitações de segurança das equações de iteração propostas pelo texto base da norma brasileira. Trata-se de um pilar misto constituído de um tubo quadrado com 30 cm de dimensão externa e $0,45 \text{ cm}$ de espessura da parede, preenchido com concreto C30. O pilar têm comprimento efetivo de flambagem de 400 cm nas duas direções e está sujeito à flexo-compressão no eixo de maior inércia. As solicitações de cálculo são: $N_{sd} = 300 \text{ kN}$ e $M_{x,sd} = 12.000 \text{ kN.cm}$



Geometria:

$$h = b = 30,0 \text{ cm}$$

$$t = 0,45 \text{ cm}$$

$$b_c = h_c = 29,1 \text{ cm}$$

Resistências dos materiais:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

Parâmetro $\alpha = 1,00$

$$f_{cd} = 0,7 \times 1,0 \times 3,0 = 2,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ kN/cm}^2$$

Coefficientes de resistência: $f_c = 0,7$
 $f_a = 0,9$

Características geométricas:

$$A_T = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Concreto: } \begin{cases} A_c = 29,1^2 = 846,8 \text{ cm}^2 \\ I_c = \frac{29,1^4}{12} = 59.757 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\text{Perfil de aço: } \begin{cases} A_a = 900 - 846,8 = 53,2 \text{ cm}^2 \\ I_a = \frac{30^4}{12} - 59.757 = 7.743 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Módulo de elasticidade de cada material:

$$\text{Concreto: } E_c = 42 \times \mathbf{g}_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} = 42 \times 24^{1,5} \sqrt{30} = 27.050 \text{ Mpa} = 2.705 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Aço: } E_a = 20.500 \text{ kN/cm}^2$$

Módulos plástico de resistência referente a cada elemento:

$$Z_{pc} = 2 \frac{29,1^2}{2} \times \frac{29,1}{4} = 6.161 \text{ cm}^3$$

$$Z_{pa} = 2 \frac{30^2}{2} \times \frac{30}{4} - 6161 = 589 \text{ cm}^3$$

Posição da linha neutra:

$$h_n = \frac{846,8 \times 2,1}{2 \times 30 \times 3,1 + 4 \times 0,45(2 \times 22,5 - 2,1)}$$

$$h_n = 8,8 \text{ cm}$$

Módulos plástico de resistência, na região de altura $2h_n$, referente a cada material:

$$Z_{pcn} = 29,1 \times 8,8^2 = 2.254 \text{ cm}^3$$

$$Z_{pan} = 30 \times 8,8^2 - 2.254 = 69,7 \text{ cm}^3$$

Produto de rigidez equivalente:

$$(EI)_e = 20.500 \times 7.743 + 0,8 \times 2.705 \times 59.757 = 288.045.648 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$N_e = \frac{\mathbf{p}^2 (EI)_e}{\ell^2} = \frac{\mathbf{p}^2 288.045.648}{400^2} = 17.768 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 \times 25 \times 53,2 + 1,0 \times 0,7 \times 3 \times 846,8 = 2.975 \text{ kN}$$

$$N_{pl,R} = 25 \times 53,2 + 1,0 \times 3 \times 846,8 = 3.870 \text{ kN}$$

$$\bar{\mathbf{I}} = \sqrt{\frac{3.870}{17.768}} = 0,47 \xrightarrow{\text{"curva a"}} \mathbf{r} = 0,933$$

$$N_{Rd} = \mathbf{r} N_{p,Rd} = 0,933 \times 2.975 = 2.776 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 f_{cd} (Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd} (Z_{ps} - Z_{psn})$$

$$M_{pl,Rd} = 22,5(589 - 69,7) + 0,5 \times 2,1(6.161 - 2.254) = 15.787 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Expressões de interação:

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{xsd}}{M_{xpl,Rd}} = \frac{300}{2.975} + \frac{12.000}{15.787} = 0,86 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{C_{mx} M_{xsd}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{ex}}\right) M_{xpl,Rd}} = \frac{300}{2.776} + \frac{0,85 \times 12.000}{\left(1 - \frac{300}{17.768}\right) 15.787} = 0,77 \leq 1,0$$

A título comparativo, será verificada a resistência de um pilar de aço constituído apenas do tubo 30 x 30 cm, ou seja, sem o preenchimento de concreto. O comprimento efetivo de flambagem é também igual a 400 cm, e as solicitações de cálculo são as mesmas ($N_d = 300 \text{ kN}$ e $M_{dx} = 12.000 \text{ kN} \cdot \text{cm}$)

Características geométricas da seção transversal:

$$\begin{aligned}
 A_g &= 53,2 \text{ cm}^2 & r_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 12,06 \text{ cm} \\
 I_x &= 7.743 \text{ cm}^4 \\
 W_x &= 516,2 \text{ cm}^3 & I_t &= \frac{4A_i^2}{\int \frac{ds}{t}} = \frac{4 \times (29,55^2)^2}{\frac{4 \times 29,55}{0,45}} = 11.611 \text{ cm}^4 \\
 Z_x &= 589 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Esbeltez:

$$I_x = \frac{400}{12,06} = 33 < 200$$

Cálculo de Q:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{mesa/}} = \frac{291}{4,5} = 64,6 > \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 40$$

$$f = \frac{N_d}{A_g} = \frac{300}{53,2} = 5,64 \text{ kN/cm}^2 = 56,4 \text{ MPa}$$

$$b_{ef} = \frac{797 \times t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{158}{\frac{b}{t} \sqrt{f}}\right) = \frac{797 \times 0,45}{\sqrt{56,4}} \left(1 - \frac{158}{\frac{29,1}{0,45} \sqrt{56,4}}\right) = 32,2 > b = 29,1 \text{ cm}$$

$$\therefore b_{ef} = b \rightarrow \therefore Q = 1,0$$

$$\bar{I}_x = \frac{I_x}{I_{pl}} = \frac{33}{90} = 0,37 \xrightarrow{\text{"curva a"}} r = 0,961$$

$$f_c N_n = f_c Q r A_g f_y = 0,9 \times 1,0 \times 0,961 \times 53,2 \times 25 = 1.150 \text{ kN}$$

$$f_c N_y = f_c A_g f_y = 0,9 \times 53,2 \times 25 = 1.197 \text{ kN}$$

$$N_{ex} = \frac{A_g f_y}{\bar{I}^2} = \frac{53,2 \times 25}{0,37^2} = 9.715 \text{ kN}$$

$$M_r = W_x (f_y - f_r) = 516,2 (25 - 11,5) = 6.969 \text{ kN.cm}$$

$$M_{cr} = W_x f_{cr} = W_x k \frac{p^2 E}{12(1-n^2)I^2} = 516,2 \times 4,0 \frac{p^2 20.500}{12(1-0,3^2)I^2} = \frac{38.256.828}{I^2}$$

Flambagem local da mesa (FLM)

$$I_{\text{mesa}} = \frac{291}{4,5} = 64,6$$

$$I_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20.500}{25}} = 32$$

$$I_r \rightarrow \text{valor de } I_p / M_{cr} = M_r \therefore I_r = \sqrt{\frac{38.256.828}{6.969}} = 74$$

$$\therefore I_p = 32 < I_{\text{mesa}} = 64,6 < I_r = 74$$

$$\begin{aligned} \therefore M_n &= M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{I - I_p}{I_r - I_p} = \\ &= 14.725 - (14.725 - 6.969) \frac{64,6 - 32}{74 - 32} = 8.705 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

$$\text{onde: } M_{pl} = Z_x f_y = 589 \times 25 = 14.725 \text{ kN.cm}$$

Flambagem local da alma (FLA)

$$I_{\text{alma}} = \frac{291}{4,5} = 64,6 < I_p = 3,5 \sqrt{\frac{20.500}{25}} = 100$$

$$\therefore M_n = M_{pl}$$

Flambagem lateral com torção (FLT)

$$I_{FLT} = \frac{400}{12,06} = 33$$

$$I_p = \frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{I_t A} = \frac{0,13 \times 20.500}{14.725} \sqrt{11.611 \times 53,2} = 142$$

$$\therefore I_{FLT} = 56,1 < I_p = 142 \rightarrow \therefore M_n = M_{pl}$$

$$\therefore f_b M_n = 0,9 \times 8.705 = 7.835 \text{ kN.cm}$$

Expressões de interação:

$$\frac{N_d}{f_c N_y} + \frac{M_{dx}}{f_b M_{nx}} = \frac{300}{1.197} + \frac{12.000}{7.835} = 1,78 > 1,0$$

$$\frac{N_d}{f_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}}\right) f_b M_{nx}} = \frac{300}{1.150} + \frac{0,85 \times 12.000}{\left(1 - \frac{300}{0,73 \times 9.715}\right) 7.835} = 1,62 > 1,0$$

Resistência ao fogo

Para o nível de carga $h_{fi} = 0,3$, as dimensões da seção e taxa de aço do pilar misto preenchido estão de acordo com o requerido para suportar *120 minutos* de incêndio. Caso tenha um nível de carga maior, $h_{fi} = 0,4$ ou $h_{fi} = 0,5$, pela tabela 4.6, o pilar misto revestido suporta *90* e *60 minutos*, respectivamente.

5.2.3 Comparação de resultados

A comparação é feita através dos adimensionais resultantes das expressões de interação.

TABELA 5.2-Valores adimensionais resultantes das expressões de interação

Exemplo	Pilar misto (a)		Pilar de aço (b)		(a)/(b) s/ instab.	(a)/(b) c/ instab.
	s/ instab.	c/ instab.	s/ instab.	c/ instab.		
3	0,61	0,57	0,93	1,03	0,65	0,55
4	0,86	0,77	1,78	1,62	0,48	0,48

- s/ instab.-corresponde à primeira equação de interação para elementos flexo-comprimidos fornecida pela norma;
- c/ instab.-corresponde à segunda equação de interação para elementos flexo-comprimidos fornecida pela norma.

Novamente, os exemplos não são comparáveis, já que a área total do pilar preenchido é menos que metade da área do pilar revestido. No entanto, neste caso, sob flexo-compressão, a resistência dos pilares tanto preenchidos como revestidos dobrou em comparação com o pilar sem a presença do concreto.

Pelos dados das tabelas 5.1 e 5.2 pode-se notar que a presença do concreto melhora muito o comportamento estrutural do pilar. Deve-se lembrar que no Brasil faz-se uso da técnica de revestir ou preencher pilares de aço sem computar os ganhos de resistência conferidos pelo concreto. Pelas tabelas apresentadas é possível ter uma dimensão da economia em material que pode ser feita quando o cálculo é feito considerando a ação mista do elemento.

CAPÍTULO 6
CONCLUSÕES

A técnica de compor elementos estruturais combinando perfis de aço e concreto, simples ou armado, oferece inúmeras vantagens construtivas e estruturais. Desta forma, estes elementos têm sido muito utilizados no exterior, e portanto, têm sido tema de intensas pesquisas.

Quanto aos pilares mistos, pôde-se observar durante a busca e análise dos materiais bibliográficos o grande interesse de pesquisadores de diversos países por diferentes aspectos relacionados a eles.

Com relação aos trabalhos que não se dedicam à análise do pilar misto apenas como um elemento estrutural isolado, são encontradas desde pesquisas em que a facilidade de execução de um pilar preenchido é analisada dentro de um aspecto maior como a construção de um pórtico misto, até pesquisas com ligações em estruturas mistas, onde procura-se combinar resultados de análises experimentais e teóricas numéricas, afim de propor ligações mais eficientes, práticas e a baixo custo, além de propor métodos práticos para dimensionamento destas ligações.

Quanto aos trabalhos que procuram conhecer o comportamento dos pilares mistos como um elemento estrutural, pode-se dizer que eles consistem basicamente da identificação dos parâmetros que interferem na resistência do pilar e como ocorre esta interferência. Estes trabalhos procuram confrontar resultados de análises teóricas com resultados experimentais, e alguns deles até sugerem uma forma de como considerar o parâmetro analisado em projeto, de maneira prática e eficiente. Há ainda as pesquisas que propõem o estudo dos parâmetros que interferem nos fatores que influenciam a resistência do pilar, como por exemplo, a aderência na interface aço-concreto e também ressaltam a importância de mais pesquisas neste campo. Porém, a questão da aderência é um tema ainda questionável, tendo em vista que algumas pesquisas comprovam que a variação da aderência não interfere significativamente na resistência final do pilar misto. As análises numéricas estão hoje muito facilitadas pela farta disponibilidade de recursos computacionais.

Pelas referências bibliográficas, pode-se notar a quase inexistência de referências nacionais sobre o tema. Porém, deve-se lembrar que já existe o Texto-

base da norma brasileira (ABNT, 1997) que trata do dimensionamento de pilares mistos, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

A preocupação com o incêndio em estruturas de edifícios de aço tem crescido nos últimos anos. Este aspecto tem feito surgir no mundo inteiro muitas pesquisas neste ramo da engenharia estrutural. Estas pesquisas procuram quantificar o problema do incêndio de modo que ele seja considerado no projeto estrutural, além de desenvolver novos sistemas de proteção para os elementos de aço passíveis de serem atingidos pela ação do fogo.

As curvas de incêndio padrão apresentadas pelas principais normas tem se mostrado eficientes e práticas para uso em projeto. Ao contrário, as curvas de incêndio real ou natural, apesar de serem mais precisas, é de utilização mais complexa. O projetista deve também estar atento quanto aos aspectos relacionados à redução da resistência do aço em função da elevação da temperatura.

No Brasil esta preocupação em proteger a estrutura da ação do fogo, de forma adequada, é ainda discreta. São poucos os edifícios que são projetados para possuírem proteção dos elementos estruturais. A falta de uma atenção maior para estes aspectos no Brasil pode ser proveniente da falta de uma norma que oriente os projetistas de estruturas de aço na consideração do incêndio em projeto. Cabe ainda lembrar que no Brasil existe uma cultura de preferência pelo concreto, além de se ter a falsa impressão de que as estruturas de concreto são projetadas para resistir em situações de incêndio. Conforme já foi citado, o concreto se comporta muito melhor sob ação do fogo que o aço, porém as estruturas de concreto também devem ser projetadas prevendo-se a situação de incêndio, o que não ocorre na maioria dos projetos feitos no Brasil.

Conforme foi visto na Introdução, os pilares mistos revestidos não precisam de proteção extra ao fogo, uma vez que o concreto desempenha esta função. Os pilares preenchidos necessitam, por estarem expostos, de proteção adequada. Entretanto, pesquisas têm mostrado que o concreto pode aumentar a resistência ao fogo destes tipos de pilares. SHAKIR-KHALIL (1988) cita o CCERTA (1980),

congresso ocorrido em Paris, onde pesquisadores concluíram que o concreto funciona como uma espécie de ‘esgoto de calor’ e que a resistência ao fogo pode ser majorada ainda mais com o uso de armaduras internas.

Pelo desenvolvimento dos exemplos, pode-se notar a importância da consideração da ação conjunta do aço e do concreto no dimensionamento dos pilares mistos, tanto os submetidos apenas à compressão quanto aqueles sujeitos à flexo-compressão. No Brasil, é muito comum revestir pilares de aço com concreto em estruturas de pequenos porte a fim de protegê-los de impactos ou até mesmo preencher pilares tubulares de aço com concreto simples para aumentar a rigidez do elemento sem ser computado no dimensionamento a ação conjunta dos dois materiais. No entanto, deve-se lembrar que a norma brasileira de estruturas de aço NBR 8800 (1986) aborda somente as vigas mistas, sendo, portanto omissa em relação aos elementos mistos submetidos à compressão ou flexo-compressão (pilares mistos). Este pode ser um fator desestimulante de muitos projetistas não considerarem o elemento como misto durante a fase de projeto.

Do ponto de vista filosófico de dimensionamento, algumas normas encaram o pilar misto como um pilar de aço com rigidez e resistência majoradas pela presença do concreto, como por exemplo as normas do AISC/LRFD (1994), e outras, encaram o pilar misto como um pilar de concreto com uma armadura especial, como as européias Eurocode 4 (1994) e BS 5400(1979).

O Texto-base da norma *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio* (ABNT, 1997) traz em seu Anexo C o dimensionamento de pilares mistos. Não havendo uma normalização que abordasse o dimensionamento destes elementos em temperatura ambiente, os responsáveis pela elaboração da norma acharam conveniente incorporá-la nesta norma. Porém, seria mais adequado que o dimensionamento de pilares mistos em temperaturas ambiente fosse abordado pela NBR 8800 (1986), que deverá, em breve, ser revisada, da mesma forma que é feito para o dimensionamento das vigas mistas. É interessante mencionar que a NBR 8800 (1986) adota o procedimento do AISC, enquanto que o Texto-base da norma...

(ABNT, 1997) propõe o procedimento do Eurocode 4. Tendo em vista a adoção de fontes distintas, é importante que os ajustes necessários sejam feitos.

O desenvolvimento do trabalho colaborou para o melhor entendimento do comportamento dos pilares mistos e do seu tratamento em norma. Finalizando, tendo este trabalho constituído de uma extensa revisão bibliográfica e por se tratar de um tema com carência de pesquisas no Brasil, espera-se que este tenha continuidade em outros trabalhos mais específicos sobre o tema, como em estudos de ligações em pilares mistos ou de parâmetros que interfiram na resistência do pilar.

**REFERÊNCIAS
BIBLIOGRÁFICAS**

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). *ACI 318-92: Building code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1994). *AISC-LRFD: Load and resistance factor design*, Chicago.
- ARAUJO, E.C. *Incêndio em estruturas metálicas*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, s.d. 114p. | Seminário apresentado ao professor Jefferson B. L. Libório, Departamento de Arquitetura |
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifício*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio*. sl. | Texto-base para norma brasileira |
- AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. (1993). A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column. *Engineering Journal*, v.31, n.1, p.108-115, 3^o/4.
- AZIZINAMINI, A.; SHEKAR, Y. (1995). Design of through beam connection detail for circular composite columns. *Engineering Structures*, v.17, n.3, p.209-213.
- BASU, A.K.; SURYANARAYANA, P. (1982). Restrained composite column in uniaxial bending. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.3, p.2-10, Sep.
- BRADFORD, M.A.; GILBERT, R.I. (1990). Time-dependent analysis and design of composite columns. *Journal of Structural Engineering*, v.116, n.12, p.3338-3357, Dec.
- BRIDGE, R.; YEUNG, S. (1992). The definition of a short composite column. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Potosi, Michigan, 1992. Proceedings. New York, ASCE, p.809-824.
- BRIDGE, R.; WEBB, J. (1992). Thin walled circular concrete filled steel tubular columns. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Potosi, Michigan, 1992. Proceedings. New York, ASCE, p.634-649.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION (1979). BS 5400: - *Steel, concrete and composite bridges*. Part 5: Code of Practice for design of composite bridges. Londres.

- BURGESS, I.W.; EL RIMAWI, J.; PLANK, R.J. (1990). Analysis of beams with non-uniform temperature profile due to fire exposure. *Journal of Constructional Steel Research*, n.16, p.169-192.
- BURGESS, I.W.; EL RIMAWI, J.; PLANK, R.J. (1991). Studies of the behavior of steel beams in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, n.19, p.285-312.
- CAI, S.-H. (1992). Chinese Standard for concrete-filled tube columns. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Potosi, Michigan, 1992. Proceedings. New York, ASCE, p.142-151.
- CÁNOVAS, M.F. (1988). Reforço mediante perfis metálicos. In: CÁNOVAS, M.F. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo, Ed. Pini. cap 11, p.281-298.
- DIAS, L.A.M. (1993). *Edificações de aço no Brasil*. São Paulo, Editora Ziguarte
- ELNASHAI, S.A.; EL-GHAZOULI, A.Y.; DOWLING, P.J. (1990). International Assessment of Design Guidance for Composite Columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.15, n.3, p.191-213, Jun.
- EL-RIMAWI; J.A., BURGESS, I.W.; PLANK, R.J (1991). The analysis of steel beams in fire. In: *International Conference on Steel and Aluminium Structures*, ICSAS 91, Singapore, 1991.
- EL-TAWIL, S.; SANZ-PICÓN, C.F.; DEIERLEIN, G.G. (1994). Evaluation of ACI 318 e AISC (LRFD) strength provisions for composite beam columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v., n., p.103-123,
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1994). *ENV 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.
- EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS). (1981). *Composite Structures*. The Construction Press. London,.
- FURLONG, R.W. (1988). Steel-concrete composite columns-II. In: NARAYANAN, R. *Steel-concrete composite structures: stability and strength*. London, Elsevier. cap 7, p.195-220.
- GOMES, N.S. (1994). Pilares mistos tubulares de aço e concreto. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- GRIFFIS, L.G. (1994). The 1994 T.R. High Lecture: Composite Frame Construction. In: *National Steel Construction Conference*, Pittsburgh, Pennsylvania, 18 - 20 maio, 1994. *Proceedings*. New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.

- HUNAITI, Y.; (1991). Bond Strength in battened composite columns. *Journal of the Structural Engineering*, v.117, n.3, p.699-714, Mar.
- HUNAITI, Y.; WAKABAYASHI, M.; MASUO, K. (1992). Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.2, p.39-55, Jun.
- HUNAITI, Y.; FATTAH, B.A. (1994). Design considerations of partially encased composite columns. *Proceedings Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, v.106, p.75-82, Feb.
- KATO, KIMURA, M.; OHTA, H.; MIZUTANI, N. (1992). Connection of beam flange to concrete-filled tubular column. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Potosi, Michigan, 1992. Proceedings. New York, ASCE, p 528-538.
- KENNY, J.R.; BRUCE, D.A.; BJORHOVDE, R (1994). Removal of yield stress limitation for composite tubular columns. *Engineering Journal*, v.31, n.1, p.1-11, 1o/4.
- LIE, T.T. (1994). Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of the Structural Engineering*, v.120, n.5, p.1489-1509, May.
- LIE, T.T.; STRINGER, D.C. (1994). Calculation of fire resistance of steel hollow structural steel columns filled with plain concrete. *Canadian Journal of Civil Engineer*, v.21(3), p.382-385.
- LIE, T.T.; IRWIN, R.J. (1995). Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of the Structural Engineering*, v.121, n.5, p.797-805, May.
- LIE, T.T.; KODUR, V.K.R. (1996). Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of the Structural Engineering*, v.122, n.1, p.30-36, Jan.
- LIMITE STATES DESIGN OF STEEL STRUCTURES (1989). *A National Standard of Canada*. CAN/CSA-S16.1-MB89. Ontário.
- MALITE, M. (1990). *Sobre cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. São Carlos, 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP.
- MALITE, M. (1994). Estruturas mistas aço-concreto: dimensionamento de colunas. *Construção Metálica*, ABCEM, n.16, p.E4-E8.
- MALITE, M.; SÁLES, J.J.; TAKEYA, T. (1995). Contribuição ao dimensionamento de colunas mistas aço-concreto. In: *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería*

Estructural, 27., Tucumán, Argentina, 18-22 septiembre. *Memórias*. Tucumán, ASAIE/Laboratório de Estruturas - FCET-UNT, v.1, p.483-494.

MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS. (1989). v.1. Brasília, MD/SDI.

MIRZA, S.A (1989). Parametric study of composite column strength variability. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.2, p.121-137, Jun.

MUÑOZ, P.R.; HSU, C-TT. (1997) Behaviour of biaxially loaded concrete-encased composite columns. *Journal of the Structural Engineering*, v.123, n.9, p.1163-1171, Sep.

NETTO Jr, L.; DUMÊT, T. (1997). Reforço de pilares de concreto armado com chapas de aço. *Revista Ibracon*, p. 23-29, jul-ago.

O'CONNOR, D.J. (1995). Structural engineering design for fire safety in buildings. *The Structural Engineering*, v.73, n.4, p.53-58, Feb.

PIGA, S.P. (1992). Proteção contra fogo de estruturas metálicas. *Engenharia*, n.491, p. 25-27.

POH, K.W.; BENNETTS, I.D. (1995). Behavior of steel columns at elevated temperatures. *Journal of the Structural Engineering*, v.121, n.4, p.676-684, Apr.

RAMAMURTHY, L.N.; SRINIVASAN, C.N. (1976). Behaviour of concrete in-filled tubular columns. *Proceedings of the Regional Conference on Tall Buildings*. Hong Kong, 20-22 September, 1976.

ROIK, K.; BERGMANN, R. (1990). Design method of composite columns with unsymmetrical cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.2, p.153-168, Jun.

SÁLES, J.J. (1995). *Estudo do projeto e construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço*. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SHAKIR-KHALIL, H. (1988). Steel-concrete composite columns-I. In: NARAYANAN, R. *Steel-concrete composite structures: stability and strength*. London, Elsevier. cap 6, p.163-193.

SHAKIR-KHALIL, H., (1991a) Bond strength in concrete-filled steel hollow sections. *International Conference on Steel and Aluminium Structures*, ICSAS 91, Singapore, 22-24 May.

SHAKIR-KHALIL, H. (1993a). Pushout strength of concrete-filled steel hollow sections. *The Structural Engineer*, v.71, n.13, p.230-233, Jul.

- SHAKIR-KHALIL, H. (1993b). Resistance of concrete-filled steel tubes to pushout forces. *The Structural Engineer*, v.71, n.13, p.234-243, Jul.
- SILVA, V.P. (1996). *Estruturas de aço sujeitas a incêndio*. São Paulo, POLI - USP, 1996. | Texto para exame de qualificação para doutoramento |
- STARK, J.W.B. (1994). Harmonized european codes for steel and composite structures. *National Steel Construction Conference*, Pittsburgh, Pennsylvania, 18 - 20 May.
- TATSA, E.Z. (1986). Peripherially stressed tubular components. *Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, v.5, n.3, p.133-141, Mar.
- THOMAS, I.R.; BENNETTS, I.D. (1992). Developments in design of steel structures for fire. *Journal of Constructional Steel Research*, n.23, p.295-312.
- UY, B.; DAS, S. (1997). Time effects in concrete-filled steel box columns in tall buildings. *Structural design in tall buildings*, v.6, p.1-22, Mar.
- VALLENILLA, C.; BJORHOVDE, R. (1990) Behaviour of composite frames during construction. *Journal of Constructional Steel Research*. v.15, n.1-2, p.3-21.
- WIUM, J., LEBET, J. P. (1994) A.Simplified calculation method for force transfer in composite columns. *Journal of the Structural Engineering*, v.120, n.3, p.728-746, Mar.
- YEE, K.M., SHAKIR-KHALIL, H., TAYLOR, R. (1982). Design expressions for a new type of composite column. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.2, p.26-32, Jun.