PAULO HENRIQUE LUBAS SILVA

DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos da obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de concentração: Engenharia de estruturas.

Orientador: Professor Doutor Valdir Pignatta e Silva

São Paulo

2012

PAULO HENRIQUE LUBAS SILVA

DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos da obtenção do título de Mestre em Engenharia.

São Paulo

2012

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo,   de agosto de 2012.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Silva, Paulo Henrique Lubas
Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto /
P.H.L. Silva. -- ed.rev. -- São Paulo, 2012.
314 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica.

1. Estruturas mistas 2. Pilares 3. Softwares 4. Dimensiona-
mento de estruturas 5. AISC 6. Eurocode I. Universidade de São
Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de
Estruturas e Geotécnica II. t.

*Aos meus pais Edson e
Aodenira, exemplos de fé e
amor.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre comigo.

Ao professor Valdir Pignatta e Silva, pela excelente orientação e paciência dispensadas durante a elaboração deste trabalho e pela honrosa amizade.

Ao Departamento de Estruturas e Geotécnica da EPUSP e aos seus professores e funcionários.

Aos meus pais, pelas orações, ao meu irmão Edson, que me inspirou a seguir a árdua e maravilhosa carreira da engenharia e pelo seu incontável auxílio em São Paulo, às minhas irmãs Ana e Lu, pelo carinho, aos meus queridos sobrinhos Mariana e João Pedro e à minha cunhada Eliane, pelo apoio e amizade.

Ao primo Audes e sua esposa Taty, pela amizade, ao primo João Ricardo, pelas aulas de linguagem de programação.

Aos amigos Alessandro e sua esposa Patrícia, Marcos e sua esposa Andrea, por me receberem tão bem em suas casas. Ao Bruno e sua esposa Cibely, pelo apoio e amizade, mesmo tão longes. Ao pastor Mario e sua esposa Nazir, pelas orações, conselhos e carinho. E ao amigo Everton.

Aos Amigos Alessandro, Marcos e Willian, pelas valiosas horas de almoço com discussões técnicas de engenharia que muito contribuíram para o meu crescimento.

À Planservi Engenharia, pelo incentivo aos estudos. À engenheira Roberta Leopoldo (*in memoriam*), pelo exemplo de dedicação à engenharia, e ao engenheiro Claudio Murakami, pelo incentivo ao aprimoramento profissional e pelo empenho em compartilhar o conhecimento.

Ao engenheiro Francisco Paulo Graziano, pelo incentivo em seguir o mestrado e conhecimento técnico repassado.

De coração, a todos os amigos que me incentivaram nesta etapa da vida, os quais tiveram tanta paciência com a minha ausência.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área total da seção transversal.
A_a	Área da seção transversal do perfil de aço.
A_c	Área da seção transversal de concreto.
A_{sl}	Área da armadura longitudinal tracionada.
A_s	Área da seção transversal da armadura.
A_{si}	Área de cada armadura longitudinal.
A_{sn}	Soma das áreas da armadura longitudinal na região entre a linha neutra e uma linha simétrica a ela.
A_{sni}	Área da armadura longitudinal na região $2h_n$.
A_{sr}	Área total da armadura longitudinal.
A_{sw}	Área da seção transversal do estribo.
A_v	Área do perfil que resiste à força cortante
C_m	Coeficiente de equivalência de momentos na flexão composta.
C_1	Fator redutor da contribuição do concreto na rigidez efetiva.
C_3	Fator redutor da contribuição do concreto na rigidez efetiva, considerando-se a área total da armadura longitudinal.
D	Diâmetro do perfil circular de aço.
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil.
E_c	Módulo de elasticidade do concreto.
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do concreto.
$E_{c, fic}$	Módulo de elasticidade secante do concreto para o pilar fictício.
$E_{c, red}$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto.
E_i	Módulo de elasticidade inicial.
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura.
$(E I)_e$	Rigidez efetiva à flexão.
$(E A)_e$	Rigidez axial efetiva à compressão.
I_a	Momento de inércia da seção do perfil de aço.

I_c	Momento de inércia da seção de concreto.
I_s	Momento de inércia da armadura.
I_{yc}	Momento de inércia da mesa comprimida em torno do eixo Y-Y
I_y	Momento de inércia da seção transversal em torno do eixo do eixo Y-Y.
J_c	Parcela da matriz Jacobiana referente ao concreto.
J_a	Parcela da matriz Jacobiana referente ao perfil de aço.
J_s	Parcela da matriz Jacobiana referente à armadura longitudinal.
K_c	Fator de correção.
K_e	Fator de correção.
L_e	Comprimento de flambagem do pilar misto.
$M_{pl,a,Rd}$	Momento de plastificação resistente de cálculo do perfil de aço.
M_p	Momento de plastificação resistente da seção transversal
$M_{Rd,pl}$	Momento de plastificação resistente de cálculo da seção transversal.
$M_{Rd,x}$	Capacidade resistente à flexão da seção transversal em relação ao eixo X-X.
$M_{Rd,y}$	Capacidade resistente à flexão da seção transversal em relação ao eixo Y-Y.
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo.
$M_{Sd,x}$	Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo X-X.
$M_{Sd,y}$	Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo Y-Y.
$M_{Sdt,x}$	Momento solicitante de cálculo incluindo o acréscimo devido à não linearidade, em relação ao eixo X-X.
$M_{Sdt,y}$	Momento solicitante de cálculo incluindo o acréscimo devido à não linearidade, em relação ao eixo Y-Y.
$M_{xi(z)}$	Momento fletor em X-X atuante na seção transversal no nó 'i' determinado a partir da posição 'z' da seção transversal.
$M_{yi(z)}$	Momento fletor em Y-Y atuante na seção transversal no nó 'i' determinado a partir da posição 'z' da seção transversal.
M_y	Momento fletor obtido pela consideração das tensões de plastificação parcial da seção transversal.
N_c	Força normal resistente de cálculo à compressão da seção transversal de concreto.

N_e	Força crítica de Eüler.
$N_{pm,Rd}$	Força axial de cálculo relativo à maior capacidade resistente à flexão.
$N_{Rd,pl}$	Força axial resistente de plastificação de cálculo.
$N_{R,pl}$	Força axial característica resistente de plastificação.
N_{sd}	Força solicitante axial de cálculo.
$N_{Sd,G}$	Parcela da força axial solicitante devida à ação permanente
S_{seg}	Momento estático do segmento circular.
S_{set}	Momento estático do setor circular.
$V_{a,Sd}$	Parcela da força cortante de cálculo resistida pelo o perfil de aço.
V_{Sd}	Força cortante de cálculo.
Z_a	Módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural.
Z_s	Módulo de resistência plástico da seção da armadura de concreto.
Z_c	Módulo de resistência plástico da seção de concreto não fissurado.
Z_{cn}, Z_{an}, Z_{sn}	Módulos de resistência plásticos.
b_c	Largura da seção transversal de concreto.
b_f	Largura da mesa do perfil.
b_{fic}	Dimensão da base da seção transversal do pilar fictício.
b_i	Largura ou a altura do perfil retangular de aço.
b_w	Menor largura da seção transversal.
d	Diâmetro.
d_x	Deslocamento da seção transversal em relação ao eixo X-X na posição 'z'.
d_y	Deslocamento da seção transversal em relação ao eixo Y-Y na posição 'z'.
d_{xi}	Deslocamento na direção X-X da seção 'i' considerada.
d_{yi}	Deslocamento na direção Y-Y da seção 'i' considerada.
e_i	Distâncias dos eixos das barras da armadura de área A_{si} aos eixos de simetria da seção.
e_x	Deslocamento no topo do pilar misto na direção X-X.
e_y	Deslocamento no topo do pilar misto na direção Y-Y.

e_{xi}	Distância do eixo da barra da armadura de área A_{sni} ao eixo X-X.
e_{yi}	Distância do eixo da barra da armadura de área A_{sni} ao eixo Y-Y.
f'_c	Tensão de ruptura do concreto.
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto.
f_{cd1}	Resistência de cálculo do concreto à compressão considerando o fator de redução do concreto, α .
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto.
f_{cm}	Resistência de compressão média a 28 dias.
$f_c(t_0)$	Resistência característica à compressão do concreto na data do carregamento.
$\tilde{f}_i$	Vetor de erro.
f_{sd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura.
f_{sk}	Resistência característica ao escoamento do aço da armadura.
f_t	Resistência à ruptura característica de tração máxima do aço da armadura.
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil.
f_{yds}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço das armaduras.
f_{ywd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço do estribo.
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço do perfil.
h_c	Altura da seção transversal de concreto.
h_{fic}	Altura da seção transversal do pilar fictício.
h_n	Distância da linha neutra plástica ao eixo da seção transversal.
h_{n1}	Linha neutra do perfil.
h_w	Altura da alma do perfil.
k	Constante.
r	Raio.
s	Espaçamento entre estribos.
t	Espessura do perfil de aço.
t_f	Espessura da mesa do perfil.
t_w	Espessura da alma do perfil.
$\tilde{x}_i$	Vetor das variáveis.

$\bar{y}_a$	Distância entre o centro geométrico da parte da alma do perfil compreendida pela região de h_n , e o centro geométrico da seção transversal.
$\bar{y}_{af}$	Distância entre o centro geométrico da mesa do perfil e o centro geométrico da seção transversal.
$\bar{y}_{aw}$	Distância entre o centro geométrico da metade da alma do perfil e o centro geométrico da seção transversal.
$\bar{y}_c$	Distância entre o centro geométrico da meia seção de concreto e o centro geométrico da seção transversal.
z	Braço do binário das forças para um elemento com altura constante.
α	Fator de imperfeição, coeficiente.
α_{cw}	Coeficiente que considera o estado de tensão da biela comprimida.
α_M	Coeficiente relacionado ao tipo de aço do perfil.
α_{cp}	Tensão de compressão no concreto devido à força axial.
λ_0	Esbeltez relativa.
γ_c	Coeficiente de minoração de resistência do concreto.
γ_s	Coeficiente de minoração de resistência do aço.
η	Relação entre a deformação linear específica do concreto ϵ_c e a deformação linear específica de pico ϵ_{c1} .
ϵ_{c1}	Deformação linear específica de pico do diagrama do concreto.
ϵ_c	Deformação linear específica do concreto.
ϵ_0	Deformação linear específica do CG da seção transversal.
κ_x	Curvatura do plano em relação ao eixo X-X.
κ_y	Curvatura do plano em relação ao eixo Y-Y.
λ_p	Limite entre a seção compacta e não compacta.
λ_r	Limite entre a seção semicompacta e delgada.
v_1	Fator de redução do concreto fissurado no cisalhamento.
ϕ_t	Coeficiente de fluência.

$\phi_x(z)$	Rotação da seção transversal em relação ao eixo X-X na posição 'z'.
$\phi_y(z)$	Rotação da seção transversal em relação ao eixo Y-Y na posição 'z'.
ϕ_c	Fator de segurança para carregamentos obtidos pelo "Load combinations" (LRFD).
ϕ_b	Fator de segurança para carregamentos obtidos pelo "Load Combinations" (LRFD).
χ	Fator de redução em função do índice de esbeltez.
σ_c	Tensão normal de compressão no concreto.
ω_c	Peso específico do concreto.
$\nabla f(x_i)$	Matriz Jacobiana, J.

RESUMO

Os pilares mistos de aço e concreto consistem em um ou mais perfis de aço ligados entre si, trabalhando em conjunto com o concreto, simples ou armado, solicitados à compressão ou à flexocompressão. Os pilares mistos são, basicamente, de dois tipos: revestidos ou preenchidos. O sistema misto apresenta grandes vantagens estruturais, uma vez que herda a capacidade resistente dos pilares de aço e, dos pilares de concreto, sua robustez. Este trabalho estuda o emprego dessa solução de acordo com as principais normas internacionais de dimensionamento à temperatura ambiente, comparando-as entre si e às normas brasileiras. A ABNT NBR 8800:2008, apresenta dois modelos de cálculo simplificados para o dimensionamento de pilares mistos com seções transversais simétricas, com base em duas normas internacionais. O primeiro, o Modelo I, com base no ANSI/AISC 360 (2005) e o segundo, o Modelo II, no Eurocode 4 Part 1-1 (2004). Fica a critério do engenheiro estruturista a escolha do método a ser utilizado. Apresenta-se uma comparação gráfica e tabular da capacidade resistente à temperatura ambiente entre os dois modelos de cálculo da norma brasileira e as normas internacionais.

No caso de seções transversais não simétricas, são propostos dois roteiros de dimensionamento inéditos em aplicações de pilares mistos: um com base no “*Fiber Elemento Method*” e nas recomendações do Eurocode 4 Part 1-1 (2004), e outro adaptando o primeiro às normas brasileiras. Ambos são avaliados graficamente e por meio de tabelas.

Para o auxílio de todos esses estudos, foi utilizado o código CalcPM v1.0, desenvolvido especialmente para esse estudo.

Palavras-Chave: Estruturas mistas, Pilar misto, Software, Dimensionamento, NBR 8800, AISC, Eurocode.

ABSTRACT

The composite columns have the concrete and the steel profile working together to support loads. The composite columns are basically of two types: encased and filled. The composite system has the advantage to unite the inherent robustness of the concrete columns and high resistance of the steel columns. This work studies the use of this solution according to the main international standards, comparing them with each other and with the Brazilian norms. The Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008, presents two simplified models of the composite columns design with symmetrical cross sections, based on two international standards. Model I, based on American standard ANSI/AISC 360 (2005) and Model II, with reference to the European standard Eurocode 4 Part 1-1 (2004). Is up to the engineer to choose the method to be used. It presents a tabular and graphical comparison of the strength between the two calculation models of the Brazilian and international standards.

In the case of non-symmetrical cross sections there are two proposed routes unprecedented scale applications of composite columns: one based on "Fiber Element Method" and the recommendations of Eurocode 4 Part 1-1 (2004) and another one to adapt the first one to the Brazilian standards. Both are evaluated graphically and by the use of tables.

To support all these studies the software CalcPM v1.0 was used and specially developed for this study.

Keywords: Composite structures, Composite column, Software, NBR 8800, AISC, Eurocode.

SUMÁRIO

RESUMO.....	11
ABSTRACT	13
1 INTRODUÇÃO	19
1.1 PILARES MISTOS	20
1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS DA DISSERTAÇÃO	20
1.3 JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO	21
1.4 METODOLOGIA	23
1.4.1 Metodologia para uso do código CalcPM.	24
1.4.2 Metodologia de cálculo pelo método simplificado	24
1.4.3 Metodologia de cálculo pelo método geral.	25
1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS	26
2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O “EUROCODE 4: DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES – PART 1-1: GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS (2004)”	33
2.1 GENERALIDADES.....	33
2.2 INSTABILIDADE LOCAL EM PILARES MISTOS	35
2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO	36
2.3.1 Capacidade resistente da seção transversal	37
2.3.1.1 Capacidade resistente à compressão	37
2.3.1.2 Capacidade resistente à flexão combinada com compressão	43
2.4 INFLUÊNCIA DA FORÇA CORTANTE NA CAPACIDADE RESISTENTE	47
2.4.1 Força cortante resistida pelo perfil de aço	48
2.4.2 Força cortante resistida pelo concreto estrutural	50
2.4.2.1 Verificação da força cortante resistente do concreto em pilares mistos sem estribos	50
2.4.2.2 Verificação da força cortante resistente do concreto em pilares mistos com necessidade de estribos	52
2.5 ACRÉSCIMOS DE ESFORÇOS DECORRENTES DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	53

3	CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO ANSI/AISC 360 (2010) “SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS”	57
3.1	DISPOSIÇÕES GERAIS	57
3.2	MÉTODO DE DISTRIBUIÇÃO PLÁSTICA DE TENSÕES	59
3.2.1	Limitações dos materiais para todos os tipos de seções	59
3.2.2	Limitações para pilares mistos revestidos.....	60
3.2.3	Limitações para pilares mistos preenchidos.....	61
3.2.4	Força normal resistente	63
3.2.4.1	Força normal resistente em pilares mistos revestidos.....	64
3.2.4.2	Força normal resistente à compressão em pilares mistos preenchidos.	66
3.2.5	Flexocompressão.....	68
4	CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2008 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO E DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO DE EDIFÍCIOS.	75
4.1	GENERALIDADES	75
4.2	HIPÓTESES BÁSICAS	77
4.3	LIMITES DE APLICABILIDADE.....	77
4.4	INSTABILIDADE LOCAL DOS ELEMENTOS DE AÇO	78
4.5	CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL	79
4.5.1	Barras submetidas à compressão centrada	80
4.5.2	Barras submetidas à flexocompressão	82
4.5.2.1	Momento fletor de plastificação	82
4.5.2.2	Módulos de resistência plásticos e linha neutra plástica da seção transversal	84
4.6	MODELOS DE CÁLCULO.....	119
5	MÉTODO DE COMPATIBILIDADE DE DEFORMAÇÕES OU GERAL DE CÁLCULO.....	125
5.1	“FIBER ELEMENT METHOD”	128
5.1.1	Discretização do perfil I revestido por concreto conforme Tawil et al. (1995). 129	
5.1.2	Estrapolação proposta para o Eurocode 4 (2004) para discretização de seções mistas. Método GER1.	130
5.1.3	Solução do problema geral da seção transversal	131
5.1.3.1	Esforços resistentes	132

5.1.4	Solução do problema geral ao longo da barra	134
5.1.4.1	Barra engastada-livre	135
5.1.4.2	Pilar biapoiado	141
5.2	MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON.....	146
5.3	PROPRIEDADES ADOTADAS PARA OS MATERIAIS	154
5.3.1	Método geral GER1	154
5.3.1.1	Relação “tensão x deformação” do concreto.....	154
5.3.1.2	Relação “tensão x deformação” do aço da armadura.	155
5.3.1.3	Relação “tensão x deformação” do aço do perfil.....	157
5.3.1.4	Fluência e retração do concreto estrutural.....	157
5.3.2	Método geral GER2.	160
5.3.2.1	Relação “tensão x deformação” do concreto.....	160
5.3.2.2	Relação “tensão x deformação” do aço das barras.....	161
5.3.2.3	Relação “tensão x deformação” do aço do perfil.....	162
6	CÓDIGO CALCPM V1.0	165
6.1	MÉTODO SIMPLIFICADO	166
6.1.1	Pilar com perfil I de aço, total ou parcialmente, revestido por concreto 172	
6.1.2	Pilar com seção retangular de aço preenchida por concreto.....	174
6.1.3	Pilar com seção circular de aço preenchida por concreto	175
6.2	MÉTODO GERAL	176
7	COMPROVAÇÃO EXPERIMENTAL.....	185
7.1	PILARES MISTOS SIMÉTRICOS.....	186
7.1.1	Pilares com seção transversal circular preenchida por concreto	186
7.1.2	Pilares com seção transversal retangular preenchida por concreto	192
7.1.3	Pilares mistos com seção transversal retangular de concreto revestindo totalmente um perfil I de aço.	196
7.2	PILARES MISTOS NÃO SIMÉTRICOS	204
8	COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE RESISTENTE DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DE PILARES MISTOS DETERMINADA POR DIVERSOS MODELOS.	209
8.1	COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO I E O MODELO II DA ABNT NBR 8800:2008.....	211
8.1.1	Seções circulares preenchidas por concreto.	212

8.1.2	Seções retangulares preenchidas por concreto.	221
8.1.3	Seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço.	225
8.1.4	Perfil I de aço parcialmente revestido por concreto.	234
8.2	COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCODE 4 (2004), O AISC (2005) E O AISC (2010)	243
8.2.1	Seções circulares preenchidas por concreto sem armadura longitudinal.	244
8.2.2	Seções circulares preenchidas por concreto com armadura longitudinal.	255
8.2.3	Seções retangulares preenchidas por concreto sem armadura longitudinal.	264
8.2.4	Seções retangulares preenchidas por concreto com armadura longitudinal.	270
8.2.5	Seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço.	273
9	CONCLUSÕES.	283
	Anexo A - Estudo de caso - Utilização de pilares mistos de aço e concreto em pontos localizados de um edifício de concreto armado	287
A.1.	GENERALIDADES.	287
A.2.	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO.	288
A.3.	PREMISSAS E CARREGAMENTOS.	290
A.4.	ANÁLISE GLOBAL.	291
A.5.	ROTEIRO DE CÁLCULO ADOTADO PARA O ESTUDO DE CASO:	292
A.6.	DIMENSIONAMENTO	292
	Anexo B - Exemplo de utilização do código CalcPM v1.0 para o dimensionamento pelo método geral.	301
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	309

1 INTRODUÇÃO

Os pilares mistos de aço e concreto consistem em um ou mais perfis de aço ligados entre si, trabalhando em conjunto com concreto, armado ou não armado, solicitados à compressão ou à flexocompressão. A ABNT NBR 8800:2008 trata especificamente de quatro tipos de pilares mistos, todos com seções simétricas, as seções retangulares de concreto revestindo total (1.1.a) ou parcialmente (1.1.b) um perfil I ou H, obrigatoriamente com armadura longitudinal e tubos retangulares (1.1.c), ou circulares (1.1.d), de aço preenchidos com concreto com ou sem armadura. Além dessas seções, o Eurocode 4 Part 1-1 (2004) inclui as seções circulares preenchidas por concreto com perfil I ou H (1.1.e) no núcleo de concreto e a seção em cruz parcialmente revestida por concreto (1.1.f). A norma norte-americana deixa em aberto os tipos de seções, desde que os perfis e o concreto estejam trabalhando juntamente e as seções tenham simetria nas duas direções com concreto revestindo ou preenchendo o perfil, não incluindo os perfis I parcialmente revestidos (1.b).

Figura 1.1 - Seções transversais típicas de pilares mistos

1.1 PILARES MISTOS

A ABNT NBR 8800:2008, que trata do projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios à temperatura ambiente, sugere dois modelos de cálculo simplificados para o dimensionamento de pilares mistos simétricos, o Modelo I, com base na ANSI/AISC 360 (2005), e o Modelo II, com base no Eurocode 4 Part 1-1 (2004). Apesar da a norma brasileira ter sua base nessas duas normas, o dimensionamento feito por ela não é exatamente o mesmo feito pelas normas básicas. A rigidez efetiva à flexão indicada na norma brasileira, por exemplo, é diferente da apresentada pela especificação norte-americana, gerando diagramas diferentes para as duas normas. Outro exemplo, é que a norma europeia, diferentemente da norma brasileira, considera em seu dimensionamento de pilares circulares pelo método simplificado o efeito do confinamento do concreto e a redução da resistência do aço do perfil utilizado no confinamento, enquanto que o Modelo II da norma brasileira, que tem por base o Eurocode 4 Part 1-1 (2004), considera parcialmente esse efeito. Diversos fatores influenciam as diferenças entre essas normas: a segurança introduzida nos carregamentos, os fatores de minoração da resistência dos materiais, os métodos de avaliação dos efeitos da não linearidade, a experiência dos pesquisadores que elaboraram a norma, a economia dos países envolvidos na elaboração, etc. No decorrer do trabalho, alguns desses itens são abordados e análises dessas diferenças são realizadas.

1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo geral da Dissertação é estudar o comportamento de pilares mistos de aço e concreto, com diversos tipos de seção, à temperatura ambiente, e os procedimentos apresentados para o dimensionamento em normas brasileiras e internacionais.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Comparar os procedimentos para o dimensionamento propostos pela ABNT NBR 8800:2008 às normas internacionais Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e ANSI/AISC 360 (2010);
- Criar um código computacional, nomeado pelo autor de CalcPM versão 1.0, aplicando-se todas as formulações de cálculo e verificações do método simplificado para as quatro principais normas focadas deste trabalho: o Eurocode 4 Part 1-1 (2004), o ANSI/AISC 360(2005), o ANSI/AISC 360(2010) e a ABNT NBR 8800:2008;
- Analisar o método geral mencionado no Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e no ANSI/AISC 360 (2010) para cálculo à temperatura ambiente de seções sem simetria e adequá-lo às características e fundamentos da ABNT NBR 6118:2007 e da ABNT NBR 8800:2008, com vistas a normatizá-lo no Brasil.
- Apresentar uma metodologia para a aplicação do método geral, com base no procedimento analítico "*fiber element method*", na abordagem feita por França (1984 e 1991) para cálculo de peças de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua e no estudo realizado por Tawil et al. (1995) sobre a previsão da capacidade resistente de seções mistas, utilizando o método geral com aplicação do AISC-LRFD (1993) e do ACI 318 (1992).
- Adicionar ao código CalcPM todas as formulações e organizações do método geral estudadas no texto da Dissertação para o cálculo de seções genéricas mistas, de acordo com o Eurocode 4 Part-1-1 (2004) e o adaptado para as normas brasileiras.

1.3 JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO

A utilização de pilares mistos nas construções brasileiras é pequena, enquanto em nível internacional o uso desse sistema é bastante difundido. Nos Estados Unidos, Europa e Ásia esses elementos são tema de pesquisas teóricas e experimentais que originaram as principais normas que abordam os procedimentos de dimensionamento, que são a base para a ABNT NBR 8800:2008. As pesquisas nesses países iniciaram-se no início do século 20, Emperger (1932) relatou no

primeiro Congresso IABSE em Paris, 1932, mais de 1500 amostras testadas na Europa e na América do Norte. O potencial desse sistema é grande, sendo muito útil, por exemplo, quando se deseja aumentar a rigidez do edifício, quando há necessidade de maiores vãos e espaços em edifícios altos ou se deseja aproveitar a capacidade resistente do perfil de aço isolado para o suporte imediato de carga.

Apesar da ABNT NBR 8800:2008 ter como base os procedimentos de dimensionamento do Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e do ANSI/AISC 360 (2005), os resultados da capacidade resistente da seção não são as mesmas. Há, portanto, a necessidade de estudos comparativos entre a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e as normas internacionais citadas. Além disso, deve-se comparar a norma brasileira aos ensaios internacionais que validaram os procedimentos de dimensionamento do Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e do ANSI/AISC 360 (2005) para avaliar sua precisão na estimativa da capacidade resistente dos pilares mistos.

O tempo requerido para o cálculo das estruturas, levando-se em conta todas as diretrizes, restrições e formulações normatizadas, exige, para viabilizar a sua utilização, a automatização dos processos de cálculo por meio de um código computacional com entrada de dados de fácil entendimento e que tenha todos os procedimentos necessários para o dimensionamento dos pilares mistos.

1.4 METODOLOGIA

As normas brasileiras para dimensionamento de pilares mistos à temperatura ambiente foram elaboradas com base no Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e no ANSI/AISC 360 (2005), entretanto, o ANSI/AISC 360 foi revisado, sendo sua versão mais recente a de 2010. Uma vez que não foi encontrado pelo autor desta Dissertação nenhuma bibliografia nacional a respeito do ANSI/AISC 360 (2010) e tem-se na literatura nacional Dissertação de mestrado que aborda as disposições do ANSI/AISC 360 (2005)¹, optou-se por focar o estudo da norma americana pela versão de 2010, embora comentários a respeito do ANSI/AISC 360 (2005) sejam apresentados. Portanto, inicia-se o trabalho com as considerações do Eurocode 4 Part 1-1 (2004) e do ANSI/AISC 360 (2010). Posteriormente, são apresentados os métodos de dimensionamento da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, correlacionando alguns aspectos com as normas de referência, comparando-a e discutindo suas diferenças.

Para melhor compreensão do trabalho, a notação utilizada na Dissertação é, sempre que possível, a adotada pela ABNT NBR 8800:2008, portanto, substituiu-se todos os símbolos dos trabalhos consultados, inclusive as normas e textos internacionais, que têm um equivalente direto aos das normas brasileiras. Com intuito de deixar o texto mais leve, simplificaram-se as referências normativas do ANSI/AISC 360 (2005 e 2010) em AISC (2005 e 2010) e Eurocode 4 Part 1-1 (2004) em Eurocode 4 (2004).

Para viabilizar o estudo, foi necessário a elaboração do código computacional CalcPM v1.0, que envolve todos os critérios e processos de dimensionamento de pilares mistos da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, do Eurocode 4 (2004), do AISC (2005) e do AISC (2010).

Para validar os métodos de dimensionamentos adotados pelas normas envolvidas, são apresentados resultados de estudos experimentais comparando-os aos do cálculo teórico.

Inclui-se um estudo de caso sobre a utilização de pilares mistos em pontos localizados em um edifício de concreto, aplicando-se o que foi estudado na

---

¹ Campos (2006), estudou os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto abordando o AISC (2005).

Dissertação a respeito da ABNT NBR 8800:2008, com a construção de diagramas de dimensionamento das seções de pilares mistos pelo Modelo I e II da ABNT NBR 8800:2008.

1.4.1 Metodologia para uso do código CalcPM.

O código CalcPM foi criado em linguagem C#, no *Microsoft Visual Studio 2010*, na plataforma *.Net Framework 4.0*. O código foi dividido em duas partes: A primeira se refere ao cálculo de pilares mistos, de acordo com todas as formulações e verificações dos modelos simplificados I e II da ABNT NBR 8800: 2008, do Eurocode 4 (2004), do AISC (2005) e do AISC (2010) e, a segunda, ao cálculo de pilares mistos com seção genérica sem simetria, seguindo as recomendações do método geral apresentado no Eurocode 4 (2004), e mais uma implementação teórica do método geral com os diagramas tensão-deformação dos materiais recomendados pelas normas brasileiras.

1.4.2 Metodologia de cálculo pelo método simplificado

No cálculo via modelos simplificados, as seções devem apresentar dupla simetria e os momentos fletores devem ser obtidos externamente por análise global. O código CalcPM dimensiona pilares retangulares de concreto revestindo total ou parcialmente um perfil I de aço, ou pilares tubulares (retangulares ou circulares) de aço preenchidos com concreto.

A entrada de dados é de fácil entendimento, com parâmetros de inserção da geometria e das armaduras preestabelecidos, agilizando a criação dos modelos de pilares. Cada tipo de modelo de pilar pode ser verificado por quatro normas distintas, o Eurocode 4 (2004), o AISC (2005), o AISC (2010) e a ABNT NBR 8800:2008 com implementação dos modelos de dimensionamento I e II. Após os cálculos, é possível estudar as seções com gráficos de capacidade resistente ou de interação “força

normal x momento fletor” resistente por meio do gerenciador de gráficos, podendo-se combinar as curvas de dimensionamento de qualquer um dos métodos utilizados.

1.4.3 Metodologia de cálculo pelo método geral.

O método geral implementado é aquele mencionado, sem detalhes, no Eurocode 4 (2004) e no AISC (2010). No Eurocode 4 (2004), esse método é apresentado de forma sucinta, informando as normas de referência, os diagramas tensão-deformação dos materiais e os itens adicionais que devem ser verificados (fadiga, fluência, fissuração do concreto, etc.). No AISC (2010), a abordagem é ainda mais resumida, permitindo-se o seu uso desde que comprovado por ensaios e estudos, mas sem referências bibliográficas. Em vista das poucas informações normativas a respeito do método geral, a abordagem da sua resolução é feita, complementarmente, com base no “*fiber element method*”, nos procedimentos de dimensionamento apresentados por Griffis (2003), nos estudos realizados por Tawil et al. (1995) sobre a previsão da capacidade resistente de seções mistas, utilizando-se o método geral com aplicação do AISC-LRFD (1993) e do ACI 318, na proposta feita por França (1984 e 1991) para cálculo de peças de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua, e no modelo numérico apresentado por Charalampakis e Koumousis (2008).

A solução do problema geral consiste em se encontrar o equilíbrio dos esforços internos aos esforços externos. A solução do problema fica como apresentado nas equações 1.1 a 1.3.

$$N_{Sd} = N_{Rd} \quad (1.1) \qquad M_{Sd,x} = M_{Rd,x} \quad (1.2) \qquad M_{Sd,y} = M_{Rd,y} \quad (1.3)$$

em que:

N_{Sd} , $M_{Sd,x}$, $M_{Sd,y}$ são os esforços solicitantes de cálculo.

N_{Rd} , $M_{Rd,x}$, $M_{Rd,y}$ são os esforços resistentes, calculados em relação ao centro de esforços da seção transversal e dados pelas equações 1.4 a 1.6.

$$N_{Rd} = \int_{A_a} \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} \sigma_c(x, y) dA \quad (1.4)$$

$$M_{Rd,x} = \int_{A_a} X \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} X \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} X \sigma_c(x, y) dA \quad (1.5)$$

$$M_{Rd,y} = \int_{A_a} Y \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} Y \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} Y \sigma_c(x, y) dA \quad (1.6)$$

Para se obter o equilíbrio de esforços, o código CalcPM utiliza o método de resolução de sistemas não lineares de Newton-Raphson, encontrando a equação do plano que equilibra os esforços.

A geometria da seção genérica pode ser obtida de duas maneiras: a primeira é manual, informando-se as coordenadas dos vértices da seção e do(s) perfil(is) e as coordenadas das barras nas tabelas de geometria, e a segunda é por meio de arquivos *.dxf do código AutoCAD, na qual deve ser desenhada a seção de concreto, o(s) perfil(is) de aço e inseridas as coordenadas das armaduras com utilização de pontos. Em ambos os casos são aceitas seções vazadas.

1.5 ASPECTOS HISTÓRICOS

No final do século XIX, os pilares eram formados por perfis metálicos revestidos por concreto não estrutural, utilizado, apenas, para a proteção contra o fogo e corrosão. Em seguida, imaginou-se que o concreto poderia ser utilizado, também, com função estrutural.

De acordo com Eggemann (2003), a história da construção de pilares mistos na Europa e nos Estados Unidos pode ser dividida em quatro períodos: o primeiro marca o início das pesquisas no princípio do século 20, o segundo é identificado pela larga utilização desse sistema na década de 30, o terceiro, pelo seu esquecimento, que perdurou até a década de 50, que marca o início do quarto período, quando houve um grande avanço nas pesquisas e aplicação dos pilares mistos, perdurando até hoje.

Eggemann (2003) cita que, após o período de esquecimento, a pesquisa no campo da construção com elementos mistos foi intensificada durante os anos 50 e vários métodos de dimensionamento foram desenvolvidos.

De acordo com Johnson (2004), a primeira consideração da contribuição do concreto nos pilares mistos foi a redução da esbeltez efetiva. Eggemann (2003) cita que o método simplificado do Eurocode 4 foi desenvolvido com base no método desenvolvido por K. Roik e sua equipe na década de 70 (Roik et al. 1976).

Seguem alguns exemplos de estruturas com utilização de pilares mistos.

a) Pilar misto nos Estados Unidos.

O mais antigo edifício encontrado pelo autor desta Dissertação construído nos Estados Unidos foi o *McGraw-Hill Building* (www.chicagoarchitecture.info), figura 2, localizado em Chicago, com 58 metros de altura, 17 pavimentos e construído entre 1928 e 1929. A fachada original foi demolida em 1998 e reconstruída fielmente em 2000. O tipo de pilar misto utilizado foi Empreger-Column, um predecessor dos pilares totalmente revestidos por concreto com perfil em ferro fundido. As dimensões dos pilares estão entre 61 a 66 cm e um exemplo do pilar utilizado é apresentado na figura 1.3.

A figura 1.2 ilustra a nova fachada desse edifício.

Projeto arquitetônico: Thielbar & Fugard, Chicago

Projeto de engenharia: James B. Black, Chicago.

Figura 1.2 - The McGraw-Hill Building in Chicago. Fonte: www.chicagoarchitecture.info

Figura 1.3 – Detalhe de ligação entre pilar e viga do McGraw-Hill Building. Fonte: ENR (1929)
apud Eggemann (2003)

Figueiredo (1998) cita que o primeiro registro sobre normatização de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York Building Code*.

b) Pilar misto na Europa

O *Millennium Tower*, apresentado na figura 1.4, está situado no centro de Viena, com uma altura de 202 m e 50 pavimentos e, de acordo com Huber (2001), é o edifício mais alto da Áustria. Após a sua construção ter sido iniciada em 1998, levou um ano para ser terminada, em 1999. A torre é um exemplo típico de tecnologia de construção mista, combinando quatro tipos de pilares mistos, conforme ilustra a figura 1.5.

Projeto arquitetônico: Peichl, Podrecca and Weber, Innsbruck

Projeto de engenharia: Tschemmerneegg, Obholzer and Baumann, Innsbruck

Figura 1.4 - Millennium Tower Vienna (Austria). Fonte: V. P. Silva

Figura 1.5 - Seções transversais dos pilares mistos empregados no edifício Millennium Tower.

Fonte: Huber(2001)

c) Pilar misto na Ásia

O edifício mais alto de Hong Kong, ilustrado pela figura 1.6, é o *Two International Finance Center*, com 407 metros. A execução teve início em 1996 e conta com 88 pavimentos, entretanto, por razões econômicas, sua construção foi interrompida em 1997, sendo retomada apenas no ano 2000. O edifício conta com o emprego de grandes pilares mistos (fig. 1.7).

Projeto arquitetônico : Cesar Pelli & Associates com colaboração de Rocco Design Limited.

Projeto de engenharia: Ove Arup & Partners.

Figura 1.6 - Two International Finance Center. Fonte: Man (2003)

Figura 1.7 - Construção de um mega pilar misto no Two International Finance. Fonte: Man (2003)

d) Pilares Mistos no Brasil

Um exemplo de aplicação de pilares mistos no Brasil é o *Shopping Metro Santa Cruz*, figura 1.8, em que o sistema misto foi utilizado como solução para a redução das dimensões.

Projeto arquitetônico: AIC Arquitetura e Gerenciamento Ltda. e Arq. Antonio Luiz Fernandes Ribeiro.

Coordenação de projetos: AIC Arquitetura e Gerenciamento Ltda.

Cálculo da estrutura em aço: Santoro & Pasqua.

Fabricação e montagem da estrutura em aço: ICEC Ind. de Construção Ltda. e METASA S.A. Ind. Metalúrgica. Fonte: Debs e Kataok (2010).

Figura 1.8 - Shopping Santa Cruz. Fonte: www.cbca-acobrasil.org.br.

Outro exemplo é o edifício *New Century*, ilustrado na figura 1.9, com 27 pavimentos e 99,18 metros de altura, sendo o edifício mais alto do país em estrutura mista. Os pilares mistos adotados são perfis de aço parcialmente revestidos por concreto.

Projeto arquitetônico : Aflalo & Gasperini

Cálculo, fabricação e montagem da estrutura metálica: Codeme Construções em aço S/A

Figura 1.9 - New Century. Fonte: Debs e Kataok (2010).

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O “EUROCODE 4: DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES – PART 1-1: GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS (2004)”.

2.1 GENERALIDADES

As disposições abordadas pelo Eurocode 4 (2004) são aplicáveis a pilares mistos ou elementos comprimidos com seções transversais retangulares de concreto revestindo parcialmente ou totalmente os perfis I de aço, tubos circulares, com ou sem perfil I interno, e retangulares de aço preenchidos por concreto, e perfil em cruz parcialmente revestidos por concreto, de acordo com as seções apresentadas na figura 2.1:

Figura 2.1 - Seções transversais de pilares mistos e notações.

Figura 2.1 Continuação - Seções transversais de pilares mistos e notações

Os métodos de dimensionamento são aplicáveis a pilares comprimidos com aço tipo S235 a S460 e concreto com densidade normal classe C20 /25 a C50 /60.

O primeiro termo das classes do concreto se refere à resistência característica mínima em cilindros, e o segundo à resistência característica mínima em cubos. A densidade do concreto é considerada normal entre 2000 e 2600 kg/m³.

O índice 'S' nas classes dos perfis de aço indica que os perfis são estruturais e normalizados pelo Eurocode 10025-2 (2004), o número após o índice 'S' se refere à resistência ao escoamento mínimo em MPa.

A taxa de contribuição do perfil de aço deve ficar entre $0,2 \leq \delta \leq 0,9$, sendo δ

$$\text{definido por } \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{Rd,pl}}. \quad (2.1)$$

Os pilares mistos ou elementos comprimidos com qualquer tipo de seção transversal devem ser verificados para os seguintes itens:

- Capacidade resistente;
- Não ocorrência de instabilidade local;
- Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto na região de introdução de esforços;
- Tensão de cisalhamento na interação entre o aço e o concreto.

O Eurocode 4 (2004) aborda dois métodos de cálculo, o primeiro, geral, cujo escopo são os pilares mistos com seção transversal não simétrica ou não uniformes ao longo do eixo longitudinal abordado no capítulo 5, e, o segundo, simplificado, para o

dimensionamento de pilares com seções duplamente simétricas e uniformes ao longo do eixo longitudinal abordado neste capítulo.

Em ambos os métodos não há necessidade de verificação da instabilidade local dos perfis de aço, caso o cobrimento das armaduras esteja de acordo com o Eurocode 2 Part 1-1 (2003), seção 4, a mesa do perfil I em seções revestidas tenha um cobrimento maior ou igual a 40 mm e não menor que um sexto da largura da mesa, e os limites geométricos do item 2.2 forem atendidos. Não sendo atendido qualquer desses requisitos a influência da instabilidade local dos perfis de aço deve ser considerada no projeto.

2.2 INSTABILIDADE LOCAL EM PILARES MISTOS

Estudos experimentais sobre os fatores que afetam as propriedades e capacidade resistente de pilares mistos têm sido largamente realizado. Segundo Zeghiche e Chaoui (2005)², os principais fatores encontrados são os geométricos, como a esbeltez global do pilar e a local do perfil (relação entre a largura e a espessura da seção, D/t), e os mecânicos, como a resistência do concreto e do aço, os tipos de carregamento, as condição de contorno e o grau de confinamento do concreto.

Para garantir que as resistências dos materiais sejam atingidas antes que ocorra instabilidade local das seções, o Eurocode 4 (2004) impõe limites para a relação entre a altura e a espessura, ou o diâmetro e a espessura dos perfis de aço, como mostrado a seguir, com f_{yk} em N/mm^2 .

---

² Em Zeghiche e Chaoui (2005), é apresentado um estudo experimental sobre a influência da relação D/t na capacidade resistente nos perfis circulares preenchidos por concreto, comparando os resultados de ensaios às normas internacionais.

a) nas seções tubulares retangulares com concreto, equação 2.2:

$$\frac{b_i}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (2.2)$$

b) nas seções I parcialmente revestidas, equação 2.3:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (2.3)$$

c) nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto, equação 2.4:

$$\frac{D}{t} \leq 90 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (2.4)$$

em que:

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço do perfil em N/mm^2 ;

b_i é a largura ou a altura do perfil retangular de aço;

b_f é a largura da mesa do perfil de aço;

t_f é a espessura da mesa do perfil de aço;

D é o diâmetro do perfil circular de aço;

t é espessura do perfil metálico.

2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

Para que o método simplificado possa ser utilizado, os parâmetros e limites adotados na sua elaboração devem ser atendidos, garantindo que sua utilização esteja dentro do escopo proposto pelo Eurocode 4 (2004). Seguem, abaixo, os requisitos necessários apresentados por essa norma:

- a) Barras prismáticas.
- b) A esbeltez relativa λ_0 definida pela equação 2.10 deve ser menor ou igual a 2;
- c) Para pilares com perfil I totalmente revestido por concreto o máximo cobrimento de concreto deve ser:

$$c_y \leq 0,3 h_w$$

$$c_x \leq 0,4 b_f$$

- d) A taxa da armadura longitudinal não deve exceder 6%;
- e) A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.

2.3.1 Capacidade resistente da seção transversal

2.3.1.1 Capacidade resistente à compressão

A capacidade resistente à compressão por plastificação da seção transversal $N_{pl,Rd}$ deve ser calculada pela soma da capacidade plástica de cada componente. Para seções retangulares compostas por perfil I, total ou parcialmente, revestido com concreto, deve-se utilizar a equação 2.5.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.5)$$

em que:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço do perfil;

A_c é a área da seção transversal de concreto;

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

A_s é a área total da armadura longitudinal;

f_{sd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço da armadura.

Para seções preenchidas por concreto, o coeficiente redutor da contribuição do concreto 0,85 pode ser substituído por 1,0. De acordo com Hendy e Johnson (2006)³, item 6.7.3.2(1), no caso de seções transversais preenchidas, a resistência do concreto não é reduzida em 15 % para considerar o aumento da resistência do concreto confinado pelo perfil de aço.

Outra opção é apresentada para seções tubulares preenchidas, em que se pode considerar a contribuição de confinamento do concreto, lembrando-se que é necessário reduzir a contribuição do perfil de aço utilizado no confinamento. Para essas seções, a capacidade resistente plástica à compressão pode ser calculada como é apresentado na equação 2.6.

$$N_{Rd,pl} = \eta_a A_a f_{yd} + \left(1 - \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.6)$$

em que:

t é a espessura do tubo de aço;

η_a é igual a $\eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) (10 e/d)$ para $0 < e/d < 0,1$;

η_c é igual a $\eta_{co} (1 - 10 e/d)$ para $0 < e/d < 0,1$;

η_{ao} é igual a $0,25 (3 + 2 \lambda)$, com $\eta_a \leq 1$;

η_{co} é igual a $4,9 - 18,5 \lambda + 17 \lambda^2$, com $\eta_c \geq 0$;

e é a excentricidade do carregamento;

d é o diâmetro do perfil.

Se ' e ' for igual a zero, os valores de η_a devem ser tomados igual a η_{ao} e de η_c igual ao de η_{co} . Para e/d maior que 0,1, o valor de η_a deve ser tomado igual a 1,0 e de η_c igual a zero.

Os elementos devem ser verificados considerando-se a não linearidade geométrica, apresentada no item 2.5 desta Dissertação, e satisfazer a equação 2.7.

---

³ Em Hendy e Johnson (2006) é apresentado um guia para a correta interpretação do Eurocode 4 Part 1-1 (2004) incluindo-se exemplos de aplicação. Esse livro pertence à reconhecida coleção Designers' Guides to the Eurocodes.

$$N_{Sd} \leq \chi N_{Rd,pl} \quad (2.7)$$

Com χ calculado pela equação 2.8 em função da equação 2.9.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_o^2}} \text{ com } \chi \leq 1.0 \quad (2.8)$$

$$\Phi = 0,5 (1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2) \quad (2.9)$$

em que:

χ é o fator de redução, indicado no Eurocode 3 Part 1-1 (2005), em função do índice de esbeltez, λ_o .

α é o fator de imperfeição determinado de acordo com a tabela 2.1, apresentada pelo Eurocode 3 Part 1-1 (2005) e o tipo de curva de dimensionamento pela tabela 2.2., apresentada pelo Eurocode 4 (2004).

Tabela 2.1- Fator de imperfeição para curva de dimensionamento.

Curva de dimensionamento	A	b	c	d
Fator de imperfeição	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela - 2.2 - Seleção da curva de dimensionamento para a seção transversal. Fonte: Eurocode 4 (2004).

Seção transversal	Limites	Eixo	Curva de dimensionamento	Imperfeição (e_0)
		X-X	b	L/200
		Y-Y	c	L/150
		X-X	b	L/200
		Y-Y	c	L/150
		X-X	b	L/200
		Y-Y	b	L/200

Tabela 2.2 Continuação - Seleção da curva de dimensionamento para a seção transversal.

Fonte: Eurocode 4 (2004).

Seção transversal	Limites	Eixo	Curva de dimensionamento	Imperfeição (e_0)
	$\rho_s \leq 3,0\%$	X-X ou Y-Y	a	L/300
	$3,0\% \leq \rho_s \leq 6,0\%$	X-X ou Y-Y	b	L/200
	$\rho_s \leq 3,0\%$	X-X ou Y-Y	a	L/300
	$3,0\% \leq \rho_s \leq 6,0\%$	X-X ou Y-Y	b	L/200
		X-X	b	L/200
		Y-Y	b	L/200

λ_0 é a esbeltez relativa determinada conforme equação 2.10

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{R,pl}}{N_e}} \quad (2.10)$$

$N_{R,pl}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ em 2.5, mas tomando-se f_{ck} , f_{yk} e f_{sk} no lugar de f_{cd} , f_{yd} e f_{sd} , respectivamente.

N_e é a força elástica crítica de flambagem, equação 2.11, calculada em função da rigidez efetiva à flexão definida pela equação 2.12.

$$N_e = \frac{\Pi^2 (E I)_e}{K L^2} \quad (2.11)$$

$$(E I)_e = E_a I_a + K_e E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (2.12)$$

em que:

$(E I)_e$ é a rigidez efetiva à flexão;

K_e é um fator de correção que deve ser tomado igual a 0,6;

I_a , I_c , I_s , são os momentos de inércia do perfil de aço, seção de concreto e da armadura longitudinal, respectivamente;

E_a , E_s são os módulos de elasticidade do perfil de aço e da armadura longitudinal, respectivamente;

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido do concreto, no qual se deve considerar a influência do tempo na rigidez efetiva à flexão, sendo calculada pela equação 2.13.

$$E_{c,red} = E_c \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}} \right) \varphi_t} \quad (2.13)$$

E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto apresentado pelo Eurocode 2 Part 1-1 (2003) e indicado na equação 2.14.

$$E_c = 9,5 (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa e } E_c \text{ em kN/mm}^2. \quad (2.14)$$

$N_{Sd,G}$ é a parcela da força axial solicitante de cálculo decorrente da ação permanente.

N_{Sd} é a força normal de cálculo total.

φ_t é o coeficiente de fluência dependente da idade do concreto e da data início de carregamento.

$N_{Rd,pl}$ é a força normal plástica resistente de cálculo definida na equação 2.6, mas considerando-se f_{yd} determinado pelo fator γ_{Mi} que depende do país de aplicação da norma, o Eurocode 3 Part 1-1 (2005) recomenda o valor 1.

2.3.1.2 Capacidade resistente à flexão combinada com compressão

De acordo com o Eurocode 4 (2004), a capacidade resistente da seção transversal à flexão combinada com compressão e a correspondente curva de interação pode ser calculada assumindo-se uma distribuição retangular das tensões, considerando-se a ação da força cortante, figura 2.2. A resistência do concreto à tração deve ser desprezada.

Figura 2.2 - Gráfico de Interação “força normal x momento fletor”. Fonte: Eurocode 4 (2004).

De acordo com o Eurocode 4 (2004), o gráfico de interação entre compressão e o momento fletor é representado por uma curva que pode ser substituída por retas, que ligam quatro pontos notáveis (A,B,C,D), figura 2.3.

Figura 2.3 - Pontos A, B, C, D da curva simplificada no gráfico de interação. Fonte: Eurocode 4 (2004).

As figuras 2.4 a 2.7 apresentam as distribuições de tensões para se obter os pontos A, B, C, D. A formulação para obtenção da linha neutra h_n é apresentada no item 4.5.2 desta Dissertação ou P.5.4.3 da ABNT NBR 8800:2008.

Figura 2.4 – Diagramas de tensões para obtenção do ponto A, na curva simplificada do gráfico de interação.

O ponto A é caracterizado pela força resultante da compressão de toda a seção transversal, considerando-a totalmente plastificada, sem excentricidade, $N_{pl,Rd}$, definido pelas equações 2.5 ou 2.6.

Figura 2.5 - Diagramas de tensões para obtenção do ponto B, na curva simplificada do gráfico de interação.

O ponto B, ou seja, $M_{Rd,pl}$, é encontrado alterando-se a posição da linha neutra, h_n , de forma a anular a resultante das forças normais.

Figura 2.6 - Diagramas de tensões para obtenção do ponto C, na curva simplificada do gráfico de interação.

Para a determinação do ponto C, é necessário encontrar a posição da linha neutra, h_n , na qual a resultante dos esforços da seção transversal plastificada, incluindo compressão e tração, seja N_c , em que N_c é definida pela equação 2.15.

$$N_c = 0,85 f_{cd} A_c \quad (2.15)$$

Figura 2.7 - Diagramas de tensões para obtenção do ponto D, na curva simplificada do gráfico de interação.

O ponto D é obtido equilibrando-se os esforços indicados na figura 2.7 (h_n no CG da seção transversal) para força centrada igual à metade de N_c . O momento resultante será o $M_{máx,Rd,pl}$.

A verificação da segurança está satisfeita para esforços combinados de compressão e momento em uma direção se as equações 2.16 e 2.17 forem respeitadas.

$$\frac{M_{Sdt,x}}{u_x M_{pl,Rd,x}} \leq \alpha_M \quad (2.16)$$

$$\frac{M_{Sdt,y}}{u_y M_{pl,Rd,y}} \leq \alpha_M \quad (2.17)$$

No caso de esforços combinados de compressão e momentos nas duas direções inclui-se, além das equações 2.16 e 2.17, a equação 2.18.

$$\frac{M_{Sdt,x}}{u_x M_{pl,Rd,x}} + \frac{M_{Sdt,y}}{u_y M_{pl,Rd,y}} \leq 1 \quad (2.18)$$

em que:

$M_{Sdt,x}$ e $M_{Sdt,y}$ são os momentos solicitantes, incluindo os efeitos da não linearidade global e local, apresentados na seção 2.5;

u_x e u_y referem-se ao momento de plastificação resistente no plano considerado;

α_M é um coeficiente que pode ser tomado igual a 0,9 para aços S235 e S355 e 0,8 para S420 e S460.

Para construir o gráfico de interação com curva simplificada entre “força normal x momento fletor” segundo o Eurocode 4 (2004), figura 2.3, são utilizadas as equações 2.16 e 2.17 com α_M igual a 0,9.

$M_{pl,Rd,x}$ é o momento de plastificação de cálculo em torno do eixo X-X.

$M_{pl,Rd,y}$ é o momento de plastificação de cálculo em torno do eixo Y-Y.

2.4 INFLUÊNCIA DA FORÇA CORTANTE NA CAPACIDADE RESISTENTE

A influência da força cortante de cálculo, transversal à seção do pilar, V_{Sd} , combinada ao momento e à normal, deve ser considerada sempre que a parcela atuante no perfil de aço, $V_{a,Sd}$, equação 2.19, for maior do que 50% da sua força cortante resistente, $V_{pl,a,Rd}$.

$$V_{a,Sd} = V_{Sd} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (2.19)$$

em que:

V_{Sd} é a força cortante de cálculo transversal à seção do pilar;

$V_{a,Sd}$ é a parcela da força cortante de cálculo resistida pelo o perfil de aço;

$M_{pl,a,Rd}$ é o momento de plastificação de cálculo do perfil de aço;

$M_{pl,Rd}$ é o momento de plastificação de cálculo da seção transversal.

Quando houver necessidade da consideração da força cortante de cálculo, a parcela resistida pelo concreto, $V_{c,Sd}$, é igual à diferença entre a força cortante total de cálculo e a parcela da força cortante resistida pelo perfil de aço, equação 2.20.

$$V_{c,Sd} = V_{Sd} - V_{a,Sd} \quad (2.20)$$

A verificação da força cortante resistida pelo perfil de aço é apresentada no item 2.4.1 e a resistida pela seção de concreto estrutural é apresentada no item 2.4.2.

2.4.1 Força cortante resistida pelo perfil de aço

A força cortante resistente do perfil de aço, $V_{pl,a,Rd}$, é tratada pelo Eurocode 3 Part 1-1 (2005) considerando o perfil trabalhando isoladamente no suporte à sua parcela de carga, $V_{a,Sd}$.

A força cortante solicitante deve ser menor ou igual à força cortante resistente. Na ausência de torção, a força cortante resistente deve ser determinada como apresentada pela equação 2.21.

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (2.21)$$

em que:

A_v é a área do perfil que resiste à força cortante, sendo diferente para cada tipo de perfil, em função da direção do carregamento, como apresentado pelas equações 2.22 a 2.26 e os subitens a seguir.

a) para o perfil I ou H laminado, com a força cortante na direção da alma;

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f, \text{ mas não menor que } \eta h_w t_w. \quad (2.22)$$

b) para o perfil I ou H soldado, com a força cortante na direção da alma;

$$A_v = \eta \sum (h_w t_w) \quad (2.23)$$

c) para o perfil tubular retangular com espessura uniforme e carregamento paralelo à altura;

$$A_v = A \frac{b_1}{(b_1 + b_2)} \quad (2.24)$$

d) para o perfil tubular retangular com espessura uniforme e carregamento paralelo à largura;

$$A_v = A \frac{b_2}{(b_1 + b_2)} \quad (2.25)$$

e) para o perfil tubular circular com espessura uniforme;

$$A_v = \frac{2 A}{\pi} \quad (2.26)$$

em que:

A é a área total da seção transversal;

b_f é a largura da mesa do perfil, como definido na fig. 2.1 (a) e (b);

t_f é a espessura da mesa do perfil, como definido na fig. 2.1 (a) e (b);

t_w é a espessura da alma do perfil, como definido na fig. 2.1 (a) e (b);

h_w é a altura da alma do perfil, como definido na fig. 2.1 (a) e (b);

r é o raio.

η é definido pelo Eurocode 3 Part 1-5 (2003), item 5.1, como um atributo que depende do país de utilização. O Eurocode 3 Part 1-5 (2003) recomenda o valor de 1,20 para aço menores que S460, que é o limite máximo no uso em pilares mistos. Entretanto, o Eurocode 3 Part 1-1 (2005), que sugere o uso da definição de η do Eurocode 3 Part 1-5 (2003), cita que esse valor pode ser tomado conservadoramente como 1,00.

2.4.2 Força cortante resistida pelo concreto estrutural

A parcela de força cortante resistida pelo concreto estrutural é a diferença entre a força cortante de cálculo e a parcela resistida pelo perfil, independente se a introdução de carga é diretamente no perfil ou no concreto. A força cortante resistente do concreto estrutural é abordada pelo Eurocode 2 Part 1-1 (2003), item 6.2, sendo apresentada nos itens 2.4.2.1 e 2.4.2.2 desta Dissertação, para os casos de seção transversal sem adição de estribos e com adição de estribos, respectivamente.

2.4.2.1 Verificação da força cortante resistente do concreto em pilares mistos sem estribos

Para elementos sem necessidade de estribos, a força cortante resistente da seção de concreto é dada pela equação 2.27, em função das equações 2.28 a 2.31.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (2.27)$$

com $V_{Rd,c}$ limitado pelo mínimo definido em 2.28.

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + \kappa_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (2.28)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,00 \quad , \text{com } d \text{ em (mm)}. \quad (2.29)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (2.30)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} < 0,2f_{cd} \quad , \text{com } f_{cd} \text{ em MPa}. \quad (2.31)$$

em que:

k_1 é um valor que depende do país e o Eurocode 2 Part 1-1 (2003) recomenda o valor de 0,15;

f_{ck} está em MPa;

A_{sl} é a área da armadura tracionada;

b_w é a menor largura da seção transversal na região tracionada em (mm);

N_{sd} é a força axial de cálculo em kN;

A_c é a área da seção transversal de concreto;

$C_{Rd,c}$ é um valor que depende do país de utilização da norma, o Eurocode 2 Part 1-1 (2003) recomenda o valor de $\frac{0,18}{\gamma_c}$;

v_{min} é um valor que depende do país de utilização da norma, o Eurocode 2 Part 1-1 (2003) recomenda o valor apresentado em 2.32.

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (2.32)$$

2.4.2.2 Verificação da força cortante resistente do concreto em pilares mistos com necessidade de estribos

Se a capacidade máxima à força cortante da seção de concreto for menor que a parcela de responsabilidade do concreto, é necessária a introdução de estribos.

O dimensionamento de pilares mistos com estribos é realizado com base no modelo de treliça, limitando-se o valor do ângulo θ de inclinação da treliça.

O ângulo da biela é delimitado pelo país de utilização da norma, o Eurocode 2 Part 1-1 (2003) recomenda os limites estabelecidos pela equação 2.33.

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (2.33)$$

No caso de seção transversal com estribos paralelos à seção transversal do pilar, a capacidade resistente da seção de concreto à força cortante é obtida pela equação 2.34, limitada pela equação 2.35.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (2.34)$$

$$V_{Rd,s} \leq \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.35)$$

em que:

A_{sw} é a área da seção transversal do estribo;

s é o espaçamento entre estribos;

z é o braço do binário das forças para um elemento com altura constante;

f_{ywd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do estribo;

v_1 é o fator de redução do concreto fissurado no cisalhamento;

α_{cw} é um coeficiente que considera o estado de tensão da biela comprimida;

v_1 e α_{cw} são valores que dependem do país de utilização da norma, entretanto, o Eurocode 2 Part 1-1 (2003) recomenda os valores obtidos pelas equações 2.36 a 2.39.

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.36)$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad , \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (2.37)$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad , \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd} \quad (2.38)$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \quad , \text{para } 0,50 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,00 f_{cd} \quad (2.39)$$

em que:

σ_{cp} é a tensão de compressão no concreto, devido à força axial. Essa tensão deve ser obtida considerando-se a colaboração da armadura longitudinal.

A máxima área de aço efetiva dos estribos que se pode considerar na capacidade resistente da seção de concreto à força cortante, quando $\cotang(\theta)$ for igual a um, é a apresentada na equação (2.40).

$$A_{sw,max} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \frac{b_w s}{f_{ywd}} \quad (2.40)$$

2.5 ACRÉSCIMOS DE ESFORÇOS DECORRENTES DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

O efeito da não linearidade geométrica e da imposição da imperfeição local do lado da força normal resistente é apresentado no item 2.3.1.1 no estudo do coeficiente χ . Nesta seção, é apresentado como se devem afetar os esforços solicitantes devido a esses mesmos efeitos. Para isso, assume-se que a força axial de cálculo, N_{Sd} , e os momentos das extremidades, $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$, foram obtidos por análise global, considerando-se as adequadas não linearidades e imperfeições.

De acordo com o Eurocode 4 (2004), complementado pelas instruções de Hendy e Johnson (2006), as imperfeições locais dos pilares, omitidas na análise global, devem ser consideradas por meio de uma excentricidade adicional e_0 , apresentada na tabela 2.2 em função do comprimento do pilar. Dessa forma, deve haver um

incremento de momento fletor de primeira ordem na metade do pilar, que é obtido por $N_{Sd} e_0$.

Depois de considerado os esforços devidos à imperfeição geométrica local e os vindos da análise global, é necessário amplificar localmente os esforço de primeira ordem, que, de acordo com o Eurocode 4 (2004), devem ser majorados sempre que N_{Sd} for maior que um décimo de $N_{e,eff}$, em que $N_{e,eff}$ é obtido pela equação 2.11 (que a seguir se repete em 2.41) com $(E I)_e$, substituído por $(E I)_{eff}$, apresentado na equação 2.42.

$$N_e = \frac{\pi^2 (E I)_e}{(K L)^2} \quad (2.41)$$

$$(E I)_{eff} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_c I_c) \quad (2.42)$$

Os efeitos da não linearidade geométrica local são apresentados a seguir, considerando-se, apenas, os momentos fletores nas extremidades e a força axial. A majoração dos esforços de primeira ordem decorrentes da análise global é obtida separadamente da solicitação gerada pela excentricidade, entretanto, podem ser sobrepostas, uma vez que a força axial que as geram é a mesma, N_{Sd} , e a excentricidade pode ocorrer em qualquer direção. Considerando-se que os esforços de primeira ordem local são gerados separadamente pelos esforços decorrentes da análise global e pela imposição da imperfeição, os amplificadores dos esforços são separados em κ_M , amplificador dos esforços decorrentes da análise global, e κ_e , amplificador dos esforços devidos à imposição da imperfeição geométrica.

Dessa forma, o momento resultante da majoração dos momentos de primeira ordem pela não linearidade geométrica, majorando os esforços decorrentes da análise global e da excentricidade, são obtidos pela equação 2.43.

$$M_{Sdt} = \kappa_M M_{Sd} + \kappa_e N_{Sd} e_0 \quad (2.43)$$

De acordo com o Eurocode 4 (2004), os fatores κ_m e κ_e são regidos pela equação 2.44 com $\kappa \geq 1$, entretanto, esse termo é mais bem explicado por Hendy e Johnson

(2006), em que κ_M pode ser menor que um, enquanto que κ_e deve ser maior ou igual a um. Johnson (2004) explica que considerar κ_M sempre maior ou igual a um é exagerado, devendo-se permitir que esse valor seja menor que um.

$$\kappa = \frac{\beta}{\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e,eff}}\right)} \quad (2.44)$$

No caso de pilares submetidos a esforços apenas nas extremidades, é obedecida a equação 2.45 no cálculo de β , com $M_2 < M_1$, em que M_1 e M_2 são os momentos das extremidades. No cálculo de κ_e , β deve ser considerado igual a um. No caso de haver carregamento transversal ao eixo da barra, κ vale um.

$$\beta = 0,66 + 0,44 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) \geq 0,44 \quad (2.45)$$

κ e β têm a mesma função, respectivamente, do B1 e C_m da ABNT NBR 8800:2008. Para melhor compreensão, ilustra-se na figura 2.8 como é realizada essa majoração.

Figura 2.8 - Majoração dos efeitos de primeira ordem.

A figura 2.8(a) apresenta os momentos fletores de primeira ordem decorrentes da análise global aplicados nas extremidades da barra, M_1 e M_2 , com curvatura simples, e os de primeira ordem decorrentes da imperfeição geométrica local. A figura 2.8(b) apresenta os mesmos esforços de primeira ordem apresentados em 2.8(a), mas com momentos fletores tracionando lados opostos, curvatura dupla. A figura 2.8(c)

apresenta os momentos fletores de primeira ordem local decorrentes da análise global amplificados pelo coeficiente κ_M , enquanto que a figura 2.8(d) apresenta os momentos fletores, decorrentes da imperfeição geométrica local, amplificados pelo coeficiente κ_e .

Percebe-se pela figura 2.8 que o efeito da majoração dos momentos é mais desfavorável na situação de curvatura simples do que para curvatura dupla. Em qualquer um dos casos deve-se tomar o maior valor entre M_1 e o valor majorado no meio do pilar, ficando a equação 2.43 como apresentada em 2.46.

$$M_{Sdt} = \text{Máx}(\kappa_M M_{Sd} + \kappa_e N_{sd} e_0; M_1) \quad (2.46)$$

No caso de momento fletor nas duas direções, deve-se considerar a excentricidade, somente, em uma direção, a que apresentar o resultado mais desfavorável.

3 CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO ANSI/AISC 360 (2010) “SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS”

3.1 DISPOSIÇÕES GERAIS

Os pilares mistos são abordados no capítulo I do AISC (2010) que trata dos elementos mistos. O escopo de utilização dessa norma é o mesmo do AISC (2005), sendo aplicável a pilares mistos ou elementos comprimidos com seções transversais de concreto revestindo ou preenchendo perfis de aço, não incluindo os perfis parcialmente revestidos. Os tipos de perfis citados diretamente pelo AISC (2010) são: perfil I de aço revestido por concreto, figura 3.1 (a), tubos retangulares, figura 3.1 (b), circulares, figura 3.1 (c), e de aço preenchido por concreto.

Figura 3.1 - Seções transversais de pilares mistos e notações

Entretanto, a edição do AISC (2010) inclui algumas mudanças e adições em relação à especificação anterior, o AISC (2005), sendo as principais relatadas nos subitens a e b:

- a) Concreto e armadura longitudinal. O AISC (2010) avança em relação ao AISC (2005), quanto à utilização das disposições do ACI 318, para o detalhamento da armadura longitudinal de aço, dos estribos e das especificações do concreto estrutural;

- b) O AISC (2010) inclui uma classificação de perfis de aço preenchidos com concreto em relação à instabilidade local do perfil.

O projeto de elementos mistos requer considerações a respeito das características do perfil de aço, do concreto e da armadura. As especificações adotadas pelo AISC (2010) foram desenvolvidas com o objetivo de minimizar os conflitos entre esses elementos, dando o devido reconhecimento às vantagens de utilização dos elementos mistos.

Na determinação da capacidade resistente e obtenção dos esforços solicitantes, o AISC (2010) aceita dois métodos de cálculo: o “*Load and Resistance Factor Design*” (LRFD) e o “*Allowable Strength Design*” (ASD).

Pode-se interpretar simplificadamente o “*Allowable Strength Design*” (ASD) como método dos esforços resistentes admissíveis, uma evolução do antigo método das tensões admissíveis, e o “*Load and Resistance Factor Design*” (LRFD) como sendo o cálculo por estados limites. Portanto, como as disposições abordadas pelas normas brasileiras de dimensionamento de pilares mistos têm por base os estados limites, a abordagem das normas americanas realizadas nesta Dissertação será unicamente com aplicação do “*Load and Resistance Factor Design*” (LRFD).

A capacidade resistente dos pilares mistos pode ser determinada de acordo com dois métodos de dimensionamento, o método de distribuição plástica de tensões, apresentado no item 3.2, e o método de compatibilidade de deformações, no capítulo cinco. Em ambos os métodos, o projeto, o detalhamento e as propriedades dos materiais relacionados ao concreto e a armadura devem obedecer ao estipulado pelo “*applicable building code*”, adicionalmente, as disposições do ACI 318 devem ser aplicadas com as seguintes exceções e limitações impostas pelo AISC (2010) para o uso em pilares mistos:

- a) O item 7.8.2, o item 10.13, e o capítulo 21 do ACI 318 deve ser desconsiderado por inteiro;
- b) As limitações do concreto e do aço adotadas devem ser aquelas apresentadas pelo item I.1.3 do AISC (2010);
- c) As limitações da armadura transversal devem ser aquelas especificadas pelo ACI 318;

- d) A área mínima da armadura deve ser a especificada pela seção I.2.1a(3) do AISC (2010);
- e) O concreto e a armadura longitudinal projetados de acordo com ACI 318 devem ter o carregamento obtido com base no LRFD “*load combination*”.

3.2 MÉTODO DE DISTRIBUIÇÃO PLÁSTICA DE TENSÕES

O método de distribuição plástica de tensões está fundamentado na hipótese de que a deformação da seção transversal é linear e com distribuição de tensões elasto-plásticas. Ele assume, também, que a deformação linear específica do concreto comprimido é de 0,003 mm/mm, apresentando um diagrama de tensões retangular.

Com base nessas disposições, o método de distribuição plástica de tensões assume que a capacidade resistente nominal da seção seja calculada com tensões de plastificação para o perfil de aço e para as armaduras, tanto na tração como na compressão, e o concreto comprimido com tensão de $0,85 f_{ck}$ para pilares mistos com perfil revestidos e $0,95 f_{ck}$ para perfis preenchidos. Os comentários do AISC (2010) citam os estudos de Leon et al. (2007), no qual se justifica o maior valor na resistência do concreto dos pilares mistos preenchidos pela consideração do benefício do confinamento do concreto.

3.2.1 Limitações dos materiais para todos os tipos de seções

Para o concreto, o perfil de aço, e a armadura no sistema misto, as seguintes limitações devem ser atendidas, exceto quando justificado por testes ou análises:

- a) a resistência característica do concreto deve estar entre 21 MPa a 70 MPa, para concreto de densidade normal, e entre 21 MPa a 42 MPa, para concreto de baixa densidade;
- b) a resistência ao escoamento característica do aço do perfil e da armadura deve ser menor ou igual a 525 MPa.

3.2.2 Limitações para pilares mistos revestidos

As seguintes limitações são impostas especificamente aos pilares mistos revestidos:

- a) A área do perfil de aço no núcleo do pilar deve ser no mínimo 1,00 % da área total da seção transversal.
- b) O pilar misto revestido deve ter armadura longitudinal e estribos transversais retangulares ou helicoidais contínuos.
- c) O espaçamento da armadura transversal deve estar entre 305 mm e três diâmetros da armadura longitudinal, quando o diâmetro da armadura longitudinal for menor ou igual a 10 mm, e entre 406 mm e quatro diâmetros da armadura longitudinal, quando o diâmetro da armadura longitudinal for maior 10 mm. Em ambos os casos, o espaçamento máximo dos estribos deve ser metade da menor largura da seção transversal.

O objetivo dos limites máximos de espaçamento dos estribos é garantir o bom confinamento do concreto. Adicionalmente a esses limites devem ser utilizadas as prescrições do ACI 318 (2008), capítulo 7.

Para armadura transversal em helicoides, as disposições do ACI 318 (2008), seções 7.10 e 10.9.3, devem ser atendidas.

- d) A taxa mínima de armadura longitudinal, ρ_{sr} , equação 3.1, é de 0,004, e deve haver uma em cada canto da seção transversal. Disposições complementares para as armaduras longitudinais são fornecidas pelo ACI 318, seção 10.9.2. Cada barra da armadura longitudinal só pode ser computada na área mínima se estiver adequadamente ancorada.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A} \quad (3.1)$$

em que:

A_{sr} é a área total da armadura longitudinal devidamente ancorada.

A é a área total da seção transversal.

3.2.3 Limitações para pilares mistos preenchidos

O AISC (2010) classifica a seção transversal dos pilares mistos como “compact”, “noncompact” e “slender”, este texto traduz esses termos como seção compacta, seção semicompacta e seção delgada, respectivamente. Essa classificação avalia o nível de esbeltez do perfil de aço, sendo fundamental na obtenção dos limites de aplicação para a garantia de que não ocorra instabilidade local nos perfis de aço e haja o devido confinamento do concreto. Dois limites são estipulados para classificar uma seção quanto à esbeltez local, o λ_p e o λ_r . O λ_p representa o limite entre a seção ser considerada compacta ou semicompacta e λ_r o limite entre a seção ser semicompacta ou delgada. Se a taxa de um ou mais elementos exceder o limite λ_p , e nenhum exceder o limite λ_r , a seção é considerada semicompacta. Se a taxa de qualquer elemento exceder o limite λ_r , a seção é considerada delgada. Portanto, a seção pode ser considerada compacta apenas se a taxa de nenhum elemento exceder o limite λ_p .

Segundo os estudos de Varma e Zhang (2009), as seções mistas compactas apresentam perfil com espessura suficiente para permitir o total escoamento do perfil de aço e fornecem confinamento ao concreto suficiente para que alcance a resistência de 0,85 (seção retangular) ou 0,95 (seção circular) do f_{ck} . As seções mistas semicompactas apresentam perfil com espessura suficiente para permitir o total escoamento do perfil de aço, mas não podem fornecer confinamento adequado ao concreto após atingir 0,70 de f_{ck} , e começam apresentar não elasticidade linear significativa e dilatação volumétrica. Nas seções mistas delgadas o perfil não

apresenta espessura suficiente para permitir o total escoamento do aço do perfil, não fornece confinamento adequado ao concreto após atingir 0,70 de f_{ck} , apresenta não elasticidade linear significativa e dilatação volumétrica.

Os limites λ_p e λ_r variam de acordo com a presença, ou não, de momento fletor solicitando a seção. Seguem, nas tabelas 3.1 e 3.2, os valores de λ_p e λ_r , para seções submetidas e não submetidas à flexão.

Tabela 3.1 - Classificação dos pilares submetidos à compressão. Fonte: AISC (2010).

Classificação das seções mistas de acordo com a taxa de largura da seção transversal pela espessura do perfil, quando submetidas à compressão.				
Descrição do elemento	λ , largura/espessura	λ_p Compacta/ semicompacta	λ_r Semicompacta / delgada	Máximo permitido
Perfil retangular preenchido	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$
Perfil circular preenchido	D/t	$\frac{0,15E_a}{f_{yk}}$	$\frac{0,19E_a}{f_{yk}}$	$\frac{0,31E_a}{f_{yk}}$

Tabela 3.2 - Classificação dos pilares submetidos à compressão combinada à flexão. Fonte: AISC (2010).

Classificação das seções mistas de acordo com a taxa de largura da seção transversal pela espessura do perfil, quando submetidas à compressão combinada à flexão.				
Descrição do elemento	λ , largura/espessura	λ_p Compacta/ semicompacta	λ_r Semicompacta / delgada	Máximo permitido
Largura do perfil retangular preenchido	b_2/t	$2,26 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$
Profundidade do perfil retangular preenchido	b_1/t	$3,00 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}}$
Perfil circular preenchido	D/t	$\frac{0,09E_a}{f_{yk}}$	$\frac{0,31E_a}{f_{yk}}$	$\frac{0,31E_a}{f_{yk}}$

3.2.4 Força normal resistente

As disposições para o dimensionamento da barra à força axial do AISC (2010) são estabelecidas considerando o pilar em estado limite de instabilidade à flexão.

A força normal resistente do pilar misto depende do tipo de seção adotada (revestida ou preenchida). Os pilares mistos revestidos, por exemplo, confinam o concreto por meio das mesas do perfil e dos estribos, não ocorrendo instabilidade local do perfil de aço. Os pilares mistos preenchidos confinam o concreto por meio do perfil e por meio da armadura transversal (estribos), caso seja inclusa, no entanto, por não ser revestido por concreto, o perfil de aço deve ser verificado quanto à instabilidade local. Dessa forma, para considerar a peculiaridade de cada tipo de seção, dividem-se os estudos da capacidade resistente das seções em pilares mistos revestidos e preenchidos.

3.2.4.1 Força normal resistente em pilares mistos revestidos.

A força normal resistente da seção transversal é obtida pela soma da capacidade última de seus componentes.

O cobrimento mínimo entre o perfil de aço e as barras deve estar entre uma vez e meia o diâmetro da barra e 38 mm.

O dimensionamento do pilar misto à compressão é obtido pela redução da capacidade resistente característica da seção transversal à compressão, $N_{R,pl}$, ou da força crítica de Euler, N_e . A introdução da segurança na capacidade resistente da seção se faz pela redução da capacidade última da seção, $N_{R,pl}$, por meio do fator ϕ_c e pelo fator de redução χ . A força normal resistente do pilar à compressão, N_{Rd} , é definida pela equação 3.2.

$$N_{Rd} = \chi N_{Rd,pl} \quad (3.2)$$

χ é o fator de redução dependente da esbeltez determinado, conforme equações 3.3 e 3.4.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (3.3)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 > 1,5 \quad (3.4)$$

λ_0 é a esbeltez relativa determinada, conforme equação 3.5.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{R,pl}}{N_e}} \quad (3.5)$$

$N_{Rd,pl}$ é o valor de cálculo da força normal resistente da seção transversal, de acordo com a equação 3.6.

$$N_{Rd,pl} = \phi_c N_{R,pl} \quad (3.6)$$

em que:

ϕ_c é o fator de redução da força normal resistente à compressão do pilar e igual a 0,75, quando os carregamentos são obtidos pelo “*Load combinations*” (LRFD)
 $N_{R,pl}$ é obtida pela consideração da plastificação total da seção, equação 3.7.

$$N_{R,pl} = f_{sk} A_s + f_{yk} A_a + 0,85 f_{ck} A_c \quad (3.7)$$

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço.

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço do perfil.

A_c é a área da seção transversal de concreto.

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

A_s é a área total da armadura longitudinal.

f_{sk} é a resistência característica ao escoamento do aço das barras.

N_e é a força elástica crítica de flambagem por flexão calculada com a rigidez efetiva à flexão, $(E I)_e$, definida pela equação 3.8:

$$N_e = \frac{\pi^2 (E I)_e}{(K L)^2} \quad (3.8)$$

$(E I)_e$ é a rigidez efetiva à flexão e deve ser calculada de acordo com a equação 3.9, em função das equações 3.10 e 3.11.

$$(E I)_e = E_a I_a + C_1 E_c I_c + 0,5 E_s I_s \quad (3.9)$$

$$C_1 = 0,1 + 2 \frac{A_s}{A_c + A_s} \leq 0,3 \quad (3.10)$$

$$E_c = 0,043 \omega_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.} \quad (3.11)$$

em que:

C_1 é o fator redutor da contribuição do concreto na rigidez efetiva para pilares mistos revestidos.

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal.

E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

ω_c é o peso específico do concreto, que deve estar entre 1500 a 2500 kg/m³.

3.2.4.2 Força normal resistente à compressão em pilares mistos preenchidos.

A capacidade resistente da seção transversal, $N_{R,pl}$, em pilares preenchidos, varia de acordo com a classificação da seção: compacta, semicompacta e delgada.

Em seções compactas, o valor de $N_{R,pl}$ deve ser calculado pela equação 3.12.

$$N_{R,pl} = f_{yk} A_a + C_2 f_{ck} \left(A_c + \frac{A_{sr} E_s}{E_c} \right) \quad (3.12)$$

com C_2 igual a 0,85 para perfis retangulares e 0,95 para perfis circulares.

Em seções semicompactas, o valor de $N_{R,pl}$ é calculado pela equação 3.13.

$$N_{R,pl} = N_p - \frac{N_p - N_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.13)$$

em que:

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$ são as taxas de esbelteza determinadas pela tabela 3.1.

N_p é determinado pela equação 3.12.

N_y é determinado pela equação 3.14.

$$N_y = f_{yk} A_a + 0,7 f_{ck} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.14)$$

Em seções delgadas, $N_{R,pl}$ é calculado pela equação 3.15.

$$N_{R,pl} = \sigma_{cr} A_a + 0,7 f_{ck} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.15)$$

em que:

σ_{cr} é definido de acordo com o tipo de perfil:

Para perfil retangular σ_{cr} é definido pela equação 3.16.

$$\sigma_{cr} = \frac{9 E_a}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (3.16)$$

Para perfil circular σ_{cr} é definido pela equação 3.17.

$$\sigma_{cr} = \frac{0,72 f_{yk}}{\left(\frac{D}{t} \frac{f_{yk}}{E_a} \right)^{0,2}} \quad (3.17)$$

A rigidez efetiva para todas as seções preenchidas é calculada pela equação 3.18.

$$(E I)_e = E_a I_a + E_s I_s + C_3 E_c I_c \quad (3.18)$$

em que:

C_3 é um coeficiente redutor da contribuição do concreto na rigidez efetiva, considerando-se a área total da armadura longitudinal, e é determinado pela equação 3.19.

$$C_3 = 0,6 + 2 \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \quad (3.19)$$

3.2.5 Flexocompressão

O cálculo da capacidade resistente à flexocompressão é tratado pelo capítulo I e H do AISC (2010). As considerações a seguir são referentes às seções com dupla simetria e X-X e Y-Y de pilares mistos preenchidos e revestidos com seções que atendam aos limites da equação 3.20.

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9 \quad (3.20)$$

em que:

I_{yc} é momento de inércia da mesa comprimida em torno do eixo Y-Y.

I_y é o momento de inércia da seção transversal em torno do eixo do eixo Y-Y.

A interação entre momento fletor e as forças axiais deve considerar a estabilidade, levando-se em conta os efeitos das não linearidades, seja por análise mais refinada ou por amplificação dos efeitos de primeira ordem.

As capacidades resistentes à flexão das seções em relação aos eixos X-X e Y-Y, $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são determinadas pelas equações 3.21 e 3.22.

$$M_{Rd,x} = \phi_b M_{R,pl,x} \quad (3.21)$$

$$M_{Rd,y} = \phi_b M_{R,pl,y} \quad (3.22)$$

em que:

ϕ_b é o fator de redução da capacidade última da seção ao momento fletor, quando os carregamentos são obtidos pelo “Load combinations” (LRFD), e o seu valor deve ser tomado igual a 0,9.

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são os momentos de plastificação resistente da seção em relação aos eixos X-X e Y-Y, respectivamente, calculados em função do tipo de seção, revestida ou preenchida, e da esbeltez do perfil de aço em seções preenchidas, seção compacta, semicompacta ou delgada.

- a) Seções preenchidas (circulares ou retangulares) compactas e seções revestidas.

Os comentários do AISC (2010) apresentam duas variações no método de distribuição plástica de tensões, para o dimensionamento de seções formadas por perfil de aço preenchido, circulares ou retangulares, compactas e seções retangulares de concreto revestindo o perfil I. Serão chamadas de método *A*, e método *B*.

O método *A* consiste na utilização das equações de interação 3.23 e 3.24, e são uma aplicação do capítulo H do AISC (2010) para o cálculo de elementos flexocomprimidos de aço, adaptado ao dimensionamento de pilares mistos, com os valores de $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$, obtidos pelas equações 3.21 e 3.22.

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,pl}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,pl}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (3.23)$$

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,pl}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd,pl}} + \frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

em que:

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo.

$N_{Rd,pl}$ é a força axial resistente de plastificação de cálculo definida pela equação 3.6.

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são o momento solicitante de cálculo em torno o eixo X-X e Y-Y respectivamente.

$M_{Rd,x}$ é o momento fletor de cálculo resistente à flexão da seção transversal em torno do eixo X-X.

$M_{Rd,y}$ é o momento fletor de cálculo resistente à flexão da seção transversal em torno do eixo Y-Y.

No dimensionamento pelo método A, o cálculo dos momentos de plastificação resistentes, $M_{R,pl,x}$ e $M_{R,pl,y}$, é realizado considerando-se uma distribuição de tensões plásticas sobre a seção transversal, conforme ilustrado pela figura 3.2.

Figura 3.2 - Seção compacta: Diagrama de tensões para o cálculo de $M_{R,pl}$. Fonte: Comentários do AISC (2010).

O diagrama de interação “força normal x momento fletor”, utilizado pelo método A é similar ao apresentado pela figura 3.3.

Figura 3.3 - Diagrama de interação para seções calculadas pela aplicação A. Fonte: Comentários do AISC (2010)

O método B tem por base o desenvolvimento de diagramas de interação “força normal x momentos fletores”, considerando uma distribuição plástica de tensões, e a simplificação dessa curva pela interligação de quatro ou cinco pontos notáveis, como ilustrado pela figura 3.4.

Figura 3.4 - Diagrama de interação para seções calculadas pela aplicação B. Fonte: Comentários do AISC (2010)

O ponto A é obtido pela força axial pura, o ponto B é determinado considerando a seção em flexão pura, o ponto C corresponde ao local onde a linha neutra plástica tem a mesma resultante à flexão que o ponto B, e, o ponto D, ao ponto em que a normal for metade da normal do ponto C.

Um adicional ponto E pode ser incluso, entre o ponto A e o C, em pilares mistos retangulares de concreto revestindo um perfil I, quando o momento fletor estiver agindo em relação ao eixo de menor inércia do perfil. Entretanto, o AISC (2010) recomenda uma simplificação, a favor da segurança, retirando-se o ponto D, como é apresentado pela linha tracejada da figura 3.4.

As equações que geram os pontos de A até E podem se obtidas pelo “AISC Design Examples” versão 13.1 (2010).

A interação entre a flexão e a compressão, quando os pilares mistos estiverem sendo calculados com as disposições do método B, deve atender aos limites impostos pelas equações 3.25 e 3.26.

Para $N_{Sd} < N_c$

$$\frac{M_{Sd,x}}{M_{Cx}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Cy}} \leq 1,0 \quad (3.25)$$

Para $N_{Sd} \geq N_c$

$$\frac{N_{Sd} - N_{c''}}{N_{Rd,pl} - N_{c''}} + \frac{M_{Sd,x}}{M_{Cx}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Cy}} \leq 1,0 \quad (3.26)$$

em que:

N_{Sd} é a força normal solicitante.

$N_{Rd,pl}$ é a força axial resistente de plastificação de cálculo definida pela equação 3.6.

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são o momento solicitante de cálculo em torno o eixo X-X e Y-Y, respectivamente.

M_{Cx} é o momento fletor resistente da seção transversal em torno do eixo X-X no ponto C''.

M_{Cy} é o momento fletor resistente da seção transversal em torno do eixo Y-Y no ponto C''.

b) Seções semicompactas

A interação entre o momento fletor e a força axial de compressão nos pilares mistos de seção semicompacta deve atender aos limites impostos pelas equações 3.23 e 3.24, com o momento resistente de plastificação, $M_{R,pl}$, definido pela equação 3.27, e os valores de $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ obtidos pelas equações 3.21 e 3.22.

$$M_{R,pl} = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (3.27)$$

em que:

M_p é o momento de plastificação resistente da seção transversal, considerando o diagrama de tensões, como ilustrado na figura 3.5.

$\lambda, \lambda_r, \lambda_p$ são os parâmetros de esbeltez definidas pela tabela 3.2.

M_y é o momento fletor obtido pela consideração das tensões de plastificação parcial do aço do perfil, figura 3.5. Nesse tipo de seção, a distribuição de tensões no aço do perfil, na região de $2 h_n$, é elástica linear, enquanto que, na região fora de $2 h_n$, a distribuição de tensões é plástica. A tensão máxima do concreto está limitada a $0,7 f_{ck}$ e a tensão do aço do perfil em f_{yk} .

Figura 3.5 - Seção semicompacta: Diagrama de tensões para o cálculo de M_y . Fonte: Comentários do AISC (2010).

c) Seções delgadas

A interação entre a flexão e a compressão nos pilares mistos de seção delgada deve atender aos limites impostos pelas equações 3.23 e 3.24, com os valores de $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$, obtidos pelas equações 3.21 e 3.22. Os valores de $M_{R,pl,x}$ e $M_{R,pl,y}$ devem ser determinados considerando-se a distribuição de tensões elástico-linear em toda seção, figura 3.6. A máxima tensão de compressão na mesa do perfil deve ser limitada pela tensão crítica de instabilidade local do perfil, σ_{cr} , determinada pelas equações 3.16 e 3.17. A distribuição de tensões do concreto deve ser considerada elástico-linear, com máxima tensão de compressão limitada a $0,70 f_{ck}$.

Figura 3.6 - Seção delgada: Diagrama de tensões para o cálculo de capacidade resistente a flexão. Fonte: Comentários do AISC (2010).

4 CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2008 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO E DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO DE EDIFÍCIOS.

4.1 GENERALIDADES

No Brasil, o dimensionamento de pilares mistos à temperatura ambiente foi introduzido inicialmente na ABNT NBR 14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio”, uma vez que não havia na época uma normatização brasileira para esse elemento à temperatura ambiente e seria incluída na ABNT NBR 14323:1999 as disposições de dimensionamento em situação de incêndio. Com a publicação da ABNT NBR 8800:2008, o dimensionamento de pilares mistos, lajes e vigas mistas de aço e concreto, à temperatura ambiente, passou ser abordado por essa norma.

O dimensionamento é realizado por dois modelos simplificados que fazem uso das mesmas curvas de dimensionamento aplicadas a pilares de aço e é aplicável somente a seções com dupla simetria.

Esses modelos baseiam-se em duas normas internacionais. O primeiro, o Modelo I, no ANSI/AISC (2005) “*Specification for Structural Steel Buildings*” e, o segundo, o Modelo II, no Eurocode 4: “*Design of composite steel and concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings*” (2004). Apesar de a norma brasileira ter sua base nessas duas normas, o dimensionamento feito por ela não é exatamente o mesmo feito pelas normas bases, portanto, são apresentados no final do capítulo alguns motivos que justificam essa afirmação.

A ABNT NBR 8800:2008 aborda quatro tipos de seções transversais, todas simétricas: seções transversais retangulares de concreto revestindo totalmente (4.1a) ou parcialmente (4.1b) os perfis I de aço, tubos circulares (4.1c) e retangulares (4.1d) de aço preenchidos por concreto.

Figura 4.1 - Seções transversais de pilares mistos e notações.

Segue as considerações feitas pela ABNT NBR 8800:2008 a respeito do dimensionamento de pilares misto de aço e concreto.

4.2 HIPÓTESES BÁSICAS

As seguintes hipóteses foram adotadas pela ABNT NBR 8800:2008 de forma a simplificar os parâmetros de estudo.

- a) Seções planas permanecem planas após a deformação;
- b) Interação total entre aço e concreto até a ruína;
- c) Não ocorre instabilidade local no perfil;
- d) Imperfeições iniciais devem ser compatíveis às adotadas para armadura longitudinal.

4.3 LIMITES DE APLICABILIDADE

Os seguintes limites de aplicabilidade devem ser verificados, a fim de garantir que os pilares respeitem as mesmas hipóteses adotadas nos métodos de cálculo.

- a) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante; e o concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- b) o fator de contribuição do aço, igual a $\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{Rd,pl}}$, deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Se δ for igual ou inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto e, se δ for igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço;
- c) a esbeltez relativa do pilar λ_{rel} não pode ser maior que 2,0;
- d) seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio.
- e) Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área do concreto.

- f) A máxima taxa de armadura na seção de concreto é de 4 %, por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, porém não se pode considerar no dimensionamento à temperatura ambiente uma taxa superior a 4%;
- g) a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- h) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos seguintes limites:

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,3 d \text{ e } c_y \geq b_f / 6$$

$$40 \text{ mm} \leq c_x \leq 0,4 b_f \text{ e } c_x \geq b_f / 6$$

- i) quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada;
- j) para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, deve existir armadura longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500 mm;
- k) o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118:2007.

4.4 INSTABILIDADE LOCAL DOS ELEMENTOS DE AÇO

Para que as resistências de todos os materiais sejam atingidas sem que ocorra instabilidade local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal, não podem ser ultrapassadas as relações dadas a seguir:

- a) nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto:

$$\frac{D}{t} \leq 0,15 \frac{E}{f_{yk}}$$

- b) nas seções tubulares retangulares preenchidas com concreto:

$$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}, \text{ em que } b_i \text{ é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular.}$$

- c) nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}.$$

4.5 CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL

O cálculo dos esforços resistentes de pilares mistos pode ser feito por métodos simplificados com base em uma distribuição preestabelecida das tensões. A ABNT NBR 8800:2008 indica um método simplificado, assumindo uma distribuição retangular de tensões na compressão e ignora a resistência à tração do concreto.

4.5.1 Barras submetidas à compressão centrada

Para o cálculo da força axial resistente de cálculo dos pilares mistos comprimidos, admite-se a plastificação total na seção, de acordo com a equação 4.2 e satisfazer a equação 4.1.

$$N_{Rd} = \chi N_{Rd,pl} \quad (4.1)$$

em que:

$N_{Rd,pl}$ é o valor de cálculo da força normal resistente da seção transversal.

$$N_{Rd,pl} = f_{yd} A_a + \alpha f_{cd} A_c + f_{yds} A_s \quad (4.2)$$

χ é o fator de redução dependente da esbeltez determinado conforme as equações 4.3 e 4.4.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (4.3)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5 \quad (4.4)$$

λ_0 é a esbeltez relativa determinada conforme equação 4.5.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{R,pl}}{N_e}} \quad (4.5)$$

$N_{R,pl}$ é o valor característico da força normal resistente da seção transversal, conforme a equação 4.6.

$$N_{R,pl} = f_{yk} A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{yks} A_s \quad (4.6)$$

N_e é a força crítica de Euler, conforme a equação 4.7, em função de 4.8 e 4.9.

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (4.7)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (4.8)$$

$$E_{c,red} = \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}} \right) \varphi_t} \quad (4.9)$$

em que:

f_{yk} é valor característico da resistência ao escoamento do aço do perfil.

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão.

I_a , I_c , I_s , são os momentos de inércia do perfil de aço, seção de concreto e da armadura longitudinal, respectivamente.

E_a , E_s são os módulos de elasticidade do perfil de aço e da armadura longitudinal, respectivamente.

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido do concreto, no qual deve-se considerar a influência do tempo na rigidez efetiva à flexão, sendo calculada pela equação 4.10.

$$E_{c,red} = E_c \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}} \right) \varphi_t} \quad (4.10)$$

E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto.

$N_{Sd,G}$ é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente.

N_{Sd} é a força normal de cálculo total.

φ_t é o coeficiente de fluência dependente da idade do concreto e da data início de carregamento. Simplificadamente, admite-se que esse coeficiente seja tomado igual a 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto, e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto, e que a relação $N_{Sd,G} / N_{Sd}$ seja tomada

igual a 0,6. Segundo Caldas et al. (2007), essa melhoria se deve ao fato da seção do componente concreto em contato com a atmosfera tender a zero.

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

f_{yks} é o valor característico da resistência ao escoamento do aço das armaduras.

f_{yd} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço do perfil.

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto

f_{yds} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço das armaduras.

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções. Segundo Caldas et al. (2007), o coeficiente α tem por base o AISC (2005) e apresenta um valor maior para as seções transversais tubulares circulares preenchidas com concreto, pois leva em conta que nesse tipo de pilar o concreto desenvolve uma resistência maior decorrente do confinamento.

$(E I)_e$ é a rigidez efetiva à flexão.

4.5.2 Barras submetidas à flexocompressão

4.5.2.1 Momento fletor de plastificação

O momento fletor de plastificação é a capacidade resistente máxima da seção transversal ao momento fletor para força normal igual a zero, considerando-se toda a seção plastificada, conforme ilustrado pela figura 4.2.

Figura 4.2 - Diagramas de tensão do perfil I revestido para a obtenção do momento fletor de plastificação.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta uma formulação prática para se obter o momento fletor de plastificação. Essa formulação se baseia em subtrair do módulo de resistência plástico total da seção, quando a linha neutra está no meio da seção, Z_a , Z_c , Z_s , o módulo resistente plástico da região de $2 h_n$, Z_{an} , Z_{cn} , Z_{sn} , e multiplicar a diferença pela resistência de cálculo do material do elemento, conforme a equação 4.11.

$$M_{Rd,pl} = f_{yd} (Z_a - Z_{an}) + 0,5 \alpha f_{cd} (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} (Z_s - Z_{sn}) \quad (4.11)$$

em que,

Z_a é o módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural;

Z_s é o módulo de resistência plástico da seção da armadura de concreto;

Z_c é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, não fissurado;

Z_{cn} , Z_{an} , Z_{sn} são os módulos de resistência plásticos na região de $2 h_n$, conforme definidos na ABNT NBR 8800:2008.

O momento de plastificação máximo da seção transversal, equação 4.12, é obtido no método simplificado, quando a normal atuante é igual à metade de N_c , com N_c , definido pela equação 4.13.

$$M_{Rd,pl} = f_{yd} Z_a + 0,5 \alpha f_{cd} Z_c + f_{sd} Z_s \quad (4.12)$$

$$N_c = \alpha f_{cd} A_c \quad (4.13)$$

em que:

N_c é a força normal resistente de cálculo à compressão da seção transversal de concreto.

4.5.2.2 Módulos de resistência plásticos e linha neutra plástica da seção transversal

Os módulos de resistência plásticos e a linha neutra plástica são características geométricas importantes das seções transversais estruturais, sendo fundamentais para o cálculo da capacidade resistente à flexão.

Na primeira parte deste item é deduzido o equacionamento apresentado pela ABNT NBR 8000:2008 na obtenção dos módulos plásticos e da linha neutra plástica da seção transversal, para as seções de perfil I, parcialmente ou totalmente, revestido por concreto, e as seções, retangulares e circulares, preenchidas por concreto. Na segunda parte, é apresentada uma discussão a respeito das seções circulares preenchidas por concreto, para as quais a norma brasileira apresenta um equacionamento aproximado.

a) Seções I ou H parcialmente ou totalmente revestidas por concreto.

Nesse tipo de seção, a linha neutra pode estar em três posições distintas, ou na mesa, ou na alma do perfil, ou no concreto estrutural. Para cada caso, têm-se novos módulos de resistência plásticos, tanto em relação ao eixo X-X, quanto ao eixo Y-Y. As equações apresentadas são válidas tanto para seção transversal revestida como para seção transversal parcialmente revestida, entretanto, para essa última, não existe o caso da linha neutra fora do perfil de aço.

a.1) Eixo de maior inércia

Os módulos de resistência plásticos, Z_c , Z_a e Z_s , independem da posição real da linha neutra plástica, uma vez que consideram cada elemento totalmente plastificado e a linha neutra plástica no meio da seção, conforme ilustrado pela figura 4.3.

Figura 4.3 - Diagramas de tensões do perfil I revestido, para obtenção dos módulos de resistência plásticos, Z_a , Z_c , Z_s .

De forma simplificada, pode-se entender os módulos de resistência plásticos, Z_a , Z_s e Z_c , como o momento estático da região acima do eixo X-X, em módulo, mais o momento estático da região abaixo do eixo X-X, em módulo, para cada elemento em relação ao eixo X-X. Apresentam-se nas equações 4.14 a 4.21 as deduções dessas características geométricas.

Em tabelas de perfis laminados ou soldados, geralmente, se encontra o módulo de resistência plástico, Z_a . Sugere-se que esses valores sejam adotados, entretanto, para valores não tabelados. As equações 4.14 a 4.17 ilustram como se deve determinar o módulo de resistência plástico, simplificado, considerando os cantos do perfil reto.

$$Z_a = 2 (t_f b_f |\bar{y}_{af}|) + 2 \left(\frac{h_w}{2} t_w |\bar{y}_{aw}| \right) \quad (4.14)$$

$$|\bar{y}_{af}| = \frac{h_w + t_f}{2} \quad (4.15)$$

$$|\bar{y}_{aw}| = \frac{h_w}{4} \quad (4.16)$$

Introduzindo-se as equações 4.15 e 4.16 em 4.14, tem-se:

$$Z_a = t_f b_f (t_f + h_w) + \frac{h_w^2 t_w}{4} \quad (4.17)$$

em que:

t_f é a espessura da mesa do perfil;

b_f é a largura da mesa do perfil;

h_w é a altura da alma do perfil;

t_w é a espessura da alma do perfil;

$\bar{y}_{af}$ é a distância entre o centro geométrico da mesa do perfil, superior ou inferior, e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo X-X .

$\bar{y}_{aw}$ é a distância entre o centro geométrico da metade da alma do perfil, superior ou inferior, e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo X-X .

O módulo de resistência da armadura longitudinal, Z_s , é apresentado na equação 4.18.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (4.18)$$

em que:

e_i é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo X-X.

A_{si} é a área de cada armadura longitudinal.

O módulo de resistência plástico do concreto, Z_c , é obtido considerando-se o concreto não fissurado e sua equação é apresentada nas equações 4.19 a 4.21.

$$Z_c = 2 \left(b_c \frac{h_c}{2} |\bar{y}_c| \right) \quad (4.19)$$

$$|\bar{y}_c| = \frac{h_c}{4} \quad (4.20)$$

Introduzindo-se a equação 4.20 em 4.19, tem-se a equação 4.21:

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} \quad (4.21)$$

em que:

$\bar{y}_c$ é a distância entre o centro geométrico da meia seção de concreto, superior ou inferior, e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo X-X .

b_c é a largura da seção transversal de concreto.

h_c é a altura da seção transversal de concreto.

Os módulos resistentes plásticos, Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} , dependem da posição da linha neutra plástica, figura 4.4 e 4.5, e podem ser entendidos, simplifadamente, como o módulo de resistência plástico da região de $2 h_n$, considerando-se todos os elementos dessa região plastificada.

a.1.1) Linha neutra na alma do perfil.

Figura 4.4 - Diagramas de tensões do perfil I revestido por concreto, para obtenção dos módulos de resistência plásticos, Z_{an} , Z_{sn} e Z_{cn} , quando a linha neutra plástica está na alma do perfil de aço.

Para se obter o módulo resistente plástico da armadura longitudinal, Z_{sn} , na região de $2 h_n$, é suficiente somar em módulo o produto da área de cada armadura longitudinal pela distância de seu eixo ao eixo X-X, equação 4.22.

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (4.22)$$

O módulo resistente plástico do perfil de aço, Z_{an} , na região de $2 h_n$, deve ser calculado como apresentado pelas equações 4.23 a 4.25.

$$Z_{an} = 2 t_w h_n |\bar{y}_a| \quad (4.23)$$

$$|\bar{y}_a| = \frac{h_n}{2} \quad (4.24)$$

Introduzindo-se a equação 4.24 em 4.23, tem-se a equação 4.25.

$$Z_{an} = t_w h_n^2 \quad (4.25)$$

em que:

h_n é a distância da linha neutra plástica ao eixo X-X.

$\bar{y}_a$ é a distância entre o centro geométrico da alma do perfil compreendida pela região de h_n , e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo X-X.

e_{yi} é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{sni} ao eixo X-X.

No cálculo do módulo resistente plástico do concreto, Z_{cn} , na região de $2 h_n$, o concreto é considerado não fissurado, como se apresentam nas equações 4.26 a 4.28.

$$Z_{cn} = 2 \left(b_c h_n |\bar{y}_c| \right) - Z_{an} - Z_{sn} \quad (4.26)$$

$$|\bar{y}_c| = \frac{h_n}{2} \quad (4.27)$$

Introduzindo-se a equação 4.27 em 4.26, tem-se a equação 4.28

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (4.28)$$

A posição da linha neutra plástica, h_n , é aquela onde a resultante dos esforços é igual a zero, considerando-se todos os elementos com distribuição de tensões plásticas, figura 4.5.

Figura 4.5 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra está na alma do perfil.

Seguem-se nas equações 4.29 a 4.31 o equilíbrio dos esforços para cálculo da linha neutra plástica, h_n , quando a linha neutra está na alma do perfil.

$$A_{s,inf} f_{sd} + 2 h_n t_w f_{yd} + \frac{(d - 2t_f) - 2h_n}{2} f_{yd} + b_f t_f f_{yd} + A_{sn} f_{sd} - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + h_n t_w \right) f_{cd1} - b_f t_f f_{yd} - A_{s,sup} f_{sd} - \frac{(d - 2t_f) - 2h_n}{2} f_{sd} = 0 \quad (4.29)$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$\cancel{A_{s,inf} f_{sd}} + 2 h_n t_w f_{yd} + \cancel{\frac{(d - 2t_f) - 2h_n}{2} f_{yd}} + \cancel{b_f t_f f_{yd}} + A_{sn} f_{sd} - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + h_n t_w \right) f_{cd1} - \cancel{b_f t_f f_{yd}} - \cancel{A_{s,sup} f_{sd}} - \cancel{\frac{(d - 2t_f) - 2h_n}{2} f_{sd}} = 0 \quad (4.30)$$

$$2 h_n t_w f_{yd} + A_{sn} f_{sd} - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + h_n t_w \right) f_{cd1} = 0$$

Isolando-se h_n , tem-se a equação 4.31.

$$h_n = \left(\frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 t_w (2 f_{yd} - f_{cd1})} \right) \quad (4.31)$$

em que:

f_{cd1} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, considerando o fator de redução do concreto, α , sendo definido pela equação 4.32.

α é um coeficiente igual a 0,85 para pilares I revestidos ou parcialmente revestidos por concreto.

$$f_{cd1} = \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.32)$$

a.1.2) Linha neutra plástica na mesa do perfil.

O equacionamento do módulo resistente plástico na região de $2 h_n$, para o concreto e a armadura longitudinal, segue o estabelecido no item a.1.1.

As tensões adotadas para o perfil de aço estão ilustradas pela figura 4.6.

Figura 4.6 - Diagramas de tensões do perfil I revestido, para obtenção do módulo de resistência plástico, z_{an} , quando a linha neutra plástica está na mesa do perfil de aço.

Portanto, a dedução do módulo de resistência plástico do perfil de aço quando a linha neutra está na mesa do perfil é apresentado nas equações 4.33 a 4.36.

$$Z_{an} = 2 \left(\frac{(d-2t_f)}{2} t_w |y_{aw}| \right) + 2 \left[\left(h_n - \frac{(d-2t_f)}{2} \right) b_f |y_{af}| \right] \quad (4.33)$$

$$|y_{af}| = \frac{h_n - \frac{(d-2t_f)}{2}}{2} + \frac{(d-2t_f)}{2} = \frac{h_n}{2} + \frac{d-2t_f}{4} \quad (4.34)$$

$$|y_{aw}| = \frac{d-2t_f}{4} \quad (4.35)$$

Introduzindo-se a equação 4.34 e 4.35 em 4.33, tem-se a equação 4.36.

$$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d-2t_f)^2}{4} \quad (4.36)$$

em que:

$|y_{af}|$ é a distância entre o centro geométrico da parte da mesa do perfil compreendida pela região entre h_n e $\frac{d-2t_f}{2}$, e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo X-X.
 d é a altura total do perfil.

Para o cálculo da posição da linha neutra plástica, h_n , a distribuição das tensões plásticas da seção é a apresentada na figura 4.7.

Figura 4.7 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra plástica está na mesa do perfil.

Segue-se nas equações 4.37 a 4.39 o equilíbrio dos esforços para cálculo da linha neutra plástica, h_n .

$$\begin{aligned}
 & A_{s,inf} f_{sd} + \left(t_f - \frac{(d-2h_n)}{2} \right) b_f f_{yd} + b_f t_f f_{yd} + 2 \frac{(d-2t_f)}{2} t_w f_{yd} + A_{sn} f_{sd} \\
 & - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + \left(t_f - \frac{(d-2h_n)}{2} \right) b_f + \frac{t_w (d-2t_f)}{2} \right) f_{cd1} - A_{s,sup} f_{sd} \quad (4.37) \\
 & - \frac{(d-2h_n)}{2} b_f f_{yd} = 0
 \end{aligned}$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$\begin{aligned}
 & \cancel{A_{s,inf} f_{sd}} + \left(t_f - \frac{(d-2h_n)}{2} \right) b_f f_{yd} + b_f t_f f_{yd} + 2 \frac{(d-2t_f)}{2} t_w f_{yd} + A_{sn} f_{sd} \\
 & - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + \left(t_f - \frac{(d-2h_n)}{2} \right) b_f + \frac{t_w (d-2t_f)}{2} \right) f_{cd1} - \cancel{A_{s,sup} f_{sd}} \quad (4.38) \\
 & - \frac{(d-2h_n)}{2} b_f f_{yd} = 0
 \end{aligned}$$

Isolando-se h_n , tem-se partir da equação 4.38:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w) (d - 2 t_f) (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1} + 2 b_f (2 f_{yd} - f_{cd1})} \quad (4.39)$$

a.1.3) Linha neutra plástica fora do perfil.

Quando a linha neutra se encontra fora do perfil de aço, o valor de Z_{an} é igual a Z_a , e o cálculo de Z_{cn} e Z_{sn} é mesmo apresentado no item a.1.1.

As tensões nos elementos para o cálculo da linha neutra plástica são ilustradas na figura 4.8 e a dedução da solução é apresentada pelas equações 4.40 a 4.42.

Figura 4.8 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra plástica está fora do perfil de aço.

$$A_{s,inf} f_{sd} + A_a f_{yd} + A_{sn} f_{sd} - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + \frac{A_a}{2} \right) f_{cd1} - A_{s,sup} f_{sd} = 0 \quad (4.40)$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$\cancel{A_{s,inf} f_{sd}} + A_a f_{yd} + A_{sn} f_{sd} - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_c + \frac{A_{sn}}{2} + \frac{A_a}{2} \right) f_{cd1} - \cancel{A_{s,sup} f_{sd}} = 0 \quad (4.41)$$

Isolando-se h_n , a partir da equação 4.41, tem-se a equação 4.42.

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 b_c f_{cd1}} \quad (4.42)$$

em que:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço.

a.2 Eixo de menor inércia

As equações apresentadas neste item seguem a mesma linha de dedução do item a.1 para o eixo de maior inércia.

No cálculo do módulo plástico resistente da seção de concreto, o valor de Z_c é o mesmo que o item a.1, trocando-se ' h_c ' por ' b_c ', de acordo com a equação 4.43 e o diagrama de tensões plásticas, como ilustrado pela a figura 4.9.

Figura 4.9 - Diagramas de tensões do perfil I revestido, para obtenção dos módulos de resistência plásticos, Z_a , Z_c , Z_s .

$$Z_c = \frac{h_c b_c^2}{4} \quad (4.43)$$

O módulo de resistência plástico da armadura longitudinal, Z_s , também segue o estabelecido no item a.1, ficando como apresentado na equação 4.44.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (4.44)$$

Em tabelas de perfis laminados ou soldados, geralmente, se encontra o módulo de resistência plástico, Z_a . Sugere-se que esses valores sejam adotados, entretanto, para valores não tabelados. As equações 4.45 a 4.47 ilustram o modo como se deve determinar o módulo de resistência plástico, simplificado, considerando os cantos do perfil reto.

$$Z_a = 4 \left(\frac{b_f}{2} t_f |\bar{y}_{af}| \right) + 2 \left(\frac{t_w}{2} h_w \frac{t_w}{4} \right) \quad (4.45)$$

$$|\bar{y}_{af}| = \frac{b_f}{4} \quad (4.46)$$

Introduzindo-se a equação 4.46 em 4.45, tem-se a equação 4.47:

$$Z_a = \frac{t_f b_f^2}{2} + \frac{t_w^2 h_w}{4} \quad (4.47)$$

em que:

$\bar{y}_{af}$ é a distância entre o centro geométrico da mesa do perfil, superior ou inferior, e o centro geométrico da seção transversal, em relação ao eixo Y-Y.

a.2.1) Linha neutra plástica entre a alma e a mesa do perfil.

Quando a linha neutra está localizada na alma do perfil, os diagramas de tensões para o cálculo dos módulos resistentes plásticos, na região de $2 h_n$, são ilustrados na figura 4.10.

Figura 4.10 - Diagramas de tensões do perfil I revestido, para obtenção do módulo de resistência plástico, Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} , quando a linha neutra plástica está na mesa do perfil de aço.

O módulo de resistência plástico do perfil na região de $2 h_n$, é determinado pelas equações 4.48 a 4.50.

$$Z_{an} = 4 (h_n t_f |y_{af}|) + 2 \left[(d - 2 t_f) \frac{t_w}{2} \frac{t_w}{4} \right] \quad (4.48)$$

$$|y_{af}| = \frac{h_n}{2} \quad (4.49)$$

Introduzindo-se a equação 4.49 em 4.48, tem-se a equação 4.50.

$$Z_{an} = 2 t_f h_n^2 + \frac{(d - 2 t_f) t_w^2}{4} \quad (4.50)$$

O módulo de resistência plástico da armadura longitudinal, na região de $2 h_n$, é determinado pela equação 4.51.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{xi}| \quad (4.51)$$

em que:

e_{xi} é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{sni} ao eixo Y-Y.

O módulo de resistência plástico do concreto na região de $2h_n$ é determinado pelas equações 4.52 a 4.54.

$$Z_{cn} = 2 (h_c h_n |y_c|) - Z_{an} - Z_{sn} \quad (4.52)$$

$$|y_c| = \frac{h_n}{2} \quad (4.53)$$

Introduzindo-se a equação 4.53 e 4.52, tem-se a equação 4.54.

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (4.54)$$

Para o cálculo de h_n , o diagrama de tensões é apresentado na figura 4.11 e a dedução da solução nas equações 4.55 a 4.57.

Figura 4.11 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra plástica está na mesa do perfil de aço.

$$A_{sn} f_{sd} + A_{s,inf} f_{sd} + (d - 2 t_f) t_w f_{yd} + 2 b_f t_f f_{yd} - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - A_{s,sup} f_{yd} \quad (4.55)$$

$$- 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + 2 h_n t_f + (d - 2 t_f) \frac{t_w}{2} \right) = 0$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$A_{sn} f_{sd} + A_{s,inf} f_{sd} + (d - 2 t_f) t_w f_{yd} + 2 b_f t_f f_{yd} - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - A_{s,sup} f_{yd} - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + 2 h_n t_f + (d - 2 t_f) \frac{t_w}{2} \right) = 0 \quad (4.56)$$

Isolando-se h_n , a partir da equação 4.56, tem-se a equação 4.57.

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) + t_w (2 t_f - d) (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1} + 4 t_f (2 f_{yd} - f_{cd1})} \quad (4.57)$$

a.2.2) Linha neutra plástica na alma do perfil.

Quando a linha neutra está na alma do perfil, os valores dos módulos resistentes plásticos do concreto e da armadura longitudinal, Z_{cn} e Z_{sn} , na região de $2 h_n$, são os mesmos do item b.1.1.

O módulo resistente plástico do perfil, na região de $2 h_n$, é determinado conforme a equação 4.58.

$$Z_{an} = d h_n^2 \quad (4.58)$$

Para o cálculo de h_n , o diagrama de tensões é apresentado na figura 4.12 e a dedução da solução nas equações 4.59 a 4.61.

Figura 4.12 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra plástica está na alma do perfil de aço.

$$\begin{aligned}
 & A_{sn} f_{sd} + A_{s,inf} f_{sd} + (d - 2 t_f) \left(\frac{t_w}{2} + h_n \right) f_{yd} + 2 b_f t_f f_{yd} \\
 & - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - A_{s,sup} f_{yd} - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} \\
 & - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + h_n d \right) - (d - 2 t_f) \left(\frac{t_w}{2} - h_n \right) f_{yd} = 0
 \end{aligned} \tag{4.59}$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$\begin{aligned}
 & A_{sn} f_{sd} + \cancel{A_{s,inf} f_{sd}} + (d - 2 t_f) \left(\frac{t_w}{2} + h_n \right) f_{yd} + 2 b_f t_f f_{yd} \\
 & - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} - \cancel{A_{s,sup} f_{yd}} - 2 \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) t_f f_{yd} \\
 & - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + h_n d \right) - (d - 2 t_f) \left(\frac{t_w}{2} - h_n \right) f_{yd} = 0
 \end{aligned} \tag{4.60}$$

Isolando-se h_n , a partir da equação 4.60, tem-se a equação 4.61.

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1} + 2 d (2 f_{yd} - f_{cd1})} \quad (4.61)$$

a.2.3) Linha neutra plástica fora do perfil.

Quando a linha neutra plástica se encontra fora do perfil de aço, o módulo de resistência plástico do concreto e da armadura longitudinal, Z_{cn} e Z_{sn} , na região de $2 h_n$, são os mesmos do item b.1.1.

O módulo de resistência plástico do perfil, na região de $2 h_n$, Z_{an} , é o mesmo de toda seção plastificada, Z_a , conforme a equação 4.62.

$$Z_{an} = Z_a \quad (4.62)$$

Para o cálculo de h_n , o diagrama de tensões é apresentado na figura 4.13 e a dedução da solução nas equações 4.63 a 4.65.

Figura 4.13 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n , quando a linha neutra plástica está fora do perfil de aço.

$$A_{sn} f_{sd} + A_{s,inf} f_{sd} + A_a f_{yd} - A_{s,sup} f_{yd} - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + \frac{A_a}{2} \right) = 0 \quad (4.63)$$

Como a seção é simétrica, a área da armadura longitudinal, $A_{s,sup}$, é igual a $A_{s,inf}$.

$$A_{sn} f_{sd} + \cancel{A_{s,inf} f_{sd}} + A_a f_{yd} - \cancel{A_{s,sup} f_{yd}} - f_{cd1} \left(\frac{A_c}{2} - h_c h_n + \frac{A_{sn}}{2} + \frac{A_a}{2} \right) = 0 \quad (4.64)$$

Isolando-se h_n , a partir da equação 4.64, tem-se a equação 4.65:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd1})}{2 h_c f_{cd1}} \quad (4.65)$$

b) Seções retangulares preenchidas por concreto.

As seções retangulares são tratadas de forma exata pela ABNT NBR 8800:2008, considerando-se o raio de curvatura dos cantos do perfil retangular de aço, como apresentado na figura 4.14. O cálculo de Z_c é feito de forma exata, Z_s independe da curvatura dos cantos do perfil de aço, Z_a é considerado exato, Z_{an} , Z_{sn} e Z_{cn} , não dependem diretamente da curvatura dos cantos do perfil de aço, mas dependem indiretamente devido à posição da linha neutra plástica, h_n , que depende da curvatura, apenas, na seção de concreto, uma vez que as parcelas do perfil de aço se anulam.

b.1) Eixo X-X.

O cálculo dos módulos resistentes plásticos para toda seção plastificada, Z_a , Z_c e Z_s , são obtidos considerando-se o diagrama de tensões, como apresentado pela figura 4.14.

Figura 4.14 - Diagramas de tensões do perfil retangular preenchido, para obtenção dos módulos de resistência plásticos, Z_a , Z_c , Z_s .

O módulo de resistência plástico da armadura longitudinal, Z_s , segue o estabelecido pela equação 4.66.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (4.66)$$

Z_a é indicado nas tabelas de fabricantes de tubos.

O cálculo do módulo de resistência plástico do concreto, Z_c , considera o raio interno da curvatura do perfil e sua dedução é apresentada nas equações 4.67 e 4.68.

A estratégia para o cálculo de Z_c é encontrar o módulo resistente plástico da seção retangular de concreto com cantos retos e subtrair dele os módulos resistentes plásticos gerados pela área complementar à curva gerada pelo raio, figura 4.15, e da armadura longitudinal.

Figura 4.15 - Características geométricas da região a ser desconsiderada no cálculo de Z_c .

Portanto:

$$Z_c = 2 (b_2 - 2t) \frac{(b_1 - 2t)}{2} \frac{(b_1 - 2t)}{4} - \left[4 \left(r^2 \left(\frac{4 - \pi}{4} \right) \left(\frac{2r}{3(4 - \pi)} + \frac{b_1}{2} - t - r \right) \right) + Z_s \right] \quad (4.67)$$

Simplificando a equação 4.67, tem-se a equação 4.68.

$$Z_c = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3} r^3 - r^2 (4 - \pi) \left(\frac{b_1}{2} - t - r \right) - Z_s \quad (4.68)$$

em que:

t é a espessura do perfil de aço;

r é o raio interno de dobra do canto do perfil.

Os módulos resistentes plásticos, na região de $2 h_n$, Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} , são obtidos considerando-se o diagrama de tensões apresentado na figura 4.16.

Figura 4.16 - Diagramas de tensões do perfil retangular, para obtenção do módulo de resistência plástico, Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} .

Como a linha neutra está sempre na alma do perfil de aço, o cálculo de Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} não apresentam grandes dificuldades e são dispostos diretamente a seguir, nas equações 4.69 a 4.71.

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t) h_n^2 - Z_{sn} \quad (4.69)$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{sn} - Z_{cn} \quad (4.70)$$

$$Z_{sn} = |A_{sni} e_{yi}| \quad (4.71)$$

Para o cálculo de h_n , o diagrama de tensões é apresentado na figura 4.17 e a dedução da solução nas equações 4.72 e 4.73.

Figura 4.17 - Diagrama de tensões para o cálculo de h_n em perfis retangulares preenchidos.

Como a seção é simétrica, as armaduras longitudinais fora da região de $2 h_n$ se anulam, bem como o perfil de aço fora dessa região. Logo, o equilíbrio dos esforços deve atender a equação 4.72.

$$A_{sn} f_{sd} + 2 h_n f_{yd} t - \left(\frac{A_c}{2} - h_n b_2 + \frac{A_{sn}}{2} \right) f_{cd1} = 0 \quad (4.72)$$

Isolando-se h_n a partir da equação 4.72, tem-se a equação 4.73.

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd1})}{2 b_2 f_{cd1} + 4 t (2 f_{yd} - f_{cd1})} \quad (4.73)$$

b.2) Eixo Y-Y.

Para os cálculos em relação ao eixo Y-Y, devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo X-X, permutando-se entre si as dimensões b_1 e b_2 , bem como os índices subscritos x e y.

c) Seções circulares preenchidas por concreto.

c.1) Cálculo pela ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008 trata das seções circulares de forma simplificada, utilizando as equações relativas às seções tubulares retangulares, substituindo-se b_1 e b_2 por D e r por $\left(\frac{D}{2} - t\right)$. Dessa forma, as equações do item b, alteradas para o caso de seções circulares, ficam de acordo com o apresentado pelas equações 4.74 a 4.81. Com o intuito de avaliar essas aproximações, desenvolve-se no final deste item a solução exata da seção circular com adição da armadura longitudinal, com base no trabalho de Leon e Hajjar⁴ (2010) para seções circulares preenchidas por concreto sem armadura longitudinal.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (4.74)$$

$$Z_c = \frac{(D - 2t)(D - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3} \left(\frac{D}{2} - t\right)^3 - \left(\frac{D}{2} - t\right)^2 (4 - \pi) \left(\frac{D}{2} - t - \left(\frac{D}{2} - t\right)\right) - Z_s \quad (4.75)$$

Simplificando a equação 4.75, tem-se a equação 4.76.

$$Z_c = \frac{(D - 2t)^3}{6} - Z_s \quad (4.76)$$

$$Z_{sn} = |A_{sni} e_{yi}| \quad (4.77)$$

De acordo com o estabelecido pela ABNT NBR 8800:2008, o valor de Z_{cn} é obtido por meio da área equivalente de concreto $A_{c,eq}$, figura 4.18.

---

⁴ Em (Leon e Hajjar, 2010) é apresentado uma discussão sobre o cálculo aproximado e exato das características geométricas de seções circulares. Em nota o editor do *Engineering Journal* (Jornal oficial do AISC), recomenda o seu uso em projetos.

Figura 4.18 - Área de concreto equivalente para o cálculo de Z_{cn} .

Logo:

$$Z_{cn} = (D - 2t) h_n^2 - Z_{sn} \quad (4.78)$$

O cálculo adotado pela ABNT NBR 8800:2008 para Z_{an} pode ser interpretado adotando-se uma área equivalente para o perfil de aço como apresentado na figura 4.19 e justificado pela equação 4.79.

$$Z_{an} = D h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (\text{ABNT NBR 8800:2008}) \quad (4.79)$$

Considerando-se a equação 4.78 na equação 4.79, tem-se a equação 4.80.

$$Z_{an} = D h_n^2 - ((D - 2t) h_n^2 - Z_{sn}) - Z_{sn} \quad (4.80)$$

Simplificando 4.80, tem-se a equação 4.81.

$$Z_{an} = 2 t h_n^2 \quad (4.81)$$

Figura 4.19 - Área do perfil de aço equivalente pra o cálculo de Z_{an} .

c.2) Cálculo exato de seções tubulares circulares simétricas preenchidas por concreto.

É possível encontrar a solução exata do módulo de resistência plástico das seções circulares usando-se a geometria de um segmento circular e dois ângulos para descrever a geometria do perfil e do concreto, como ilustrado pela figura 4.20.

Figura 4.20 - Geometria da seção circular

O ângulo θ define o local do eixo da linha neutra em relação à parede interna do perfil e θ_s em relação à parede externa.

A relação entre os ângulos está de acordo com o apresentado pela figura 4.21.

Figura 4.21 - Relação entre os ângulos θ e θ_s .

Combinando-se à geometria básica ($\sin(A) = \sqrt{1 - \cos^2(A)}$), tem-se a equação 4.82.

$$\sin\left(\frac{\theta_s}{2}\right) = \sqrt{1 - \frac{(D-2t)^2}{D^2} \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad (4.82)$$

Onde a relação entre h_n e os ângulos θ e θ_s é obtida pelas equações 4.83 e 4.84.

$$\theta = 2 \arccos \frac{2 h_n}{D - 2 t} \quad (4.83)$$

$$\theta_s = 2 \arccos \frac{2 h_n}{D} \quad (4.84)$$

As características geométricas do segmento circular são definidas pela figura 4.22 e pelas equações 4.85 a 4.88.

Figura 4.22 - Geometria do segmento circular.

$$C_y = 4 \frac{r}{3} \left(\frac{\sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right)}{\theta - \sin(\theta)} \right) \quad (4.85)$$

$$\text{Área} = \frac{r^2}{2} (\theta - \sin(\theta)) \quad (4.86)$$

$$S_{\text{seg}} = \frac{2}{3} r^3 \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.87) \quad \text{ou} \quad S_{\text{seg}} = \frac{d^3}{12} \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.88)$$

em que:

S_{seg} é o momento estático do segmento circular;

r é o raio do círculo;

d é o diâmetro do círculo.

As características geométricas do setor circular são definidas pela figura 4.23 e pelas equações 4.89 a 4.92.

Figura 4.23 - Geometria do setor circular.

$$C_y = \frac{4 r}{3 \theta} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.89)$$

$$\text{Área} = r^2 \left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.90)$$

$$S_{\text{set}} = \frac{2}{3} r^3 \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.91) \quad \text{ou} \quad S_{\text{set}} = \frac{d^3}{12} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.92)$$

em que:

S_{set} é o momento estático do setor circular.

r é o raio do segmento.

O cálculo do módulo resistente plástico, Z_a , pode ser obtido como apresentado pelas equações 4.93 e 4.94, com base na equação 4.92, com o ângulo θ igual a 180° .

$$Z_a = 2 \left[\frac{D^3}{12} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) - \frac{(D-2t)^3}{12} \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad (4.93)$$

Como θ é igual a 180° , tem-se, a partir de 4.93, a equação 4.94.

$$Z_a = \frac{D^3}{6} - \frac{(D-2t)^3}{6} \quad (4.94)$$

O cálculo do módulo resistente plástico, Z_c , pode ser obtido como apresentado pelas equações 4.95 e 4.96, com base na equação 4.92, com o ângulo θ igual a 180° .

$$Z_c = 2 \left[\frac{(D - 2t)^3}{12} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] - Z_s \quad (4.95)$$

Como θ é igual a 180° , tem-se a equação 4.96.

$$Z_c = \frac{(D - 2t)^3}{6} - Z_s \quad (4.96)$$

Como o módulo resistente plástico da armadura longitudinal, Z_s , depende, apenas, da área e posição da armadura, o seu cálculo fica como apresentado pela equação 4.97.

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (4.97)$$

O diagrama de tensões e as características do pilar circular preenchido para o cálculo dos módulos resistentes plásticos, na região de $2h_n$, Z_{an} , Z_{cn} , Z_{sn} , estão apresentados na figura 4.24.

Figura 4.24 - Diagrama de tensões e geometria da seção circular preenchida para o cálculo de Z_{an} , Z_{cn} , Z_{sn} .

Para obter-se o módulo resistente plástico da armadura longitudinal, Z_{sn} , na região de $2 h_n$, é suficiente somar-se em módulo o produto da área de cada armadura longitudinal, dessa região, pela distância de seu eixo até o eixo X-X, equação 4.98.

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (4.98)$$

Determina-se o módulo resistente plástico do concreto, Z_{cn} , na região de $2 h_n$ pelas equações 4.99 e 4.100, com aplicação da equação 4.88.

$$Z_{cn} = 2 \left[\frac{(D-2t)^3}{12} \sin\left(\frac{180}{2}\right) - \frac{(D-2t)^3}{12} \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] - Z_{sn} \quad (4.99)$$

Simplificando-se a equação 4.99, tem-se a equação 4.100.

$$Z_{cn} = \frac{(D-2t)^3}{6} - \frac{(D-2t)^3}{6} \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right) - Z_{sn} \quad (4.100)$$

onde θ é obtido pela equação 4.83.

Determina-se o módulo resistente plástico do perfil de aço, Z_{an} , na região de $2 h_n$ pelas equações 4.101 e 4.102, com aplicação da equação 4.88.

$$Z_{an} = 2 \left[\frac{D^3}{12} \sin\left(\frac{180}{2}\right) - \frac{D^3}{12} \sin^3\left(\frac{\theta_s}{2}\right) \right] - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (4.101)$$

Simplificando-se a equação 4.101, tem-se a equação 4.102.

$$Z_{an} = \frac{D^3}{6} - \frac{D^3}{6} \sin^3\left(\frac{\theta_s}{2}\right) - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (4.102)$$

onde θ_s é obtido pela equação 4.84.

c.3) Discussão dos resultados

A simplificação no cálculo do momento resistente plástico, $M_{Rd,pl}$, autorizada pela ABNT NBR 8800:2008, atua em dois parâmetros geométricos, o módulo resistente plástico do concreto na região de $2 h_n$, Z_{cn} , e o módulo resistente plástico do perfil de aço, na região de $2 h_n$, Z_{an} . Dessa forma, é necessário avaliar os resultados em cada parâmetro separadamente para as duas formulações, a exata, abordada neste texto, e a simplificada, sugerida pela ABNT NBR 8800:2008, para, então, averiguar o resultado final, com a sobreposição dos efeitos dos parâmetros, por meio do estudo do momento resistente plástico.

Nessa avaliação, utiliza-se a tabela 4.1, cujas seções transversais dos perfis são obtidas de catálogos nacionais e são adotados f_{ck} igual a 5 kN/cm², f_{yk} igual a 25 kN/cm², γ_c igual a 1,4 e γ_a igual a 1,1. Observa-se que o erro gerado pela simplificação da ABNT NBR 8800:2008 é proporcional à relação do diâmetro pela espessura (D/t), portanto, os resultados gráficos foram apresentados em função desse parâmetro, enquanto que as tabelas apresentam os resultados em função do diâmetro.

Os erros de Z_{cn} , Z_{an} e $M_{pl,rd}$ são calculados de acordo com as equações 4.103, 4.104 e 4.105, positivos quando conservador e negativo quando não conservador.

$$\text{Erro } Z_{cn} = \frac{Z_{cn(\text{exato})} - Z_{cn(\text{simplificado})}}{Z_{cn(\text{exato})}} \quad (4.103)$$

$$\text{Erro } Z_{an} = \frac{Z_{an(\text{exato})} - Z_{an(\text{simplificado})}}{Z_{an(\text{exato})}} \quad (4.104)$$

$$\text{Erro } M_{pl,rd} = \frac{M_{pl,rd(\text{exato})} - M_{pl,rd(\text{simplificado})}}{M_{pl,rd(\text{exato})}} \quad (4.105)$$

Tabela 4.1 - Verificação do erro máximo gerado pela simplificação da ABNT NBR 8800:2008.

DIMENSÃO	ESPESSURA	Erro Z_{cn}	Erro Z_{an}	Erro $M_{pl,rd}$	CÁLOGO
D (mm)	t (mm)	(%)	(%)	(%)	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
141,30	8,00	-4,19%	4,49%	0,02%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
152,40	2,25	-4,52%	12,81%	0,49%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
152,40	8,00	-3,00%	1,56%	-0,01%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
165,10	2,25	-4,43%	13,87%	0,60%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
165,10	8,00	-3,21%	1,90%	-0,01%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
168,30	2,25	-4,42%	14,12%	0,62%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
168,30	8,00	-3,29%	1,96%	-0,01%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
177,80	3,35	-4,72%	9,67%	0,22%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
177,80	8,00	-3,44%	2,22%	-0,01%	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
219,10	15,90	-2,02%	0,69%	0,00%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
219,10	25,40	-0,97%	0,11%	0,00%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
323,80	8,40	-4,55%	6,22%	0,06%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
323,80	28,60	-1,58%	0,32%	0,00%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
355,60	9,50	-4,51%	5,95%	0,05%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
355,60	25,40	-2,08%	0,71%	0,00%	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES

O módulo resistente plástico do concreto na região de $2 h_n$, z_{cn} , apresentado pela ABNT NBR 8800:2008, considera em seu cálculo uma região maior que a real, uma vez que adota como área de concreto a região que circunscreve a área real, como pode ser notado na figura 4.18. Adotando-se essa simplificação, quanto maior for a relação D/t , maior é o valor do módulo resistente plástico do concreto simplificado em relação ao módulo resistente plástico exato, portanto, não conservador, como pode ser observado no gráfico da figura 4.25.

Figura 4.25 – Erro do módulo resistente plástico simplificado da seção de concreto, z_{cn} .

O módulo resistente plástico do perfil de aço na região de $2 h_n$, Z_{an} , apresenta uma simplificação que resulta, sempre, em um valor menor que o obtido pelo método exato. Pode-se observar esse fato por meio da figura 4.19, onde se nota que a área adotada pela ABNT NBR 8800:2008 é a região retilínea de altura $2 h_n$, enquanto no método exato a área adotada é curva com altura igual a $2 h_n$, figura 4.24. Portanto, os valores de z_{an} calculados pelo método da ABNT NBR 8800:2008 são sempre menores que os calculados pelo método exato, como ilustrado pela figura 4.26.

Figura 4.26 – Erro do módulo resistente plástico simplificado do perfil de aço, Z_{an} .

Essas simplificações interferem diretamente no cálculo do momento resistente plástico e, uma vez que um erro leva a valores conservadores, Z_{an} , e o outro a valores não conservadores, Z_{cn} , é necessário avaliar qual o impacto final dessas simplificações. Seguem, na figura 4.27, os erros do momento de plastificação, $M_{pl,Rd}$, em função de D/t .

Figura 4.27 – Erro do Momento de plastificação simplificado, $M_{pl,Rd}$.

Nota-se pela figura 4.27 que quanto maior a relação D/t , maior é o erro do momento de plastificação, $M_{pl,Rd}$, entretanto, conservador, de acordo com a convenção de sinais adotada. Ao contrário do esperado, ao se iniciar a avaliação das equações simplificadas da ABNT NBR 8800:2008, o resultado final dos erros de Z_{cn} e Z_{an} resultam em valores de $M_{pl,Rd}$ muito próximos ao valor exato, erro menor que 0,7 %, confirmando o disposto na norma de que as equações simplificadas são uma boa aproximação. Apesar de as equações da norma serem uma boa aproximação, o código CalcPM v1.0 utiliza as equações exatas no cálculo das seções circulares, uma vez que o computador realiza facilmente essas operações.

4.6 MODELOS DE CÁLCULO

A capacidade resistente de um pilar misto sujeito à combinação de esforço normal e momento fletor é determinada por meio de curvas de interação, que se caracterizam pela redução da capacidade resistente à flexão com o aumento do esforço normal. A ABNT NBR 8800:2008 permite o uso de dois modelos de cálculo, cujo equacionamento é apresentado nas equações 4.106 a 4.114.

O dimensionamento segundo o Modelo I segue a equações 4.106 e 4.107

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{Rd,pl,x}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{Rd,pl,y}} \right) \leq 1,0 \quad (4.106)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{Rd,pl,x}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{Rd,pl,y}} \leq 1,0 \quad (4.107)$$

Os esforços N_{Sd} , $M_{x,Sd}$, $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes totais em relação aos eixos x e y .

O dimensionamento segundo o Modelo II segue a equação 4.108, devendo ser respeitada a limitação apresentada pela equação 4.109.

$$\frac{M_{Sdt,x}}{u_x M_{c,x}} + \frac{M_{Sdt,y}}{u_y M_{c,y}} \leq 1 \quad (4.108)$$

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (4.109)$$

onde os valores de u_x e u_y são obtidos pelas equações 4.110 a 4.114.

Para $N_{Sd} > N_c$

$$u_x = u_y = 1 - \frac{N_{Sd} - N_c}{N_{Rd,pl} - N_{Rd,pl,c}} \quad (4.110)$$

Para $\frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} \leq N_c$

$$u_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2 N_{Sd}}{N_{Rd,pl,c}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (4.111)$$

$$u_y = \left(1 - \frac{M_{d,y}}{M_{c,y}}\right) \left(\frac{2 N_{Sd}}{N_{Rd,pl,c}} - 1\right) + \frac{M_{d,y}}{M_{c,y}} \quad (4.112)$$

Para $\frac{N_c}{2} \geq N_{Sd} \geq 0$

$$u_x = 1 + \frac{2 N_{Sd}}{N_{Rd,pl,c}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad (4.113)$$

$$u_y = 1 + \frac{2 N_{Sd}}{N_{Rd,pl,c}} \left(\frac{M_{d,y}}{M_{c,y}} - 1\right) \quad (4.114)$$

Observa-se que a ABNT NBR 8800:2008 não informa qual é o valor de N_c , entretanto, sabe-se que é o mesmo que $N_{Rd,pl,c}$.

em que:

$M_{Sd,x}$ é a soma dos momentos solicitantes de cálculo totais em relação ao eixo X-X, mais $M_{Sdi,x}$ determinado pela equação 4.117 (se esse levar ao resultado mais desfavorável). $M_{Sd,y}$ é a soma dos momentos solicitantes de cálculo totais em relação aos eixos y, mais $M_{Sdi,y}$ determinado pela equação 4.118 (se esse levar ao resultado mais desfavorável).

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, por $0,9 M_{Rd,pl,x}$ e $0,9 M_{Rd,pl,y}$.

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são dados, respectivamente, por $0,8 M_{máx,Rd,pl,x}$ e $0,8 M_{máx,Rd,pl,y}$, onde os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos X-X e Y-Y (respectivamente, $M_{máx,Rd,pl,x}$ e $M_{máx,Rd,pl,y}$) são obtidos segundo as equações 4.115 e 4.116. Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação a $M_{d,y}$ e $M_{c,y}$.

$$M_{Rd,pl,x} = f_{yd} Z_{a,x} + 0,5 \alpha f_{cd} Z_{c,x} + f_{sd} Z_{s,x} \quad (4.115)$$

$$M_{Rd,pl,y} = f_{yd} Z_{a,y} + 0,5 \alpha f_{cd} Z_{c,y} + f_{sd} Z_{s,y} \quad (4.116)$$

$$M_{Sdi,x} = \frac{N_{Sd} L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{ex}} \right)} \quad (4.117) \quad \text{ou} \quad M_{Sdi,y} = \frac{N_{Sd} L_y}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{ey}} \right)} \quad (4.118)$$

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta um método simplificado para amplificação dos esforços globais e locais que, segundo essa norma, pode ser utilizado tanto na aplicação do Modelo I como para o Modelo II. Entretanto, diferente do Modelo I, o Modelo II adiciona outra majoração dos esforços: os decorrentes das imperfeições locais. Nota-se que essa inclusão também é realizada pelo Eurocode 4 Part 1-1 (2004), mas com algumas alterações, como apresentado no item 2.5 desta Dissertação. Dessa forma, o Modelo II adiciona uma segurança adicional em relação ao Modelo I apresentada nas equações 4.117 e 4.118. Apesar da adição dessa parcela de esforços, o Modelo II continua mais econômico que o Modelo I, como é analisado nos capítulos 7 e 8 desta Dissertação.

Como antecipado no início deste capítulo, os Modelos I e II da ABNT NBR 8800:2008 não geram resultados idênticos aos de suas bases, como fica evidenciado nos capítulos 7 e 8.

Justificam-se essas diferenças:

a) A forma de se determinar o fator de redução χ do Eurocode 4 (2004), equação 2.8, é diferente do apresentado pela ABNT NBR 8800:2008, equações 4.3 e 4.4, as quais são iguais às do AISC (2005 e 2010).

b) Os valores de imperfeição incluídos nas curvas múltiplas europeias variam conforme o tipo de perfil, enquanto o Modelo II da norma brasileira, embora tenha por base a norma europeia, utiliza o fator de imperfeição da americana AISC (2005). Os gráficos apresentados na figura 4.28 mostram as curvas de dimensionamento do Eurocode 4 (2004) e a da norma brasileira, em que se podem observar as diferenças citadas em a) e b)

Figura 4.28 - Fator de redução χ em função do índice de esbeltez da seção transversal λ_0 .

O gráfico apresentado pela figura 4.28 explica dois fatos: o primeiro é o Modelo I e o Modelo II da norma brasileira apresentarem gráficos de interação “força normal x momentos fletores”, capítulo 8, com forças normais resistentes máximas idênticas, enquanto que, no mesmo capítulo, as forças normais resistentes máximas determinadas a partir das recomendações do Eurocode 4 (2004) são diferentes das

do AISC (2005), e, o segundo, é a norma brasileira conduzir, em média, a valores mais econômicos do que o Eurocode 4 (2004), quando se trata de pilares mistos solicitados à compressão simples, onde a influência do fator de redução χ é preponderante.

c) A formulação do Eurocode 4 (2004), apresentada nas equações 2.16 a 2.18, é ligeiramente diferente da apresentada no Modelo II, equações 4.108 a 4.114, em que se observa que a formulação para flexocompressão oblíqua do Modelo II inclui o coeficiente α_M , enquanto o Eurocode o inclui apenas para flexocompressão reta.

5 MÉTODO DE COMPATIBILIDADE DE DEFORMAÇÕES OU GERAL DE CÁLCULO

As disposições normativas, nacionais ou internacionais, para o projeto estrutural de pilares mistos, pelos métodos simplificados, nem sempre podem ser aplicadas, em decorrência das limitações de tipos de seções e regras abordadas por essas normas. Entretanto, como disposto nos comentários do AISC (2010), quando os princípios dos métodos simplificados não forem aplicáveis ao cálculo de uma determinada seção transversal, uma alternativa é a solução pelo método de compatibilidade de deformações ou método geral.

De acordo com o Eurocode 4 (2004), o método de compatibilidade das deformações é adequado a elementos sem simetria na seção e sem uniformidade da seção transversal ao longo do pilar. Quando esse método for utilizado, deve ser feita a análise de estabilidade considerando-se o efeito da não linearidade geométrica e do material, incluindo tensão residual, imperfeições geométricas, instabilidade local, fissuração, fluência e retração do concreto. Esse efeito da não linearidade geométrica e do material deve ser considerado em todas as direções nas quais possa ocorrer ruptura, se esses esforços afetam a estrutura significativamente. Os esforços internos devem ser determinados por análise elastoplástica.

A seção transversal pode ser assumida como permanecendo plana após a deformação. A influência da tensão entre fissuras no aumento da rigidez à flexão do concreto pode ser considerada. A fluência e a retração devem ser consideradas se elas reduzirem a estabilidade estrutural significativamente, mas, podem ser ignoradas se o acréscimo de esforços devido à deformação por fluência não for superior a 10%. A relação “tensão x deformação” dos materiais deve ser feita considerando o comportamento não linear. O Eurocode 4 (2004) remete aos Eurocodes respectivos de cada material.

De acordo com o AISC (2010), o método de compatibilidade de deformações assume uma distribuição linear das deformações da seção transversal. As relações “tensão x deformação” para o aço e o concreto devem ser obtidas por ensaios ou através de estudos publicados de materiais similares. Dessa forma, o método deve ser utilizado para a determinação da capacidade resistente nominal de seções não simétricas ou não uniformes em relação ao eixo longitudinal, ou quando o aço não

apresenta propriedades elastoplásticas. A máxima deformação linear específica do concreto permitida é de 0,003 mm/mm.

Como se nota, as regras e definições do uso desse método são apresentadas de forma superficial no Eurocode 4 (2004) e no AISC (2010). A ABNT NBR 8800:2008 não menciona o método. Portanto, esta Dissertação propõe um roteiro de cálculo para a utilização desse método, considerando a não linearidade do material com modelos constitutivos dos materiais, com base no Eurocode 2 Part 1-1(2004), no Eurocode 3 Part 1-1 (2005) e na ABNT NBR 6118:2007, e a não linearidade geométrica, considerando o equilíbrio do pilar na posição deformada. A esses procedimentos o autor denominou GER1, quando se utilizam das leis constitutivas recomendadas pelas normas europeias e GER2 quando seguem-se as normas brasileiras

O método geral inclui não linearidade geométrica e do material. O termo "geral" se refere aqui ao fato do método poder ser usado em qualquer tipo de seção transversal, com qualquer tipo de variação de seção ao longo do eixo longitudinal, qualquer tipo de carregamento, qualquer tipo de condições de contorno e qualquer relação "tensão x deformação" do material. O fator limitante desse método é a não existência de códigos computacionais que resolvam as equações de equilíbrio, considerando todas as variáveis relatadas acima.

Essa abordagem é semelhante à já realizada em pilares de concreto armado, França (1984 e 1991), Cherem (2010), Checcon (2008) e Westerberg (2002), com adição de conceitos específicos dos pilares mistos abordados no decorrer do capítulo.

As condições de equilíbrio e de compatibilidade de deformação devem ser satisfeitas em um número finito de seções transversais ao longo do eixo longitudinal do pilar, figura 5.1, sendo a posição na deformada longitudinal do pilar calculada pela dupla integração da curvatura com variação do deslocamento entre as seções transversais, obedecendo a equações lineares, parabólicas, constantes ou qualquer outra função que represente essa variação. A variação entre seções utilizada no código CalcPM v1.0 é linear, entretanto, uma melhor precisão pode ser alcançada aumentando-se a quantidade de subdivisões do pilar.

Figura 5.1 - Discretização longitudinal do pilar engastado na base para o cálculo do método geral.

Pouco se encontrou na literatura consultada a respeito da aplicação do método de compatibilidade de deformações, ou método geral, em pilares mistos. Nessas bibliografias, a principal ferramenta matemática para o cálculo das seções é o “*Fiber Element Method*” e a resolução do sistema de equações lineares de equilíbrio da seção é realizada de forma analítica ou por meio do método de Newton-Raphson. As publicações consultadas utilizam ou propõem diversos modelos constitutivos para os materiais e a não linearidade geométrica do pilar é considerada de forma simplificada por equações que majoram os efeitos de primeira ordem, com base na seção deformada.

- Tawil et.al. (1995) descrevem a rotina de cálculo do código computacional COSBIAN (COMposite Section Blaxial ANalysis), o qual utiliza o “*Fiber*

Element Method”, para integrar a distribuição de tensões idealizada da seção transversal do pilar e obter a configuração deformada de equilíbrio da seção transversal ao esforço solicitante, obter o diagrama de interação “normal x momento fletor” e, por meio de um método aproximado de cálculo, amplificar os esforços solicitantes, considerando dessa forma os efeitos das não linearidades geométricas e do material no cálculo do pilar misto.

- Sfakianakis (2002) propõe um método de estudo do mecanismo de falha de seções genéricas de pilares mistos solicitados à flexão composta oblíqua, com aplicação do “*Fiber Element Method*” como ferramenta para integração da seção transversal. São considerados o comportamento não linear dos materiais e os modelos constitutivos dos materiais, que incluem o concreto, os estribos, a armadura longitudinal e o perfil de aço. O autor apresentou quatro aplicações do método, concluindo que os resultados eram satisfatórios.
- Charalampakis (2008) apresenta um algoritmo para a utilização do “*Fiber Element Method*” na análise de seções genéricas solicitadas à flexão composta oblíqua, onde a integração do campo de tensões é realizada de forma analítica.
- Liang (2009) utiliza o “*Fiber Element Method*” no estudo de pilares mistos circulares preenchidos curtos, considerando na formulação do modelo constitutivo dos materiais o confinamento do concreto pelo perfil e a redução da resistência do aço do perfil, devido ao confinamento, e compara os resultados aos experimentais. De acordo com os autores, o “*Fiber Element Method*” mostrou-se uma eficiente ferramenta computacional na análise não linear de seções circulares sob carga centrada.

5.1 “FIBER ELEMENT METHOD”

O método de cálculo utilizado na resolução do método de compatibilidade de deformação ou método geral é o “*fiber element method*”, que, em linhas gerais, é a discretização da seção transversal em pequenos elementos (fibras) e cada uma dessas fibras assume um dos três modelos constitutivos: o modelo constitutivo

considerando as propriedades tensão-deformação do concreto, do aço da armadura ou do aço do perfil.

5.1.1 Discretização do perfil I revestido por concreto conforme Tawil et al. (1995).

A discretização do perfil I revestido por concreto proposta por Tawil et al.(1995), figura 5.2, considera o modelo constitutivo do concreto confinado pelos estribos e barras longitudinais, do concreto não confinado, do aço do perfil, e do aço das barras.

Figura 5.2 - Discretização do perfil I totalmente revestido por concreto proposto por Tawil, Picón e Deierlein (1995)

5.1.2 Estrapolação proposta para o Eurocode 4 (2004) para discretização de seções mistas. Método GER1.

O Eurocode 4 (2004) não informa como resolver o problema do método de compatibilidade das deformações, apenas indica quais modelos constitutivos devem ser usados e alguns limites que são abordados no item 5.3.1 desta Dissertação. Portanto, sugere-se utilizar no estudo do Eurocode 4 (2004) uma extrapolação da discretização feita por Tawil et al. (1995), de acordo com o apresentado nas figuras 5.3 e 5.4.

Figura 5.3 Discretização do perfil I totalmente revestido por concreto proposto para o cálculo do método geral pelo Eurocode 4 (2004). Método (GER1).

Figura 5.4 - Discretização do perfil retangular preenchido por concreto proposto para o cálculo do método geral pelo Eurocode 4 (2004). Método (GER1).

5.1.3 Solução do problema geral da seção transversal

A solução do problema geral da seção transversal consiste em se encontrar o equilíbrio entre os esforços internos e os esforços externos aplicados na seção transversal. Dessa forma, sua solução é apresentada nas equações 5.1 a 5.3 e ilustrada na figura 5.5.

$$N_{Sd} = N_{Rd} \quad (5.1)$$

$$M_{Sd,x} = M_{Rd,x} \quad (5.2)$$

$$M_{Sd,y} = M_{Rd,y} \quad (5.3)$$

em que:

N_{Sd} , $M_{Sd,x}$, $M_{Sd,y}$ são os esforços solicitantes de cálculo.

N_{Rd} , $M_{Rd,x}$, $M_{Rd,y}$ são os esforços resistentes de cálculo, calculados em relação ao centro geométrico da seção transversal, nos quais os equacionamentos são apresentados no item 5.1.3.1.

Figura 5.5 - Seção deformada para equilíbrio dos esforços externos aos internos.

5.1.3.1 Esforços resistentes

O cálculo dos esforços resistentes trata da determinação dos esforços que surgem em uma seção transversal quando nela é imposta uma distribuição de deformações. A seção transversal estudada é constituída por perfis metálicos, armadura, e concreto.

As seguintes hipóteses foram adotadas nesta Dissertação e introduzidas no código CalCPM v1.0, apresentado no capítulo 6:

- a) não há esforços de torção;
- b) não há instabilidade local dos elementos;
- c) solidariedade total entre os materiais, resultando no fato de que pontos contínuos de dois materiais distintos, pertencentes à superfície de contato, têm as mesmas deformações específicas;
- d) a seção transversal plana permanece plana após a deformação;
- e) não existem tensões e deformações iniciais ou residuais.

Partindo-se dessas hipóteses, para obter a distribuição das tensões na seção transversal a partir da deformação são necessários três parâmetros da equação do plano. A formulação da equação do plano utilizada nesta Dissertação é a mesma adotada por França (1984) e apresentada na equação 5.4.

$$\varepsilon_z(x, y) = \varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y \quad (5.4)$$

em que:

ε_0 é a deformação específica do CG da seção, positivo em caso de encurtamento;

κ_x é a curvatura do plano em relação ao eixo X-X, positiva no sentido adotado na figura 5.6;

κ_y é a curvatura do plano em relação ao eixo Y-Y, positiva no sentido adotado na figura 5.6.

Figura 5.6 - Deformação de um trecho dz da barra

A partir das deformações impostas à seção transversal, é possível encontrar os esforços resistentes pela integração das forças resultantes de cada fibra, de acordo com as equações 5.5 a 5.7.

$$N_{Rd} = \int_{A_a} \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} \sigma_c(x, y) dA \quad (5.5)$$

$$M_{Rd,x} = \int_{A_a} X \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} X \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} X \sigma_c(x, y) dA \quad (5.6)$$

$$M_{Rd,y} = \int_{A_a} Y \sigma_a(x, y) dA + \int_{A_s} Y \sigma_s(x, y) dA + \int_{A_c} Y \sigma_c(x, y) dA \quad (5.7)$$

Para obter o equilíbrio de esforços, o código CalcPM utiliza o método de convergência de Newton-Raphson, encontrando a equação do plano que equilibra os esforços.

5.1.4 Solução do problema geral ao longo da barra

A solução do problema geral ao longo do pilar consiste em se encontrar o equilíbrio dos esforços internos aos esforços externos aplicados em todas as seções transversais ao longo do pilar, considerando no cálculo a não linearidade geométrica e a não linearidade dos materiais.

O método utilizado nesta Dissertação para a resolução do pilar misto é a integração numérica do pilar com rigidez obtida pelo diagrama momento-curvatura e flexão composta oblíqua. Dessa maneira, a análise é realizada considerando a aplicação dos esforços na configuração deformada, que é obtida por iterações sucessivas até que se atinja a configuração de equilíbrio. Simplifica-se o pilar em uma barra longitudinal formada por um número finito de elementos e os cálculos de equilíbrio da seção transversal são realizados em cada nó, figura 5.7.

Figura 5.7 – Carregamento aplicado na configuração deformada do pilar misto engastado-livre.

Observa-se que no caso de excentricidade inicial aplicada ao pilar, basta introduzi-la linearmente ao longo do pilar, fazendo com que o procedimento parta de uma posição inicial deformada do pilar. Apesar de alterar significativamente o resultado final, em nada altera o roteiro de dimensionamento.

5.1.4.1 Barra engastada-livre

Pode-se dividir a solução do método geral em etapas, apresentadas, primeiramente, para a barra engastada-livre:

- a) Introdução dos esforços externos e subdivisão da barra longitudinal.

No estudo realizado nesta Dissertação, os esforços externos são introduzidos nas extremidades da barra longitudinal e aplicados no centro geométrico da seção transversal, figura 5.8. Entretanto, o método geral permite que os esforços sejam introduzidos em qualquer ponto da barra, inclusive com carregamento distribuído.

O equilíbrio dos esforços é calculado em cada nó da barra, portanto, quanto mais subdivisões, mais refinado é o dimensionamento. Um valor de subdivisões ideal, observado pelo autor desta Dissertação, são quinze nós, uma vez que uma quantidade maior de subdivisões não gera melhoria significativa e aumenta o tempo de processamento.

Figura 5.8 - Introdução dos esforços externos e subdivisão do pilar.

Pode-se escrever a equação que descreve o momento fletor em cada seção transversal ao longo do pilar de acordo com as equações 5.8 e 5.9:

$$M_{xi(z)} = M_{xBase} + (M_{xBase} - M_{xTopo}) \frac{z}{L} \quad (5.8)$$

$$M_{yi(z)} = M_{yBase} + (M_{yBase} - M_{yTopo}) \frac{z}{L} \quad (5.9)$$

em que:

$M_{xi(z)}$ é o momento fletor em X-X atuante na seção transversal no nó 'i' determinado a partir da posição 'z' da seção transversal;

$M_{yi(z)}$ é o momento fletor em Y-Y atuante na seção transversal no nó 'i' determinado a partir da posição 'z' da seção transversal;

Desse modo, com base nas equações 5.8 e 5.9, podem-se obter os esforços atuantes em cada seção transversal de acordo com o terno apresentado em 5.10.

$$(M_{xi(z)}; M_{yi(z)}; N) \quad (5.10)$$

- b) Determinação da posição deformada das seções transversais nos nós, a partir da posição indeformada (1º Iteração).

A determinação da posição deformada das seções transversais é realizada de acordo com o apresentado no item 5.1.3 na seção transversal de cada nó do pilar misto discretizado, obtendo-se as equações do plano que as equilibram, equação 5.4, em relação aos esforços atuantes em cada nó, os quais obedecem à equação 5.10. Para exemplificar, utiliza-se o pilar misto apresentado nas figuras 5.4 (a) e (b), com seção transversal simétrica em X-X e Y-Y, e solicitada à flexão composta oblíqua.

Figura 5.9 - Pilar misto discretizado na posição indeformada (a) e na posição deformada (b).

- c) Determinação dos deslocamentos a partir da posição indeformada (1^a iteração).

A equação do plano que equilibra os esforços é fornecida em 5.4, a qual define os coeficientes κ_x e κ_y que representam a curvatura da seção em relação ao eixo X-X e Y-Y, respectivamente. A deformação linear específica do centro geométrico da seção transversal, ϵ_0 , é desprezado na obtenção dos deslocamentos do pilar por interferir no resultado com valores insignificantes, quando comparados aos deslocamentos envolvidos.

A primeira integração das curvaturas fornece a rotação da seção transversal em qualquer posição do eixo longitudinal do pilar misto, de acordo com a equação 5.11 e 5.12.

$$\varphi_x(z) = \int_0^z \kappa_x(z).dz + C_{x1} \quad (5.11)$$

$$\varphi_y(z) = \int_0^z \kappa_y(z).dz + C_{y1} \quad (5.12)$$

em que:

$\varphi_x(z)$ é a rotação da seção transversal em relação ao eixo X-X na posição 'z'

$\varphi_y(z)$ é a rotação da seção transversal em relação ao eixo Y-Y na posição 'z'.

As condições de contorno $\varphi_x(0) = 0$ e $\varphi_y(0) = 0$ implicam que $C_{x1}=0$ e $C_{y1}=0$.

O deslocamento do eixo horizontal dos pilares é alcançado pela dupla integração das curvaturas das seções transversais, como apresentado pela equação 5.13 e 5.14 para os eixos X-X e Y-Y.

$$d_x(z) = \int_0^z \varphi_x(z).dz + C_{x2} \quad (5.13)$$

$$d_y(z) = \int_0^z \varphi_y(z).dz + C_{y2} \quad (5.14)$$

em que:

d_x é o deslocamento da seção transversal em relação ao eixo X-X na posição 'z'.

d_y é o deslocamento da seção transversal em relação ao eixo Y-Y na posição 'z'.

As condições de contorno $d_x(0) = 0$ e $d_y(0) = 0$ implicam que $C_{x2}=0$ e $C_{y2}=0$.

Portanto, as rotações das seções transversais e os deslocamentos em relação aos eixos X-X e Y-Y para o pilar misto engastado-livre são apresentados, a seguir, pelas equações 5.15 a 5.18.

$$\varphi_x(z) = \int_0^z \kappa_x(z).dz \quad (5.15)$$

$$\varphi_y(z) = \int_0^z \kappa_y(z).dz \quad (5.16)$$

$$d_x(z) = \int_0^z \varphi_x(z).dz \quad (5.17)$$

$$d_y(z) = \int_0^z \varphi_y(z).dz \quad (5.18)$$

d) Determinação dos esforços e deslocamentos da 2ª iteração, a partir da posição deformada.

A consideração da aplicação dos esforços a partir da posição deformada consiste em aplicar ao processo a não linearidade geométrica propriamente dita, em conjunto com a não linearidade do material, que já foi considerada na obtenção da equação do plano que equilibra os esforços.

No caso de pilares submetidos a esforços no topo e na base, essa consideração resulta em um acréscimo aos esforços de primeira iteração dos momentos fletores, os quais são gerados pela aplicação excêntrica da força normal, como apresentado pelas equações 5.19 e 5.20.

$$M_{xi(z)} = M_{xBase} + (M_{xBase} - M_{xTopo}) \frac{z}{L} + N(e_x - d_{xi}) \quad (5.19)$$

$$M_{yi(z)} = M_{yBase} + (M_{yBase} - M_{yTopo}) \frac{z}{L} + N(e_y - d_{yi}) \quad (5.20)$$

em que:

e_x é o deslocamento no topo do pilar misto na direção X-X;

e_y é o deslocamento no topo do pilar misto na direção Y-Y;

d_{xi} é o deslocamento na direção X-X da seção 'i' considerada;

d_{yi} é o deslocamento na direção Y-Y da seção 'i' considerada.

e) Iterações sucessivas até a convergência ou instabilidade

Os acréscimos de esforços apresentados no item (d) resultam em uma nova configuração deformada de cada seção transversal, que por sua vez geram uma nova posição deslocada da barra ao longo do eixo longitudinal e o respectivo acréscimo de esforços. Então, itera-se o processo sucessivamente até que uma das três situações a seguir ocorra: Instabilidade da barra por deslocamento excessivo, ruptura dos materiais devido a tensões acima dos limites normatizados ou convergência do processo considerando um determinado critério. Para os pilares estudados nesta Dissertação, quando a barra é discretizada em 15 nós, 20 iterações têm sido suficientes para garantir um dos três casos abordados.

5.1.4.2 Pilar biapoiado

Da mesma forma que para o pilar engastado-livre, divide-se o processo de cálculo do pilar biapoiado em cinco etapas, apresentadas a seguir nos itens (a) até (e).

a) Introdução dos esforços externos e subdivisão da barra longitudinal.

Os esforços externos são introduzidos nas extremidades da barra longitudinal e aplicados no centro geométrico da seção transversal, figura 5.10.

O equilíbrio dos esforços é calculado em cada nó da barra, com um valor de subdivisões ideal, observado pelo autor desta Dissertação, igual a quinze nós.

Figura 5.10 - Introdução dos esforços externos e subdivisão do pilar.

Podem-se escrever as equações que descrevem os momentos fletores em cada seção transversal ao longo do pilar de acordo com as equações 5.21 e 5.22:

$$M_{xi(z)} = M_{xBase} + (M_{xBase} - M_{xTopo}) \frac{z}{L} \quad (5.21)$$

$$M_{yi(z)} = M_{yBase} + (M_{yBase} - M_{yTopo}) \frac{z}{L} \quad (5.22)$$

Dessa forma, com base nas equações 5.21 e 5.22, podemos obter os esforços atuantes em cada seção transversal de acordo com termo apresentado em 5.23.

$$(M_{xi(z)}; M_{yi(z)}; N) \quad (5.23)$$

- b) Determinação da posição deformada das seções transversais nos nós, a partir da posição indeformada (1ª Iteração).

A determinação da posição deformada das seções transversais é semelhante ao que é realizado no item 5.1.4.1, para a barra engastada-livre, entretanto, como será apresentado no item seguinte, é necessário compatibilizar as condições de contorno.

- c) Determinação dos deslocamentos a partir da posição indeformada (1ª Iteração).

A principal diferença entre a resolução do método geral de uma barra engastada-livre e uma barra biapoioada são as condições de contorno das rotações e deslocamentos.

De acordo com a resistência dos materiais, as condições de contorno da barra biapoioada permitem rotações nos apoios diferentes de zero, $\varphi_x(0) \neq 0$ e $\varphi_y(0) \neq 0$, o que implica em $C_{x1} \neq 0$ e $C_{y1} \neq 0$. Dessa forma, a primeira integração das curvaturas, que nos fornece a rotação da seção transversal em qualquer posição do eixo longitudinal da barra, como apresentado nas equações 5.24 e 5.25.

$$\varphi_x(z) = \int_0^z \kappa_x(z).dz + C_{x1} \quad (5.24)$$

$$\varphi_y(z) = \int_0^z \kappa_y(z).dz + C_{y1} \quad (5.25)$$

O deslocamento do eixo horizontal das barras, que é alcançado pela dupla integração das curvaturas das seções transversais, apresenta a forma genérica das equações 5.26 e 5.27 para os eixos X-X e Y-Y, respectivamente.

$$d_x(z) = \int_0^z \varphi_x(z).dz + C_{x1}z + C_{x2} \quad (5.26)$$

$$d_y(z) = \int_0^z \varphi_y(z).dz + C_{y1}z + C_{y2} \quad (5.27)$$

As condições de contorno $d_x(0) = 0$ e $d_y(0) = 0$ implicam que $C_{x2} = 0$ e $C_{y2} = 0$.

Portanto, as rotações das seções transversais e os deslocamentos em relação aos eixos X-X e Y-Y para a barra biapoada são os apresentados pelas equações 5.28 a 5.31.

$$\varphi_x(z) = \int_0^z \kappa_x(z).dz + C_{x1} \quad (5.28)$$

$$\varphi_y(z) = \int_0^z \kappa_y(z).dz + C_{y1} \quad (5.29)$$

$$d_x(z) = \int_0^z \varphi_x(z).dz + C_{x1}z \quad (5.30)$$

$$d_y(z) = \int_0^z \varphi_y(z).dz + C_{y1}z \quad (5.31)$$

As equações 5.28 a 5.31 assemelham-se ao considerar o dimensionamento de uma barra engastada-livre, que depois de encontrado o deslocamento no topo, é rotacionado linearmente, compatibilizando-se os deslocamentos de forma que no topo e na base elas sejam nulas, com exemplificado na figura 5.11.

Figura 5.11 - Compatibilização do pilar engastado-livre em pilar biapoado.

- d) Determinação dos esforços e deslocamentos da 2ª iteração, a partir da posição deformada.

Considerar a aplicação dos esforços na posição deformada resulta em um acréscimo aos esforços de primeira iteração dos momentos fletores, os quais são gerados pela aplicação excêntrica da força normal, como apresentado pelas equações 5.32 e 5.33.

$$M_{xi(z)} = M_{xBase} + (M_{xBase} - M_{xTopo}) \frac{z}{L} + d_{xi} N \quad (5.32)$$

$$M_{yi(z)} = M_{yBase} + (M_{yBase} - M_{yTopo}) \frac{z}{L} + d_{yi} N \quad (5.33)$$

e) Iterações sucessivas até a convergência ou instabilidade

Os acréscimos dos esforços apresentados no item (d) resultam em uma nova configuração deformada de cada seção transversal que, por sua vez, geram uma nova posição deformada da barra ao longo do eixo longitudinal e o respectivo acréscimo de esforços. Então, itera-se o processo sucessivamente até que uma das três situações a seguir ocorra: Instabilidade do pilar por deformação excessiva, ruptura dos materiais devido a tensões acima dos limites normatizados ou convergência do processo considerando um determinado critério. Para os pilares estudados nesta Dissertação, quando a barra é discretizada em 15 nós, 20 iterações têm sido suficientes para garantir um dos três casos abordados.

5.2 MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON

O método de Newton-Raphson é um processo iterativo de convergência, considerando-se uma função, sua derivada e o valor inicial adotado. Para resolução de problemas que envolvam equações de equilíbrio não lineares, o método de Newton-Raphson é extremamente eficiente, aproximando a trajetória de equilíbrio da seção transversal por tangentes à trajetória até a convergência, limitada por um critério, chamado de critério de convergência.

O método de Newton-Raphson adotado nesta dissertação é o padrão, ou “standard”, que, em resumo, significa que a matriz Jacobiana, equação 5.37, é atualizada a cada iteração. Existem outras duas variações do método de Newton-Raphson na literatura, o método de Newton-Raphson modificado, que não atualiza a matriz de rigidez em toda iteração, e o método de Newton-Raphson com rigidez inicial, o qual utiliza a mesma matriz de rigidez em todas as iterações. A vantagem desses métodos é o menor esforço computacional associado a cada iteração executada. Essas variações podem ser utilizadas quando todos os materiais obedecem a diagramas de tensões elástico-lineares, por exemplo, quando o concreto está em estágio II.

A equação de recorrência para o caso geral com n variáveis do método de Newton-Raphson é a apresentada na equação 5.34.

$$\tilde{\mathbf{x}}_{i+1} = \tilde{\mathbf{x}}_i - \left[\nabla f(\tilde{\mathbf{x}}_i) \right]^{-1} f(\tilde{\mathbf{x}}_i) \quad (5.34)$$

em que:

$\tilde{\mathbf{x}}_i$ é o vetor das variáveis que se deseja encontrar;

$\tilde{\mathbf{f}}_i$ é vetor de erro;

$\nabla f(\mathbf{x}_i)$ é a matriz Jacobiana, J .

No caso de três variáveis, para o equacionamento adotado nesta Dissertação, os valores de $\tilde{\mathbf{x}}_i$, $\tilde{\mathbf{f}}_i$ e $\nabla f(\mathbf{x}_i)$ são os apresentados pelas equações 5.35, 5.36 e 5.37, respectivamente.

$$\tilde{\mathbf{x}}_i = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \kappa_x \\ \kappa_y \end{Bmatrix} \quad (5.35)$$

$$\tilde{\mathbf{f}}_i = \begin{Bmatrix} \mathbf{N}_{\text{Rd}}(\varepsilon_0, \kappa_x, \kappa_y) \\ \mathbf{M}_{\text{Rd},x}(\varepsilon_0, \kappa_x, \kappa_y) \\ \mathbf{M}_{\text{Rd},y}(\varepsilon_0, \kappa_x, \kappa_y) \end{Bmatrix} \quad (5.36)$$

$$\nabla f(\mathbf{x}_i) = \begin{bmatrix} \frac{\partial \mathbf{N}_{\text{Rd}}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial \mathbf{N}_{\text{Rd}}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial \mathbf{N}_{\text{Rd}}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},x}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},x}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},x}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},y}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},y}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial \mathbf{M}_{\text{Rd},y}}{\partial \kappa_y} \end{bmatrix} \quad (5.37)$$

Introduzindo-se as equações 5.35 a 5.37 em 5.34, temos a equação 5.38:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{0+1} \\ \kappa_{x+1} \\ \kappa_{y+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \kappa_x \\ \kappa_y \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{Rd}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{Rd}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial N_{Rd}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,x}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,x}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,x}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,y}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,y}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,y}}{\partial \kappa_y} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} N_{Sd} - N_{Rd} \\ M_{Sd,x} - M_{Rd,x} \\ M_{Sd,y} - M_{Rd,y} \end{Bmatrix} \quad (5.38)$$

As derivadas parciais dos esforços resistentes contidas na matriz Jacobiana, J , assim como os próprios esforços, podem ser decompostas em parcelas referentes ao concreto, ao perfil de aço e à armadura longitudinal. Portanto, a matriz também pode ser dividida como mostrado na equação 5.39.

$$J = J_c + J_a + J_s \quad (5.39)$$

em que:

J_c é a parcela da matriz Jacobiana referente ao concreto.

J_a é a parcela da matriz Jacobiana referente ao perfil de aço.

J_s é a parcela da matriz Jacobiana referente à armadura longitudinal.

Apresenta-se, a seguir, como exemplo da utilização do método de Newton-Raphson, as subdivisões das matrizes Jacobianas, J_c , J_a e J_s , quando os modelos constitutivos dos materiais obedecem às disposições das normas brasileiras do item 5.3.2.

Primeiramente, é necessário escrever as equações de integração dos momentos em X-X e Y-Y e da força normal em função de ε_0 , κ_x e κ_y , equações de 5.40 a 5.42.

Logo:

$$N_{Rd} = \int_{A_a} \sigma_a(x,y) dA + \int_{A_s} \sigma_s(x,y) dA + \int_{A_c} \sigma_c(x,y) dA \quad (5.40)$$

$$M_{Rd,x} = \int_{A_a} X \sigma_a(x,y) dA + \int_{A_s} X \sigma_s(x,y) dA + \int_{A_c} X \sigma_c(x,y) dA \quad (5.41)$$

$$M_{Rd,y} = \int_{A_a} Y \sigma_a(x,y) dA + \int_{A_s} Y \sigma_s(x,y) dA + \int_{A_c} Y \sigma_c(x,y) dA \quad (5.42)$$

Introduzindo-se os modelos constitutivos dos materiais nas equações 5.40 a 5.42, tem-se:

$$N_{Rd} = \int_{A_a} E_a \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_s} E_s \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_c} 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_z(x,y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA \quad (5.43)$$

$$M_{Rd,x} = \int_{A_a} X E_a \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_s} X E_s \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_c} X 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_z(x,y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA \quad (5.44)$$

$$M_{Rd,y} = \int_{A_a} Y E_a \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_s} Y E_s \varepsilon_z(x,y) dA + \int_{A_c} Y 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_z(x,y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA \quad (5.45)$$

Introduzindo nas equações 5.43 a 5.45 o valor de $\varepsilon_z(x,y)$, definido em 5.4, tem-se a integral das seções em função de ε_0 , κ_x e κ_y :

$$N_{Rd} = \int_{A_a} E_a (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \int_{A_s} E_s (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \int_{A_c} 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{(\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA \quad (5.46)$$

$$M_{Rd,x} = \int_{A_a} X E_a (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \int_{A_s} X E_s (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \int_{A_c} X 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{(\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA \quad (5.47)$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,y} = & \int_{A_a} Y E_a (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \int_{A_s} Y E_s (\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y) dA + \\
& + \int_{A_c} Y 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{(\varepsilon_0 + \kappa_x X + \kappa_y Y)}{0.2\%} \right)^2 \right] dA
\end{aligned} \tag{5.48}$$

Resolvendo-se cada parcela do Jacobiano relacionado ao concreto, J_c , tem-se:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \varepsilon_0} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[1 - 250 (2 \varepsilon_0 + 2 \kappa_y Y_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}) \right] A_{c(i)} \\
\frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \kappa_x} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[X_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 X_{(i)} + 2 \kappa_y Y_{(i)} X_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{ci} \\
\frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \kappa_y} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[Y_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 Y_{(i)} + 2 \kappa_y X_{(i)} Y_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{c(i)} \\
\frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \varepsilon_0} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[1 - 250 * (2 * \varepsilon_0 + 2 * \kappa_y * Y_{(i)} + 2 * \kappa_x * X_{(i)}) \right] A_{c(i)} X \\
\frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \kappa_x} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[X_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 X_{(i)} + 2 \kappa_y Y_{(i)} X_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{ci} X \\
\frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \kappa_y} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[Y_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 Y_{(i)} + 2 \kappa_y X_{(i)} Y_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{c(i)} X \\
\frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \varepsilon_0} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[1 - 250 (2 \varepsilon_0 + 2 \kappa_y Y_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}) \right] A_{c(i)} Y \\
\frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \kappa_x} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[X_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 X_{(i)} + 2 \kappa_y Y_{(i)} X_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{ci} Y \\
\frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \kappa_y} &= \sum_1^{nc} 850 f_{cd} \left[Y_{(i)} - 250 (2 \varepsilon_0 Y_{(i)} + 2 \kappa_y X_{(i)} Y_{(i)} + 2 \kappa_x X_{(i)}^2) \right] A_{c(i)} Y
\end{aligned}$$

em que:

O índice 'i' representa cada fibra discretizada da seção.

O índice 'nc' é o total de fibras da seção transversal, no qual o modelo constitutivo é o concreto.

X é a coordenada central da fibra na direção X-X em relação ao CG da seção.

Y é a coordenada central da fibra na direção Y-Y em relação ao CG da seção.

$A_{c(i)}$ é a área de concreto da fibra considerada.

Resolvendo-se cada parcela do Jacobiano relacionado ao perfil de aço, J_a , tem-se:

$$\frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{na} E_a A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^{na} E_a X_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^{na} E_a Y_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{na} E_a X_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^{na} E_a X_{(i)}^2 A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^{na} E_a X_{(i)} Y_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{na} E_a Y_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^{na} E_a X_{(i)} Y_{(i)} A_{a(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^{na} E_a Y_{(i)}^2 A_{a(i)}$$

em que:

O índice 'na' é o total de fibras da seção transversal, no qual o modelo constitutivo é o aço do perfil.

$A_{a(i)}$ é a área de aço da fibra considerada.

Resolvendo-se cada parcela do Jacobiano relacionado às barras longitudinais de aço, J_s , tem-se:

$$\frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{ns} E_s A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^{ns} E_s X_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^{ns} E_s Y_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{ns} E_s X_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^n E_s X_{(i)}^2 A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^n E_s X_{(i)} Y_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_1^{ns} E_s Y_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \kappa_x} = \sum_1^n E_s X_{(i)} Y_{(i)} A_{s(i)}$$

$$\frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \kappa_y} = \sum_1^n E_s Y_{(i)}^2 A_{s(i)}$$

em que:

O índice 'ns' é o total de fibras da seção transversal, no qual o modelo constitutivo é o aço das barras longitudinais.

$A_{s(i)}$ é a área de aço de cada barra considerada.

Portanto, a matriz recorrência apresentada em 5.34 com o Jacobiano subdividido em J_c , J_a e J_s fica disposto na equação 5.49.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{0+1} \\ \kappa_{x+1} \\ \kappa_{y+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \kappa_x \\ \kappa_y \end{Bmatrix} + \left\{ \begin{array}{c} \overbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial N_{Rd(c)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,x(c)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,y(c)}}{\partial \kappa_y} \end{bmatrix}}^{J_c} + \\ \overbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial N_{Rd(a)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,x(a)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,y(a)}}{\partial \kappa_y} \end{bmatrix}}^{J_a} + \\ \overbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial N_{Rd(s)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,x(s)}}{\partial \kappa_y} \\ \frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \kappa_x} & \frac{\partial M_{Rd,y(s)}}{\partial \kappa_y} \end{bmatrix}}^{J_s} \end{array} \right\}^{-1} \begin{Bmatrix} N_{Sd} - N_{Rd} \\ M_{Sd,x} - M_{Rd,x} \\ M_{Sd,y} - M_{Rd,y} \end{Bmatrix} \quad (5.49)$$

5.3 PROPRIEDADES ADOADAS PARA OS MATERIAIS

5.3.1 Método geral GER1

Para o desenvolvimento do GER1 foram adotadas as propriedades recomendadas pelas normas europeias, Eurocode 2 Part 1-1 (2003), Eurocode 3 Part 1-1 (2005) e Eurocode 4 (2004).

5.3.1.1 Relação “tensão x deformação” do concreto

A relação “tensão x deformação” do concreto é apresentada no Eurocode 2 Part 1-1 (2003), item 3.1.5. Esse item apresenta uma relação entre a tensão de compressão e a deformação linear específica em valores absolutos, conforme mostrado na equação 5.50 em função das equações 5.51 a 5.54 e figura 5.12.

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} f_{cm} \quad (5.50)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (5.51)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (5.52)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0.7f_{cm}^{0.31} < 2.8 \quad (5.53)$$

$$k = 1.05E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (5.54)$$

em que:

f_{cm} é a resistência de compressão média a 28 dias calculado em função de f_{ck} ;

η é a relação entre a deformação linear específica do concreto ε_c e a deformação linear específica de pico ε_{c1} ;

ε_{c1} é a deformação linear específica de pico do concreto;

k é uma constante de valor definida pela equação 5.54;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante definida pela equação 5.55.

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa.} \quad (5.55)$$

Figura 5.12 - Diagrama tensão deformação esquemático do concreto relacionado à análise estrutural. Fonte: Eurocode 2 Part 1-1 (2003).

5.3.1.2 Relação “tensão x deformação” do aço da armadura.

A relação “tensão x deformação” do aço das barras deve ser aquela apresentada no Eurocode 2 1-1 (2004), 3.2.7. Segundo essa norma para projetos normais, duas formas de curvas “tensão x deformação” podem ser assumidas:

f_{yk} é a resistência ao escoamento característica do aço da armadura.

5.3.1.3 Relação “tensão x deformação” do aço do perfil

A relação “tensão x deformação” do aço do perfil é apresentada pelo Eurocode 3 Part 1-1 (2005) (4), no qual o diagrama “tensão x deformação” é bilinear, figura 5.14, e sem limite de deformação.

Figura 5.14 - Diagrama tensão deformação bilinear do aço do perfil.

O diagrama apresentado na figura 5.14 é simplificado e não apresenta limite de deformação, entretanto, o Eurocode 3 Part 1-1 (2005) permite a utilização dos diagramas apresentados pelo Eurocode 3 Part 1-5 (2005), o qual apresenta além do diagrama bilinear com patamar de escoamento horizontal, mais três diagramas tensão-deformação para o aço do perfil, e recomenda, na utilização de qualquer um deles, a deformação-limite de 5%.

5.3.1.4 Fluência e retração do concreto estrutural

A fluência e a retração do concreto dependem da umidade do ambiente, da dimensão do elemento e da composição do concreto. A fluência é também atingida pela maturidade do concreto quando o primeiro carregamento é aplicado e pela

duração e magnitude dele. O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é dependente do módulo de elasticidade tangente E_c , que depende do valor do módulo de elasticidade secante do concreto, E_{cm} , sendo igual a $1.05 E_{cm}$. De acordo com o Eurocode 2 Part 1-1 (2003), quando a tensão de compressão do concreto não superar a $0,45 f_c(t_0)$, pode-se considerar o coeficiente de fluência como apresentado pelas figuras 5.15 e 5.16.

em que:

E_c é o módulo de elasticidade tangente do concreto;

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

$f_c(t_0)$ é a resistência característica à compressão do concreto na data do carregamento.

Figura 5.15 - Método para determinar o coeficiente de fluência sob condições normais em condições internas. Eurocode 2 Part 1-1 (2003).

Figura 5.16 - Método para determinar o coeficiente de fluência sob condições normais em condições externas. Eurocode 2 Part 1-1 (2003).

em que:

S refere-se ao cimento de classes CEM 42.5 R, CEM 52.5N e CEM 52.5R (Classe N);

N refere-se ao cimento de classes CEM 32.5 R e CEM 42.5N (Classe N);

R refere-se ao cimento de classe CEM 32.5N (Classe S);

RH é a umidade relativa.

As classes apresentadas referem-se às composições químicas, mecânicas e físicas do cimento, sendo mais comum o tipo CEM 42.5 R, que deve atender às exigências de perda de resistência ao fogo, resíduos solúveis e teor de sulfatos pelo NP EN 196-2, teor de cloretos pelo NP EN 196-21, deve apresentar resistência aos 28 dias entre 42,5 MPa e 64,5 MPa, de acordo com o NP EN 196-1, e características físicas que atendam ao NP EN 196-3.

De acordo com o anexo C do Eurocode 4 (2004) em ambientes secos, dentro ou fora do edifício de concreto, o valor da retração do concreto normal pode considerado para seções preenchidas igual a 200×10^{-6} e, para as demais seções com concreto normal, o valor de 325×10^{-6} .

5.3.2 Método geral GER2.

O método geral é uma poderosa ferramenta para o dimensionamento de pilares, sendo utilizado frequentemente no dimensionamento de pilares de concreto armado com base nas disposições de dimensionamento da ABNT NBR 6118:2007. Dessa maneira, nesta Dissertação, busca-se adaptar o método geral GER1 utilizando os modelos constitutivos dos materiais apresentados pela norma brasileira.

Em princípio, as principais restrições para o dimensionamento de pilares mistos que os diferenciam dos pilares de concreto são a máxima deformação do concreto permitida, a qual dever tomada igual a 0,003 mm/mm, e a não utilização do método em pilares mistos submetidos à força normal de tração ou à flexotração.

A primeira restrição pode ser justificada pelo fato da aderência entre o perfil de aço e o concreto não ser tão eficiente como a aderência entre as barras longitudinais de aço e o concreto, podendo ocorrer instabilidade local no perfil de aço no caso de maiores deformações, não atendendo o requisito de cálculo de total aderência entre o perfil de aço e o concreto.

A segunda restrição se deve ao fato de não se conhecer suficientemente o comportamento de pilares mistos submetidos à flexotração oblíqua.

Outra recomendação importante é que não se deve utilizar no dimensionamento seções preenchidas por concreto, classificadas como semicompactas ou delgadas, uma vez que, como apresentado no item 3.2.3, não ocorre, nesses casos, plastificação do concreto e a plastificação do perfil de aço é parcial ou inexistente.

5.3.2.1 Relação “tensão x deformação” do concreto

A relação “tensão x deformação” do concreto é apresentada pela ABNT NBR 6118:2007, que permite a utilização do diagrama do concreto apresentada na figura 5.17, adaptada para atender ao requisito de deformação máxima do concreto de 0,003 mm/mm.

Figura 5.17 - Diagrama “tensão x deformação” idealizado. Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2007.

em que:

σ_c é a tensão à compressão no concreto;

ε_c é a deformação específica do concreto;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

5.3.2.2 Relação “tensão x deformação” do aço das barras

A relação “tensão x deformação” do aço das barras segue o proposto pela ABNT NBR 6118:2007 para aço de armadura passiva, apresentado pela figura 5.18.

Figura 5.18 - Diagrama "tensão x deformação" para aço de armadura passiva. Fonte: ABNT NBR 6118:2007.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, esse diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicada para tração e compressão.

em que:

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura passiva;

f_{yk} é a resistência ao escoamento característico da armadura passiva;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto.

5.3.2.3 Relação "tensão x deformação" do aço do perfil

As recomendações do aço do perfil a ser utilizado no dimensionamento dos pilares mistos são apresentadas pela ABNT NBR 8800:2008, a qual permite o uso de aços com resistência máxima de 450 MPa e relação entre resistências à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,18.

Para efeito de cálculo, devem ser adotados, para os aços do perfil, os seguintes valores de propriedades mecânicas:

- a) Módulo de elasticidade, $E_a = 200\,000\text{ MPa}$;
- b) Coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- c) Módulo de elasticidade transversal, $G = 77000\text{ MPa}$;
- d) Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \cdot 10^{-5}\text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- e) Massa específica, $\rho_a = 7\,850\text{ kg/m}^3$.

6 CÓDIGO CALCPM V1.0

O maior desafio de se calcular pilares mistos está em considerar no dimensionamento todos os critérios e formulações apresentados por qualquer uma das normas, brasileiras ou internacionais, que abordam esse assunto. A quantidade de equações e verificações é grande, o que torna trabalhosa sua utilização. Para minimizar esse problema esta Dissertação se propõe ser uma base para a elaboração de um código computacional que inclua todas as formulações normativas do AISC (2005), do AISC (2010), do Eurocode 4 (2004) e da ABNT NBR 8800:2008, para o cálculo de pilares mistos, pelo método simplificado, e as duas propostas para a utilização do método geral, GER1 e GER2.

O código criado, nomeado CalcPM v1.0, foi desenvolvido em linguagem de programação C#, que é o principal esforço da Microsoft em linguagem de programação, sendo criado no Visual Studio 2010, que também é da Microsoft.

O Visual Studio apresenta algumas vantagens que justificam a sua utilização: primeiro, por ser da Microsoft, ele trabalha em harmonia com o Windows; segundo, ele é de fácil utilização, tendo várias ferramentas que agilizam a criação da interface com o usuário, permitindo ao engenheiro se preocupar mais com a formulação matemática no âmbito da engenharia; e, terceiro, o Visual Studio aceita programação em outras linguagens bastante difundidas, como o Visual Basic e o C++, facilitando a melhoria do código em conjunto com outros programadores, no eventual desenvolvimento de futuras versões.

O programa CalcPM v1.0 tem cerca de 60000 linhas de código, necessárias para o cálculo dos pilares mistos, geração de gráficos, geração de memória de cálculo, verificações, desenhos, entradas e saídas de informações e tratamentos de erro.

Não foi encontrado pelo autor desta Dissertação nenhum código no mundo para o cálculo de pilares mistos com tantos recursos, atendendo às necessidades acadêmicas de estudo e com a funcionalidade necessária para utilização em projeto.

6.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

Quando se trata do método simplificado, o código CalcPM v1.0 calcula seções retangulares de concreto revestindo, total ou parcialmente, um perfil I, figuras 6.1 e 6.2 e seções retangulares, ou circulares, preenchidas por concreto, figuras 6.3 e 6.4.

Figura 6.1 - Interface com o usuário do código CalcPM v1.0. Seção retangular de concreto revestindo totalmente um perfil I.

Figura 6.2 - Interface com o usuário do código CalcPM v1.0. Perfil I parcialmente revestido por concreto.

Figura 6.3 - Interface com o usuário do código CalcPM v1.0. Perfil retangular preenchido por concreto.

Figura 6.4 - Interface com o usuário do código CalcPM v1.0. Perfil circular preenchido por concreto.

Dessa forma, pode-se decompor a aplicabilidade do código CalcPM v1.0 em cinco pacotes descritos, a seguir, nos subitens *a* até *e*:

a) Introdução de esforços

Para todos os tipos de seções dimensionadas pelo método simplificado no código CalcPM v1.0, a introdução de esforços à temperatura ambiente é realizada por meio de uma tabela, na qual devem ser informados os momentos flettores M_{kx} , M_{ky} aplicados no topo e na base do pilar, e a força normal N_k . É possível importar todos esses dados do Excel por meio de planilhas salvas com qualquer nome em extensão “*.csv”.

b) Introdução da geometria

A introdução da geometria é realizada de forma dinâmica e simplificada, uma vez que as seções estão todas parametrizadas, de forma a serem geradas automaticamente com base nos dados iniciais informado pelo usuário. As entradas de dados geométricos são apresentadas nos itens 6.1.1 a 6.1.3, para cada tipo de seção.

c) Introdução da segurança

Como o código CalcPM v1.0 aborda normas distintas, AISC LRFD (2005 e 2010), Eurocode 4 (2004) e a ABNT NBR 8800:2008, a introdução da segurança é realizada separadamente, como ilustrado pela figura 6.5.

A imagem mostra a interface de entrada de dados de segurança do software CalcPM v1.0. Ela é organizada em quatro seções distintas, cada uma com um título em azul: 'Segurança (NBR/EC4/AISC)', 'Segurança (NBR/EC4)', 'Segurança (AISC)' e 'Segurança (EC4)'.
 - Na seção 'Segurança (NBR/EC4/AISC)', há dois campos: 'Gama f' com o valor 1.4 e 'alfa' com o valor 0.95.
 - Na seção 'Segurança (NBR/EC4)', há três campos: 'Gama c' com o valor 1.4, 'Gama s' com o valor 1,15 e 'Gama s Perfil' com o valor 1,10.
 - Na seção 'Segurança (AISC)', há dois campos: 'LRFD normal' com o valor 0.75 e 'LRFD momento' com o valor 0.9.
 - Na seção 'Segurança (EC4)', há uma opção 'Impor imperfeição geométrica' desmarcada, e dois campos de entrada: 'Imperfeição X-X (EC4)' com o valor 0 cm e 'Imperfeição Y-Y (EC4)' com o valor 0 cm.

Figura 6.5 - Introdução da segurança no código CalcPM v1.0 para diversas normas.

d) Controle gráfico

Para facilitar a visualização dos esforços e da capacidade resistente das seções, o código CalcPM v1.0 apresenta um controle gráfico onde são “plotados” os momentos máximos para uma determinada força normal solicitante com os esforços solicitantes de cálculo majorados, figura 6.6, e o diagrama de interação “força normal x momentos fletores máximos” para uma determinada seção transversal, figura 6.7.

Figura 6.6 - Controle gráfico. Gráfico dos momentos máximos para uma determinada normal, e os esforços solicitantes. Fonte: código CalcPM v1.0.

Figura 6.7 - Controle gráfico. Diagrama de interação normal x momentos máximos.

e) Relatório de cálculo

O relatório de cálculo é apresentado em duas caixas de texto, como apresentado na figura 6.8: a primeira detalhando o resumo do cálculo e a outra relatando a ocorrência de problemas no dimensionamento. Ambas as caixas de textos podem ser exportadas e salvas em um formato de texto aceito pelo Microsoft Word, com a extensão “ *. rtf”.

Figura 6.8 - Caixas de texto dos relatórios de cálculo.

6.1.1 Pilar com perfil I de aço, total ou parcialmente, revestido por concreto

De forma geral, as disposições normativas para o dimensionamento das seções retangulares de concreto, revestindo parcialmente um perfil I de aço, são as mesmas das seções retangulares de concreto revestindo totalmente um perfil I de aço. O que difere no cálculo das seções são os limites geométricos, uma vez que em seções parcialmente revestidas existe a possibilidade de instabilidades locais do perfil de aço, que deve ser verificada, e em seções totalmente revestidas por concreto deve-se verificar se o concreto reveste suficientemente o perfil de aço.

O AISC (2005 ou 2010) não apresenta disposições normativas para o cálculo de seções retangulares de concreto revestindo parcialmente um perfil I, portanto, esse tópico não é incluso no código CalcPM v1.0, quando se trata de pilares mistos dimensionados pela norma norte-americana.

Segue, na tabela 6.1, um resumo dos tópicos abordados pelo código CalcPM v1.0 no dimensionamento de pilares mistos retangulares revestindo, total ou parcialmente, um perfil I.

Tabela 6.1 - Resumo dos tópicos abordados pelo código CalcPM v1.0 no calculo de pilares retangulares de concreto revestindo, total ou parcialmente, um perfil I de aço.

TIPO SEÇÃO	ABNT NBR 8800:2008		AISC (2005)	AISC (2010)	Eurocode 4 (2004)
	MODELO I	MODELO II			
PILAR MISTO RETANGULAR DE CONCRETO REVESTINDO TOTALMENTE UM PERFIL DE AÇO I	CalcPM	CalcPM	CalcPM	CalcPM	CalcPM
PILAR MISTO RETANGULAR DE CONCRETO REVESTINDO PARCIALMENTE UM PERFIL I DE AÇO	CalcPM	CalcPM	NÃO HÁ DISPOSIÇÕES NORMATIVAS	NÃO HÁ DISPOSIÇÕES NORMATIVAS	CalcPM

A entrada de dados da geometria do perfil de aço pode ser realizada de duas formas, preenchendo-se manualmente as dimensões do perfil, ou por meio de perfis catalogados, como ilustrado pela figura 6.9.

Figura 6.9 - Entrada de dados do perfil de aço no código CalcPM v1.0.

A introdução da armadura está parametrizada e pode ser inserida com base nas informações preestabelecidas, figura 6.10, ou diretamente na tabela de armadura, onde é necessário informar as coordenadas (x,y) de cada barra e a sua bitola, figura 6.11.

Figura 6.10 - Entrada de dados parametrizada de inserção da armadura no código CalcPM v1.0.

Aço da Armadura

	Cord X	Cord Y	Bitola (mm)
►	-3,41666666666...	10,25	5
	3,41666666666...	10,25	5
	-3,41666666666...	-10,25	5
	3,41666666666...	-10,25	5
	10,25	-3,41666666666...	5

Figura 6.11 - Entrada de dados manual da armadura no código CalcPM v1.0.

6.1.2 Pilar com seção retangular de aço preenchida por concreto

Quando se trata do cálculo à temperatura ambiente, todas as normas abordadas nesta Dissertação apresentam disposições de dimensionamento para os pilares com seções retangulares de aço preenchida com concreto pelo método simplificado, portanto, o código CalcPM v1.0 calcula esse tipo de seção com todas as disposições normativas dessas normas.

A entrada de dados para o cálculo dos pilares com seção retangular de aço preenchida por concreto também é realizada de forma parametrizada. Desse modo, apresenta-se na ilustração 6.12 a interface com o usuário do código CalcPM v1.0 para esse tipo de seção com uma indicação resumida das funções.

Figura 6.12 - Entrada e saída de dados para o cálculo dos pilares retangulares de aço preenchidos por concreto no código CalcPM v1.0.

6.1.3 Pilar com seção circular de aço preenchida por concreto

O código CalcPM v1.0 dimensiona pilares mistos com seção circular de aço preenchida por concreto, conforme todas as normas abordadas.

Para a entrada de dados, as informações já estão parametrizadas, sendo necessário ao usuário apenas inseri-las. Dessa maneira, apresenta-se na ilustração 6.13 a interface com o usuário do código CalcPM, para esse tipo de seção, com uma indicação resumida das funções.

Figura 6.13 - Entrada e saída de dados para o cálculo dos pilares circulares de aço preenchidos por concreto no código CalcPM v1.0.

6.2 MÉTODO GERAL

O código CalcPM v1.0 incorpora o método geral empregando duas disposições de dimensionamento. A primeira, com base no Eurocode 4 (2004), abordado no capítulo 5 desta Dissertação, método GER1, e a segunda, uma adaptação desse método às normas brasileiras (uma vez que não existe recomendações de dimensionamento nas normas brasileiras para a utilização do método geral), principalmente à ABNT NBR 8800:2008 e à ABNT NBR 6118:2007, também apresentado no capítulo 5, método GER2.

Apresenta-se a seguir, nos itens de *a* até *e*, um resumo das etapas para o dimensionamento pelo método analítico pelas duas disposições de dimensionamento, no código CalcPM, método GER1 e método GER2.

a) Criação da geometria

A criação da geometria no código CalcPM v1.0, quando se trata do método analítico, é feita com auxílio do AutoCad, por meio de uma geometria qualquer desenhada em formato *.dxf, exportada para o código CalcPM v1.0, como ilustrado pelas figuras 6.14 e 6.15.

Figura 6.14 – Desenho de uma seção transversal qualquer para introdução da geometria no código CalcPM v1.0.

Figura 6.15 - Geometria da seção transversal importada do AutoCad pelo código CalcPM v1.0.

b) Criação da malha

Há duas formas de criação de malha no código CalcPM v1.0, a primeira é automática, com base nas linhas da seção transversal vinda do AutoCad, e a segunda é por meio da criação da malha no AutoCad com elementos tipo *Surface*, comumente usados na criação de malhas tipo *Shell*, em códigos de elementos finitos.

Portanto, antes de qualquer processamento, é necessário definir e criar uma malha que será utilizada pelo código CalcPM v1.0 como um elemento do “*Fiber Element Method*” abordado no capítulo 5.

Apresenta-se na figura 6.16 a malha correspondente à figura 6.15, com a malha do perfil gerada automaticamente pelo código CalcPM v1.0, e a malha da seção de concreto importada diretamente do AutoCad como elemento tipo *Surface*.

Figura 6.16 - Criação da malha para o cálculo da seção genérica pelo código CalcPM v1.0.

c) Introdução do carregamento

Existem duas formas de introdução de carregamentos no código CalcPM v1.0: a primeira é para o cálculo da seção isoladamente, como pilar curto, figura 6.17, e a segunda é informando-se os esforços de topo e base para o cálculo do pilar, considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica e do material, figura 6.18.

Precisão da malha

Desenhar Malha Controle Gráfico

Esforço Simples **Esforço Topo-Base** Esforço Topo-Base Incêndio

Importar esforço Esforço Sap Joint Sap Element

	MX	MY	Normal
	11	12	12
►*			

Figura 6.17 - Introdução de carregamentos no código CalcPM v1.0 para o cálculo da seção transversal.

Precisão da malha

Desenhar Malha Controle Gráfico

Esforço Simples **Esforço Topo-Base** Esforço Topo-Base Incêndio

Importar esforço Esforço ☐ Incluir Cálculo de cortante

	MX Topo	MY Topo	MX Base	MY Base
►	-100	-100	100	100
	100	100	100	100
*				

Figura 6.18 - Introdução de carregamentos no código CalcPM v1.0 para o cálculo da seção pilar.

d) Processamento

É possível realizar quatro tipos de processamentos no código CalcPM v1.0 para as duas abordagens normativas de dimensionamento (método GER1 e GER2), apresentadas no capítulo 5, como descritos a seguir:

d.1) Verificação da seção transversal

Consiste em encontrar a equação do plano que equilibra uma determinada combinação de esforços e verificar se a deformação de cada fibra da seção transversal se encontra dentro dos limites de dimensionamento em estado limite último.

d.2) Criação do diagrama de interação “força normal x momentos fletores”

Consiste em calcular, para forças normais de zero até a máxima força normal de compressão, os valores dos momentos fletores máximo em X-X e Y-Y, em Estado Limite Último, para posteriormente serem “plotados” no controle gráfico.

d.3) Cálculo do diagrama de momentos máximos

Ao contrario do diagrama de interação “força normal x momentos fletores”, o qual encontra os máximos momentos fletores para diversas normais, o diagrama de momentos máximos fixa uma determinada força normal, imposta pelo usuário, e “plota” a combinação de momentos fletores máximos para ângulos de 0 ° a 360 °.

d.4) Cálculo de barras biapoiadas ou engastadas na base, considerando-se as não linearidades geométricas e dos materiais.

É o principal processamento de seções genéricas realizado pelo código CalcPM v1.0, onde todas as disposições de dimensionamento apresentadas no capítulo 5 são utilizadas na verificação de pilares mistos submetidos a flexocompressão oblíqua.

e) Controle gráfico

O controle gráfico “plota” quatro tipos de diagramas, de acordo com o calculado no item d, facilitando a interpretação dos resultados.

O primeiro tipo é o diagrama de interação “força normal x momentos fletores”, de acordo com o calculado no item d.2, como apresentado na figura 6.19.

Figura 6.19 - Diagrama de interação normal x momentos apresentado pelo código CalcPM v1.0.

O segundo é o diagrama de momentos máximos para uma determinada força normal, de acordo com o calculado no item d.3, como apresentado na figura 6.20

Figura 6.20 - Momentos máximos para uma determinada normal apresentado pelo código CalcPM v1.0.

A partir do dimensionamento do item d.4, gera-se o terceiro e quarto diagrama do controle gráfico: o terceiro é o acréscimo de momentos da barra para cada iteração, figura 6.21, e o quarto é o diagrama de acréscimos de deslocamentos da barra para cada iteração, figura 6.22.

Figura 6.21 - Acréscimos de momentos fletores por iteração apresentado pelo código CalcPM v1.0.

Figura 6.22 - Deslocamento longitudinal do pilar por iteração apresentado pelo código CalcPM v1.0.

7 COMPROVAÇÃO EXPERIMENTAL

Durante a pesquisa bibliográfica realizada para a elaboração desta Dissertação, observou-se que os pilares mistos de aço e concreto têm sido objeto de intensos estudos experimentais na Europa, nos Estados Unidos e na Ásia. A maior quantidade de ensaios encontrados pelo autor são pesquisas a respeito de pilares mistos simétricos, principalmente os de seção retangular preenchida por concreto, em seguida, os pilares mistos com seção circular preenchida por concreto e, em menor escala, os formados por perfil I revestido por concreto. Observa-se que isso reflete diretamente nas disposições normativas internacionais, nas quais os pilares mistos com seção transversal retangular preenchida por concreto são os que apresentam os resultados mais próximos aos ensaios e, em seguida, os pilares com seção transversal circular preenchida por concreto. Já os pilares mistos formados por perfil I revestidos por concreto apresentam resultados muito conservador, como será visto no decorrer do capítulo. Os principais itens abordados nessas pesquisas são: a variação da relação entre diâmetro ou largura da seção com a espessura do perfil, a variação da resistência do concreto, a variação da altura do pilar e a relação que esses parâmetros têm com a capacidade resistente dos pilares solicitados à força normal de compressão centrada ou excêntrica.

Os principais objetivos dos estudos experimentais têm sido apresentar informações para o desenvolvimento de equações de cálculo, parametrização de curvas e calibração de coeficientes.

A fim de avaliar as prescrições das normas estudadas neste texto, elas são comparadas a ensaios realizados por pesquisadores estrangeiros. Os valores normalizados são obtidos por meio do código CalcPM v1.0.

Alguns ensaios apresentados neste capítulo foram realizados pelos seus respectivos autores para validar novas propostas de formulações, entretanto, não é o escopo do capítulo entrar no âmbito dessas propostas, e, sim, avaliar as formulações expostas nas normatizações abordadas pela Dissertação.

Neste capítulo, avalia-se a capacidade resistente dos pilares ensaiados e os valores normalizados sem a introdução da segurança, ou seja, os fatores, γ_f , γ_c , γ_s e γ_a das

normas ABNT NBR 8800:2008 e do Eurocode 4 (2004), e ϕ_c e ϕ_b do AISC (2005 e 2010) são tomados iguais a um.

7.1 PILARES MISTOS SIMÉTRICOS

Os pilares mistos simétricos apresentados nos itens 7.1.1 a 7.1.3 são os de seção transversal circular e retangular preenchidos por concreto e perfil I totalmente revestido por concreto.

7.1.1 Pilares com seção transversal circular preenchida por concreto

As disposições de dimensionamento a respeito de pilares mistos com seção transversal circular preenchida por concreto das normas abordadas nesta Dissertação estão do lado seguro da curva de dimensionamento, quando comparados aos ensaios, como apresentado a seguir nos ensaios de Zeghiche e Chaoui (2005).

a) Ensaios de Zeghiche e Chaoui (2005)

Zeghiche e Chaoui (2005), realizaram vinte e sete ensaios em pilares mistos circulares preenchidos. Os principais parâmetros estudados pelos pesquisadores foram a influência da esbeltez do pilar, da força axial e sua excentricidade, e da resistência do concreto no núcleo do pilar na capacidade resistente do pilar.

Os primeiros 15 ensaios foram realizados sob compressão axial sem excentricidade inicial, com L/D variando entre 12,5 a 25. A tabela 7.1 apresenta os detalhes da geometria de cada pilar e a tabela 7.2 os resultados dos ensaios e os valores de cálculo das normas abordadas pela Dissertação.

em que:

L é o comprimento do pilar;

D é o diâmetro da seção transversal;

f'_c é a tensão de ruptura do concreto.

Tabela 7.1 - Zeghiche e Chaoui (2005). Geometria dos pilares e característica dos materiais.

Pilar	Geometria			Materiais	
	D (mm)	t (mm)	L (m)	f_{yk} (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)
1	160,10	4,98	2,00	28,00	4,00
2	160,20	4,96	2,50	28,10	4,10
3	160,30	5,00	3,00	27,00	4,30
4	160,20	4,97	3,50	27,30	4,10
5	159,90	4,98	4,00	28,10	4,50
6	159,98	5,01	2,00	28,30	7,00
7	159,70	5,20	2,50	28,10	7,10
8	159,80	5,10	3,00	27,60	7,30
9	160,10	4,98	3,50	27,60	7,40
10	160,20	5,02	4,00	28,10	7,10
11	160,30	5,03	2,00	28,10	9,90
12	159,80	5,01	2,50	27,50	10,00
13	159,70	4,97	3,00	27,50	10,10
14	159,60	4,98	3,50	27,00	10,60
15	159,80	4,97	4,00	27,00	10,20

Tabela 7.2 - Zeghiche e Chaoui (2005). Resultados dos ensaios e comparação.

Zeghiche & Chaoui		CalcPM 1.0					Comparação				
Pilar	Ensaio (kN) (1)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	1261,00	1232,974	1182,704	1175,23	1206,986	1206,986	0,98	0,94	0,93	0,96	0,96
2	1244,00	1184,50	1109,76	1098,57	1146,34	1146,34	0,95	0,89	0,88	0,92	0,92
3	1236,00	1016,45	1015,68	1000,62	1065,17	1065,17	0,82	0,82	0,81	0,86	0,86
4	1193,00	852,81	895,80	878,42	953,73	953,73	0,71	0,75	0,74	0,80	0,80
5	1091,00	717,48	810,13	787,57	886,11	886,11	0,66	0,74	0,72	0,81	0,81
6	1650,00	1615,94	1558,09	1541,42	1609,94	1609,94	0,98	0,94	0,93	0,98	0,98
7	1562,00	1439,05	1431,69	1408,89	1504,02	1504,02	0,92	0,92	0,90	0,96	0,96
8	1468,00	1184,72	1267,41	1236,99	1364,76	1364,76	0,81	0,86	0,84	0,93	0,93
9	1326,00	945,56	1093,74	1056,67	1214,04	1214,04	0,71	0,82	0,80	0,92	0,92
10	1231,00	759,45	915,39	876,45	1044,70	1044,70	0,62	0,74	0,71	0,85	0,85
11	2000,00	1930,99	1892,84	1864,23	1979,35	1979,35	0,97	0,95	0,93	0,99	0,99
12	1818,00	1586,67	1663,74	1624,38	1784,75	1784,75	0,87	0,92	0,89	0,98	0,98
13	1636,00	1249,83	1434,63	1385,49	1588,84	1588,84	0,76	0,88	0,85	0,97	0,97
14	1454,00	981,11	1212,30	1153,56	1401,14	1401,14	0,67	0,83	0,79	0,96	0,96
15	1333,00	778,23	978,03	919,00	1173,46	1173,46	0,58	0,73	0,69	0,88	0,88
Média							80,70%	86,34%	84,26%	92,97%	92,97%

Os autores também correlacionaram a esbeltez dos pilares ensaiados aos carregamentos de ruptura, para uma mesma seção transversal, conforme apresentado pela figura 7.1.

Figura 7.1 - Relação entre a esbeltez do pilar e o carregamento de ruptura. Fonte: Zeghiche e Chaoui (2005).

No segundo lote, foram ensaiados pilares com excentricidade na aplicação da força axial, oito pilares com excentricidade no topo e na base, na mesma direção, e dois com excentricidade transversa entre o topo e a base do pilar. A tabela 7.3 apresenta os detalhes da geometria de cada pilar, a excentricidade de aplicação da força axial no topo e na base do pilar, os resultados dos ensaios e os valores de cálculo das normas abordadas pela Dissertação.

Tabela 7.3 - Zeghiche e Chaoui (2005). Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

Pilar	Geometria			Materiais		
	D (mm)	t (mm)	L (m)	e_y (topo), e_y (Base) (mm)	f_{yk} (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)
16	160,30	5,10	2,00	+8, +8	27,10	10,10
17	160,30	4,97	2,00	+16, +16	28,10	10,20
18	159,80	5,02	2,00	+24, +24	28,00	10,10
19	159,70	5,02	2,00	+32, +32	27,60	10,00
20	159,70	4,96	4,00	+8, +8	27,50	10,10
21	159,80	4,96	4,00	+16, +16	27,50	10,00
22	159,80	5,10	4,00	+24, -24	28,10	10,20
23	160,10	5,12	4,00	+32, -32	28,00	10,10
24	160,20	5,13	2,00	+8, -8	27,60	10,00
25	160,30	5,09	2,00	+16, -16	27,00	10,20
26	159,90	5,09	2,00	+24, -24	26,90	10,20
27	159,80	5,06	2,00	+32, -32	26,80	10,00

Tabela 7.4 - Zeghiche e Chaoui (2005). Resultados dos ensaios e comparação

Zeghiche & Chaoui		CalcPM 1.0					Comparação				
Pilar	Ensaio (kN) (1)	EC4 (kN) (2)	AISC (kN) (2005) (3)	AISC (kN) (2010) (4)	NBR Modelo I (kN) (5)	NBR Modelo II (kN) (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
16	1697,00	1822,84	1314,75	1292,90	1381,94	1951,08	1,07	0,77	0,76	0,81	1,15
17	1394,00	1468,25	1050,31	1033,64	1101,48	1700,24	1,05	0,75	0,74	0,79	1,22
18	1212,00	1200,28	868,45	856,13	906,23	1343,04	0,99	0,72	0,71	0,75	1,11
19	1091,00	1019,29	740,61	731,14	769,65	1111,19	0,93	0,68	0,67	0,71	1,02
20	963,00	685,40	577,23	551,26	664,60	947,03	0,71	0,60	0,57	0,69	0,98
21	848,00	685,40	577,23	551,26	664,60	947,03	0,81	0,68	0,65	0,78	1,12
22	727,00	620,38	520,61	499,02	592,49	839,09	0,85	0,72	0,69	0,81	1,15
23	666,00	558,68	471,99	453,96	531,36	731,45	0,84	0,71	0,68	0,80	1,10
24	1950,00	1946,42	1445,55	1429,26	1494,19	1989,76	1,00	0,74	0,73	0,77	1,02
25	1730,00	1871,69	1162,25	1151,66	1193,91	1857,19	1,08	0,67	0,67	0,69	1,07
26	1480,00	1624,07	963,52	956,20	985,37	956,20	1,10	0,65	0,65	0,67	0,65
27	1280,00	1352,79	819,23	813,96	834,91	1161,16	1,06	0,64	0,64	0,65	0,91
Média							95,82%	69,44%	67,93%	74,32%	104,13%

Figura 7.2 - Relação entre a excentricidade e carga de ruptura.

Zeghiche e Chaoui (2005), comparam, em seu texto, os resultados dos ensaios ao Eurocode 4 (2004), e concluíram que os ensaios estão do lado seguro da curva de dimensionamento do Eurocode 4 (2004), para força normal com e sem excentricidade, e que o método de cálculo dessa norma estima razoavelmente o esforço último do pilar.

Observa-se que, para carregamentos sem excentricidade, tabela 7.2, todos os modelos se aproximam conservadoramente dos resultados de ensaios, com uma ligeira vantagem para os Modelos I e II da ABNT NBR 8800:2008, já na aplicação de carregamentos excêntricos, tabela 7.4, o Eurocode 4 (2004) é o que apresenta os resultados, em média, mais próximos aos dos ensaios estando do lado conservador da curva de dimensionamento, enquanto que, o Modelo II da ABNT NBR 8800:2008, apesar de apresentar uma média próxima aos dos ensaios, é o único em que a média está do lado não conservador da curva de dimensionamento.

Como era de se esperar, quanto maior a relação do comprimento do pilar e o diâmetro da seção (L/D), figura 7.1, ou quanto maior a relação entre a excentricidade de aplicação do carregamento e o diâmetro (e/D), figura 7.2, menor é a capacidade resistente do pilar.

7.1.2 Pilares com seção transversal retangular preenchida por concreto

Os carregamentos de ruptura dos ensaios de pilares mistos com seção transversal retangular preenchida por concreto apresentam resultados próximos aos calculados pelas disposições normativas como apresentados nos ensaios de Han (2002) e Bridge (1976), tabelas 7.5 a 7.8.

a) Han (2002)

Han (2002) ensaiou 24 pilares mistos retangulares preenchidos por concreto submetidos a carregamentos axiais sem excentricidade. Esse autor comparou os resultados às prescrições de dimensionamento de normas da época, o AISC-LRFD (1994), o Eurocode 4 (1996) e a norma militar chinesa GJB4142 (2000), concluindo que às prescrições de dimensionamento são conservadoras em relação aos ensaios.

Nesta Dissertação são feitas novas comparações com base nas normas que têm sido empregadas neste texto, como pode ser visto na tabela 7.6. Segue-se na tabela 7.5 a geometria das seções estudadas.

Tabela 7.5 - Geometria dos pilares e característica dos materiais.

Pilar	Geometria		Materiais	
	seção b1xb2xt (mm)	L (m)	f_{yk} (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)
1	100x100x2.86	0,30	22,80	59,30
2	100x100x2.86	0,30	22,80	59,30
3	120x120x2.86	0,36	22,80	59,30
4	120x120x2.86	0,36	22,80	59,30
5	110x100x2.86	0,33	22,80	59,30
6	110x100x2.86	0,33	22,80	59,30
7	150x135x2.86	0,45	22,80	59,30
8	150x135x2.86	0,45	22,80	59,30
9	90x70x2,86	0,27	22,80	59,30
10	90x70x2,86	0,27	22,80	59,30
11	100x75x2,86	0,30	22,80	59,30
12	100x75x2,86	0,30	22,80	59,30
13	120x90x2,86	0,36	22,80	59,30
14	120x90x2,86	0,36	22,80	59,30
15	140x105x2,86	0,42	22,80	59,30
16	140x105x2,86	0,42	22,80	59,30
17	150x115x2,86	0,45	22,80	59,30
18	150x115x2,86	0,45	22,80	59,30
19	160x120x7,6	0,48	22,80	59,30
20	160x120x7,6	0,48	22,80	59,30
21	130x85x2,86	0,39	22,80	59,30
22	130x85x2,86	0,39	22,80	59,30
23	140x80x2,86	0,42	22,80	59,30
24	140x80x2,86	0,42	22,80	59,30

Tabela 7.6 - Han (2002). Resultados dos ensaios e comparação.

Pilar	Ensaio (kN) (1)	CalcPM 1.0					Comparação				
		EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	760,00	797,39	702,66	702,66	703,43	703,43	1,05	0,92	0,92	0,93	0,93
2	800,00	797,39	702,66	702,66	703,43	703,43	1,00	0,88	0,88	0,88	0,88
3	992,00	1099,68	962,69	962,69	964,16	964,16	1,11	0,97	0,97	0,97	0,97
4	1050,00	1099,68	962,69	962,69	964,16	964,16	1,05	0,92	0,92	0,92	0,92
5	844,00	866,42	761,93	761,93	763,25	763,25	1,03	0,90	0,90	0,90	0,90
6	860,00	866,42	761,93	761,93	763,25	763,25	1,01	0,89	0,89	0,89	0,89
7	1420,00	1491,57	1298,21	1298,21	1301,59	1301,59	1,05	0,91	0,91	0,92	0,92
8	1340,00	1491,57	1298,21	1298,21	1301,59	1301,59	1,11	0,97	0,97	0,97	0,97
9	554,00	535,78	477,06	477,06	477,22	477,22	0,97	0,86	0,86	0,86	0,86
10	576,00	535,78	477,06	477,06	477,22	477,22	0,93	0,83	0,83	0,83	0,83
11	640,00	622,12	552,08	552,08	552,30	552,30	0,97	0,86	0,86	0,86	0,86
12	672,00	622,12	552,08	552,08	552,30	552,30	0,93	0,82	0,82	0,82	0,82
13	800,00	853,41	750,18	750,18	752,54	752,54	1,07	0,94	0,94	0,94	0,94
14	760,00	853,41	750,18	750,18	752,54	752,54	1,12	0,99	0,99	0,99	0,99
15	1044,00	1115,93	979,22	979,22	982,65	982,65	1,07	0,94	0,94	0,94	0,94
16	1086,00	1115,93	979,22	979,22	982,65	982,65	1,03	0,90	0,90	0,90	0,90
17	1251,00	1287,38	1126,32	1126,32	1130,29	1130,29	1,03	0,90	0,90	0,90	0,90
18	1218,00	1287,38	1126,32	1126,32	1130,29	1130,29	1,06	0,92	0,92	0,93	0,93
19	1820,00	1417,09	1237,85	1237,85	1242,62	1242,62	0,78	0,68	0,68	0,68	0,68
20	1770,00	1417,09	1237,85	1237,85	1242,62	1242,62	0,80	0,70	0,70	0,70	0,70
21	760,00	867,30	766,11	766,11	769,58	769,58	1,14	1,01	1,01	1,01	1,01
22	820,00	867,30	766,11	766,11	769,58	769,58	1,06	0,93	0,93	0,94	0,94
23	880,00	878,45	776,86	776,86	781,65	781,65	1,00	0,88	0,88	0,89	0,89
24	740,00	878,45	776,86	776,86	781,65	781,65	1,19	1,05	1,05	1,06	1,06
Média							102,21%	89,91%	89,91%	90,16%	90,16%

b) Bridge (1976)

Bridge (1976) ensaiou quatro tipos de pilares submetidos à flexocompressão oblíqua, os quais se apresentaram a favor da segurança quando comparados às normatizações abordadas por esta Dissertação.

Tabela 7.7 - Bridge (1976). Geometria dos pilares e característica dos materiais.

Bridge 1976	Geometria						Materiais	
Pilar	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	t (cm)	L (cm)	e _x (cm)	e _y (cm)	f _{yk} (kN/cm ²)	f' _c (kN/cm ²)
1	20,00	20,00	1,001	213,19	3,30	1,91	31,30	3,45
2	20,00	20,00	1,001	213,19	2,69	2,69	31,72	3,31
3	20,00	20,00	1,001	305,17	3,30	1,91	31,92	3,78
4	20,00	20,00	1,001	305,17	4,52	4,52	31,72	3,21

Tabela 7.8 - Bridge 1976. Resultados dos ensaios e comparação dos resultados.

Bridge, 1976		CalcPM 1.0					Comparação				
Pilar	Ensaio (kN) (1)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	2180,07	1899,93	1727,77	1727,77	1731,75	1862,46	0,87	0,79	0,79	0,79	0,85
2	2161,84	1866,67	1709,57	1709,57	1713,48	1831,07	0,86	0,79	0,79	0,79	0,85
3	2036,84	1893,09	1658,40	1658,40	1666,60	1862,22	0,93	0,81	0,81	0,82	0,91
4	1623,16	1358,13	1228,94	1228,94	1233,68	1343,10	0,84	0,76	0,76	0,76	0,83
Média							87,53%	78,87%	78,87%	79,13%	86,08%

Os resultados obtidos para os pilares mistos com seção transversal retangular preenchida por concreto mostram que o cálculo pelas disposições normativas do Eurocode 4 (2004) apresentam os resultados, em média, mais próximos aos ensaios, entretanto, para carregamentos centrados, tabela 7.6, os valores estão ligeiramente do lado inseguro da curva de dimensionamento.

7.1.3 Pilares mistos com seção transversal retangular de concreto revestindo totalmente um perfil I de aço.

Os pilares mistos com seção transversal de concreto revestindo um perfil I de aço são os que apresentam os resultados mais distantes dos ensaios. Os principais motivos, observados pelo autor desta Dissertação, estão na desconsideração do confinamento do concreto pela armadura transversal e na desconsideração do alto confinamento do concreto entre as mesas do perfil. A consideração do confinamento do concreto entre as mesas do perfil é complexa, pois depende da espessura das mesas do perfil e da distância entre elas, do cobrimento do perfil, etc., sendo estudada por Tawil et al. (1995). Portanto, para considerar tal confinamento é necessário mais pesquisa sobre o tema. Isso é fundamental para encontrar-se uma modelagem mais realística e econômica em relação à atual formulação normatizada. Segue-se, nos itens *a* até *d*, as tabelas 7.9 a 7.16 com a geometria dos pilares e os resultados dos ensaios de Han e Kim (1995), Han et al.(1992), Viridi e Dowling (1973) e May e Johnson (1978).

a) Han and Kim (1995)

Tabela 7.9 - Han e Kim (1995). Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

Han and Kim, 1995		Geometria									Materiais	
Pilar	Perfil	h_w (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	L (cm)	e_x (cm)	e_y (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)
1	H-100x100x6x8	8,40	0,60	10,00	0,80	16,00	16,00	70,00	0,00	2,01	31,58	2,14
2	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	70,00	0,00	3,99	31,58	2,14
3	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	70,00	0,00	8,00	31,58	2,14
4	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	119,99	0,00	2,01	31,58	2,14
5	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	119,99	0,00	3,99	31,58	2,14
6	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	119,99	0,00	8,00	31,58	2,14
7	H-100x75x3.2x4.5	9,10	0,320	7,50	0,45	16,00	16,00	170,00	0,00	2,01	31,58	2,14
8	H-100x75x3.2x4.5	9,10	0,320	7,50	0,45	16,00	16,00	170,00	0,00	3,99	31,58	2,14
9	H-100x75x3.2x4.5	9,10	0,320	7,50	0,45	16,00	16,00	170,00	0,00	8,00	31,58	2,14
10	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	170,00	0,00	2,01	31,58	2,14
11	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	170,00	0,00	3,99	31,58	2,14
12	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	170,00	0,00	8,00	31,58	2,14
13	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	219,99	0,00	2,01	31,58	2,14
14	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	219,99	0,00	3,99	31,58	2,14
15	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	219,99	0,00	8,00	31,58	2,14

Tabela 7.10 - Han e Kim (1995). Resultados dos ensaios e comparação.

Han and Kim, 1995		CalcPM 1,0					Comparação				
Pilar	Ensaio (k)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	1198,35	718,64	647,99	647,99	660,30	738,73	0,60	0,54	0,54	0,55	0,62
2	823,81	540,22	477,59	477,59	484,84	563,66	0,66	0,58	0,58	0,59	0,68
3	526,67	342,38	312,60	312,60	315,87	360,24	0,65	0,59	0,59	0,60	0,68
4	971,05	709,05	590,66	590,66	623,65	723,95	0,73	0,61	0,61	0,64	0,75
5	749,08	532,32	442,27	442,27	461,91	551,07	0,71	0,59	0,59	0,62	0,74
6	499,09	337,05	295,54	295,54	304,83	349,99	0,68	0,59	0,59	0,61	0,70
7	876,74	497,49	293,14	293,14	353,42	497,78	0,57	0,33	0,33	0,40	0,57
8	562,70	353,68	218,89	218,89	253,11	348,20	0,63	0,39	0,39	0,45	0,62
9	345,18	208,54	146,78	146,78	162,40	186,19	0,60	0,43	0,43	0,47	0,54
10	983,50	693,99	515,10	515,10	572,81	700,22	0,71	0,52	0,52	0,58	0,71
11	684,58	520,29	394,62	394,62	429,94	531,85	0,76	0,58	0,58	0,63	0,78
12	476,40	329,18	271,54	271,54	288,94	335,43	0,69	0,57	0,57	0,61	0,70
13	847,39	673,02	431,31	431,31	513,04	666,49	0,79	0,51	0,51	0,61	0,79
14	612,08	504,24	339,98	339,98	391,68	506,30	0,82	0,56	0,56	0,64	0,83
15	479,52	319,09	242,45	242,45	269,35	317,64	0,67	0,51	0,51	0,56	0,66
Média							68,41%	52,62%	52,62%	57,04%	69,08%

b) Han et al.(1992)

Tabela 7.11 - Han et al.(1992). Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

Han and Kim,1995		Geometria									Materiais	
Pilar	Perfil	h_w (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	L (cm)	e_x (cm)	e_y (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)
1	H-100x75x3.2x4.5	9,10	0,320	7,50	0,45	16,00	16,00	50,01	0,00	2,01	23,17	2,07
2	H-100x75x3.2x4.5	9,10	0,320	7,50	0,45	16,00	16,00	50,01	0,00	2,01	23,17	2,07
3	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	50,01	0,00	2,01	30,89	2,14
4	H-100x100x6x8	8,40	0,600	10,00	0,80	16,00	16,00	50,01	0,00	2,01	30,89	2,14

Tabela 7.12 - Han et al.(1992). Resultados dos ensaios e comparação.

Han and Kim,1995		CalcPM 1,0					Comparação				
Pilar	Ensaio (kN)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	815,80	453,53	330,74	330,74	335,46	465,51	0,56	0,41	0,41	0,41	0,57
2	906,10	453,53	330,74	330,74	335,46	465,51	0,50	0,37	0,37	0,37	0,51
3	712,07	712,07	653,53	653,53	659,75	733,12	1,00	0,92	0,92	0,93	1,03
4	1270,86	712,07	653,53	653,53	659,75	733,12	0,56	0,51	0,51	0,52	0,58
Média							65,42%	55,06%	55,06%	55,68%	67,27%

c) Virdi e Dowling (1973)

Tabela 7.13 - Virdi e Dowling (1973). Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

Virdi and Dowling	Geometria											Materiais	
Pilar	Perfil	h _w (cm)	t _w (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	Arm (cm ²)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	L (cm)	e _x (cm)	e _y (cm)	f _{yk} (kN/cm ²)	f' _c (kN/cm ²)
1	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	182,88	3,68	6,35	32,06	5,09
2	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	182,88	7,37	12,70	32,06	4,87
3	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	182,88	11,05	19,05	32,06	5,09
4	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	366,01	3,68	6,35	32,06	5,39
5	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	366,01	7,37	12,70	32,06	5,09
6	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	366,01	11,05	19,05	32,06	5,39
7	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	732,03	3,68	6,35	32,06	4,67
8	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	732,03	7,37	12,70	32,06	5,09
9	UC152x23	13,88	0,580	15,22	0,68	4,93	25,40	25,40	732,03	11,05	19,05	32,06	5,54

Tabela 7.14 - Viridi e Dowling (1973). Resultados dos ensaios e comparação.

Viridi and Dowling		CalcPM 1,0					Comparação				
Pilar	Ensaio (k)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	1254,84	1069,61	657,43	657,43	711,17	765,49	0,85	0,52	0,52	0,57	0,61
2	648,11	444,10	370,49	370,49	384,36	377,93	0,69	0,57	0,57	0,59	0,58
3	472,85	285,15	260,17	260,17	267,03	255,03	0,60	0,55	0,55	0,56	0,54
4	927,01	955,23	446,83	446,83	612,29	767,83	1,03	0,48	0,48	0,66	0,83
5	572,93	428,30	296,27	296,27	357,09	382,53	0,75	0,52	0,52	0,62	0,67
6	418,13	281,42	227,30	227,30	255,32	259,08	0,67	0,54	0,54	0,61	0,62
7	673,02	623,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,93	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL
8	354,08	358,32	0,00	0,00	0,00	0,00	1,01	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL
9	294,03	252,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,86	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL	INSTÁVEL
Média							82,10%	53,14%	53,14%	60,32%	64,13%

d) May e Johnson (1978)

Tabela 7.15 - May e Johnson (1978). Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

May e Johnson (1978)	Geometria											Materiais	
Pilar	Perfil	h_w (cm)	t_f (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	Arm (cm ²)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	L (cm)	e_x (cm)	e_y (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)
1	152x89 RSJ17.1	13,70	0,450	8,87	0,77	0,00	14,00	19,99	260,10	0,61	2,90	27,72	2,34
2	152x89 RSJ17.1	13,70	0,450	8,87	0,77	0,00	14,00	19,99	260,10	0,43	2,46	27,72	2,23
3	152x89 RSJ17.1	13,70	0,450	8,87	0,77	0,00	14,00	19,99	260,10	0,69	3,10	27,72	2,43

Tabela 7.16 - May e Johnson (1978). Resultados dos ensaios e comparação.

May e Johnson, 1978		CalcPM 1,0					Comparação				
Pilar	Ensaio (k)	EC4 (2)	AISC (2005) (3)	AISC (2010) (4)	NBR Modelo I (5)	NBR Modelo II (6)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)/(1)	(6)/(1)
1	741,96	628,63	202,94	202,94	332,39	478,71	0,85	0,27	0,27	0,45	0,65
2	834,04	668,62	211,99	211,99	351,64	507,26	0,80	0,25	0,25	0,42	0,61
3	729,95	619,10	199,88	199,88	326,68	468,18	0,85	0,27	0,27	0,45	0,64
Média							83,23%	26,72%	26,72%	43,90%	63,16%

Como já anunciado no início deste item, os valores obtidos a partir das disposições normativas para os pilares retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço estão muito a favor da segurança. No caso de pilares com excentricidade em apenas uma direção, o Modelo II da ABNT NBR 8800:2008 apresenta os melhores resultados, como pode ser visto na tabela 7.10 e 7.12 (ver explicação na seção 4.6), para todos os outros casos, na média, o Eurocode 4 (2004) apresenta os resultados mais próximos aos ensaios, embora ainda longe da carga de ruptura. O AISC (2005 ou 2010) chega a apresentar resultados quatro vezes menores que a carga de ruptura dos ensaios, tabela 7.16, e o dimensionamento pelas disposições das duas normas geram resultados idênticos.

Observa-se que, para os pilares mistos simétricos estudados até aqui, ao se tratar de carregamentos excêntricos em uma direção, o Modelo II apresenta valores um pouco maiores que a sua base, o Eurocode 4 (2004), este fato é justificado no final do capítulo 4 com a apresentação gráfica das curvas de dimensionamento, onde fica evidente que, para a maioria dos casos, o fator de redução χ do Eurocode 4 (2004) apresenta reduções maiores que ABNT NBR 8800:2008. Entretanto, as equações de verificação do Eurocode 4 (2004), apresentadas em 2.16 a 2.18, são levemente diferentes das equações de verificação do Modelo II apresentadas em 4.108 a 4.114, onde observa-se que o Modelo II inclui na formulação de verificação da flexocompressão oblíqua o coeficiente α_M do Eurocode, que o inclui, apenas, na flexocompressão reta, justificando o fato de que quando o pilar está solicitado à flexocompressão oblíqua o Eurocode 4 (2004) apresenta melhores resultados.

7.2 PILARES MISTOS NÃO SIMÉTRICOS

O estudo dos pilares mistos não simétricos é complexo e poucas normas abordam esse assunto e, quando abordam, o fazem de forma superficial. O Eurocode 4 (2004), por exemplo, cita que nesse caso deve-se utilizar o método de compatibilidade de deformações para obtenção da capacidade resistente da

seção transversal, e informa quais as relações “tensão x deformação” dos materiais devem ser utilizadas, o AISC (2010) apenas cita o método de compatibilidade de deformações e limita a deformação de encurtamento do concreto em 0.003 m/m, já a ABNT NBR 8800:2008 diz nada a respeito dos pilares mistos não simétricos.

Foi apresentado no capítulo 5 duas propostas para o cálculo de pilares mistos não simétricos: uma respeitando as recomendações gerais do Eurocode 4 (2004), método GER1, e outra adaptando o processo de cálculo às normas brasileiras, método GER2. Essas propostas foram inclusas no código CalcPM v1.0 para a resolução de qualquer tipo de seção transversal não simétrica, vazadas ou não, composta de concreto e perfil de aço, com ou sem armadura longitudinal. Dessa forma, busca-se neste capítulo averiguar a precisão de cálculo desses métodos, comparando os resultados calculados pelo código CalcPM v1.0 aos ensaios de Roik e Bergmann (1990), que realizaram doze ensaios em pilares mistos não simétricos, nos quais o modelo idealizado é o pilar misto biapoado, com o total de quatro tipos de seções transversais, que são apresentadas na figura 7.3, as características dos materiais são apresentadas na tabela 7.17 e os resultados dos ensaios comparados ao cálculo analítico são apresentados na tabela 7.18.

Os pesquisadores ensaiaram resistência ao escoamento do aço da mesa e da alma do perfil separadamente, obtendo valores diferentes em cada ensaio, entretanto, utiliza-se, nesta Dissertação, o valor médio dos ensaios como resistência de escoamento do aço do perfil. Os valores de ruptura do concreto que aparecem na tabela 7.17 já estão adaptados pelos próprios pesquisadores para o corpo de prova cilíndrico.

Figura 7.3 - Seções transversais de *a* a *d* adotadas no estudo de seções não simétricas.

Fonte: Roik e Bergmann (1990).

Tabela 7.17 - Geometria dos pilares, característica dos materiais e excentricidade de aplicação da força normal de compressão.

Roik 1990		Geometria				Materiais				
Pilar	Seção	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	L (cm)	excentricidade (cm)	f _{yk} alma (kN/cm ²)	f _{yk} mesa (kN/cm ²)	f _{yk} médio (kN/cm ²)	f _{sk} arm. (kN/cm ²)	f' _c (kN/cm ²)
1	Tipo a	28,00	28,00	346,00	0,00	22,00	20,60	21,30	42,00	3,74
2	Tipo a	28,00	28,00	346,00	4,00	22,00	20,60	21,30	42,00	3,74
3	Tipo a	28,00	28,00	346,00	-10,00	22,00	20,60	21,30	42,00	3,74
4	Tipo b	28,00	28,00	346,00	0,00	23,90	25,50	24,70	42,00	3,74
5	Tipo b	28,00	28,00	346,00	4,00	23,90	25,50	24,70	42,00	3,74
6	Tipo b	28,00	28,00	346,00	-10,00	23,90	25,50	24,70	42,00	3,74
7	Tipo c	30,00	30,00	546,00	-1,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16
8	Tipo c	30,00	30,00	546,00	3,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16
9	Tipo c	30,00	30,00	546,00	-11,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16
10	Tipo d	30,00	30,00	546,00	-1,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16
11	Tipo d	30,00	30,00	546,00	3,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16
12	Tipo d	30,00	30,00	546,00	-11,00	30,50	28,50	29,50	42,00	3,16

Tabela 7.18 - Ensaios de Roik e Bergmann (1990). Resultados dos ensaios e comparação.

Roik 1990		CalcPM 1,0		Comparação	
Pilar	Ensaio (1)	GER1 (2)	GER2 (3)	(2)/1	(3)/1
1	3617,00	3996,21	4258,99	1,10	1,18
2	2825,00	2684,96	2855,81	0,95	1,01
3	1800,00	1551,73	1622,53	0,86	0,90
4	2654,00	3292,10	3428,71	1,24	1,29
5	1998,00	2333,37	2509,51	1,17	1,26
6	1706,00	1382,98	1440,56	0,81	0,84
7	3938,00	2732,28	2864,61	0,69	0,73
8	2640,00	2007,39	2093,50	0,76	0,79
9	1608,00	1000,71	1023,24	0,62	0,64
10	2538,00	2002,97	2128,07	0,79	0,84
11	1664,00	1601,41	1694,29	0,96	1,02
12	1328,00	780,59	803,01	0,59	0,60
		Média		87,93%	92,50%

Os resultados dos ensaios comparados aos cálculos analíticos apresentados na tabela 7.18 mostram uma alta variabilidade, indicando serem necessários mais estudos a respeito da interação entre o perfil de aço e o concreto e do confinamento do concreto pelo perfil. Entretanto, na média, os valores apresentados estão a favor da segurança, sendo uma boa alternativa no caso de pilares mistos não simétricos. É apresentado no Anexo B um exemplo de aplicação do código CalcPM v1.0 na resolução pelo método geral GER2 para o primeiro ensaio de Roik e Bergmann (1990)

8 COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE RESISTENTE DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DE PILARES MISTOS DETERMINADA POR DIVERSOS MODELOS.

No capítulo 7 foram avaliadas as disposições de dimensionamento das normas abordadas nesta Dissertação, comparando-as aos ensaios de pesquisadores estrangeiros. Este capítulo está destinado à comparação dessas disposições normativas entre si.

Os parâmetros analisados no estudo da capacidade resistente das seções mistas, neste capítulo, são:

- nas seções circulares preenchidas por concreto: a espessura e o diâmetro do perfil, e a introdução ou não de armadura longitudinal;
- nas seções retangulares preenchidas por concreto: a largura e altura do perfil de aço, e a presença ou não de armadura;
- nas seções retangulares de concreto preenchendo, parcialmente ou totalmente, um perfil I: tipo de perfil, largura e altura da seção de concreto e a quantidade de armadura.

Neste capítulo, é analisada a capacidade resistente da seção do pilar misto sem preocupações com fenômenos de instabilidade global, ou seja, os perfis terão comprimento nulo, e sem a introdução da segurança, ou seja, os fatores, γ_f , γ_c , γ_s e γ_a das normas ABNT NBR 8800:2008 e do Eurocode 4 (2004), e ϕ_c e ϕ_b do AISC (2005 e 2010) são tomados iguais a um. No capítulo 7 foi analisada a influência das instabilidades. Adianta-se que a consideração de instabilidades afeta os resultados de cada modelo recomendado pela norma brasileira de forma diferente. Como exemplo, apresenta-se na figura 8.1 o diagrama de interação “força normal x momento fletor” de um perfil de seção circular ($D=14,30$ cm, $t=0,8$ cm, $f_{ck}=2,5$ kN/ cm², $f_{yk}=25$ kN/ cm², $E_a=20000$ kN/ cm²) com comprimento do pilar igual a zero, onde pode-se observar que a capacidade resistente máxima à força normal da seção é igual para os dois modelos de dimensionamento da norma brasileira. Já na figura 8.2, é apresentado o diagrama de interação da mesma seção, mas com o

comprimento do pilar igual a 300 cm, mostrando que o modelo de dimensionamento com base no AISC (2005), Modelo I, apresenta uma força normal resistente máxima reduzida para um determinado momento fletor, enquanto que o Modelo II teve sua parte superior limitada a N_{rd} . Explica-se esse corte na parte superior do gráfico a partir da equação 4.110 repetida abaixo, para N_{Sd} maior que N_c .

$$u_x = u_y = 1 - \frac{N_{Sd} - N_c}{N_{Rd,pl} - N_{Rd,pl,c}} \quad (4.110)$$

Como $N_{Rd,pl,c}$ é igual a N_c e N_{rd} é sempre menor que $N_{Rd,pl}$ (em pilares com comprimento maior que zero), u_x e u_y são, conseqüentemente, sempre menores que um. Dessa forma, não ocorre a situação de momento nulo no topo do gráfico.

Figura 8.1 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido ($D= 14,13$ cm, $t = 0,8$ cm) com comprimento do pilar igual a zero.

Figura 8.2 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido ($D= 14,13$ cm, $t = 0,8$ cm) com comprimento do pilar igual a 300 cm.

8.1 COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO I E O MODELO II DA ABNT NBR 8800:2008.

As hipóteses básicas e os limites de aplicabilidade do dimensionamento de pilares mistos apresentados pela ABNT NBR 8800:2008 são válidas tanto para o Modelo I como para o Modelo II. Além disso, a força normal resistente das seções submetidas à compressão centrada é determinada pela mesma formulação em ambos os modelos. O que difere entre os modelos são as formulações de verificação da seção submetida à flexocompressão, apresentadas no item 4.6, e as disposições para obtenção dos efeitos da não linearidade geométrica do pilar, nas quais a maior diferença se refere à adição de um momento fletor devido à imperfeição entre nós, quando o pilar é calculado pelo Modelo II.

8.1.1 Seções circulares preenchidas por concreto.

Nenhum dos modelos apresentados pela ABNT NBR 8800:2008, para o cálculo de pilares mistos circulares preenchidos, considera a contribuição do confinamento do concreto, como faz o Eurocode 4 (2004), sendo sua formulação semelhante aos pilares retangulares preenchidos. A ABNT NBR 8800:2008 inclui parcialmente a contribuição do confinamento do concreto quando considera o fator α igual a 0,95, nas seções circulares preenchidas, diferente das seções retangulares preenchidas as quais esse valor é igual a 0,85. As disposições de dimensionamento também não avaliam a esbeltez do perfil de aço (seções compactas, semicompactas e delgadas), como faz o AISC (2010), item 3.2.5. Dessa forma, como são poucos os parâmetros que intervêm na capacidade resistente das seções dos pilares mistos circulares preenchidos, as conclusões a respeito das diferenças entre resultados dos modelos apresentados pela norma brasileira podem ser obtidas por meio de diagramas de interação “força normal x momentos fletores”, como os apresentados nas figuras 8.3 a 8.16, construídas com auxílio do código CalcPM v1.0.

Para o estudo dos pilares mistos circulares preenchidos, utilizam-se tubos existentes no mercado, tabela 8.1, com variação da espessura e do diâmetro, mas sempre com f_{yk} igual a 25 kN/cm², f_{ck} igual a 2,5 kN/cm² e módulo de elasticidade do aço do perfil igual a 20000 kN/cm². Não são inclusas armaduras longitudinais.

Tabela 8.1 - Perfis de aço circulares tabelados analisados.

DIMENSÃO	ESPESSURA	CÁTALOGO
D (mm)	t (mm)	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
141,30	8,00	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
152,40	2,25	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
152,40	8,00	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
165,10	2,25	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
165,10	8,00	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
168,30	2,25	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
168,30	8,00	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
177,80	3,35	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
177,80	8,00	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO
219,10	15,90	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
323,80	8,40	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
323,80	28,60	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
355,60	9,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
355,60	25,40	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES

Figura 8.3 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 14,13 cm, t = 0,8 cm).

Figura 8.4 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,8 cm).

Figura 8.5 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,22 cm)

Figura 8.6 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,225 cm)

Figura 8.7 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,8 cm)

Figura 8.8 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,225 cm)

Figura 8.9 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,8 cm)

Figura 8.10 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,335 cm)

Figura 8.11 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,8 cm)

Figura 8.12 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 21,91 cm, t = 1,59 cm)

Figura 8.13 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 0,84 cm)

Figura 8.14 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 2,86 cm)

Figura 8.15 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 0,95 cm)

Figura 8.16 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 2,54 cm)

Nas figuras 8.3 a 8.16 foram apresentadas as curvas de interação “força normal x momento fletor” das seções transversais de um determinado pilar misto.

Em geral, o Modelo II conduz a resultados mais econômicos quando comparados ao Modelo I, exceto para forças normais pequenas, da ordem de 20% das máximas. Nota-se, também, que para pequenos valores da relação D/t , ou seja, maior contribuição do perfil na capacidade resistente do pilar misto, a vantagem econômica do Modelo II decresce, podendo até ser ligeiramente superada pelo Modelo I, como se vê na figura 8.14. Para explicar esse fato, utiliza-se a equação 4.110, onde se percebe diretamente que para o Modelo II quanto maior a participação do concreto menor são os coeficientes u_x e u_y e, conseqüentemente, maior é a capacidade resistente do pilar, por outro lado, a influência da participação do concreto não é preponderante no Modelo I, e, sim, a participação do perfil de aço.

8.1.2 Seções retangulares preenchidas por concreto.

As seções mistas retangulares preenchidas por concreto são tratadas pela ABNT NBR 8800:2008 de forma semelhante às seções circulares, sendo que as principais diferenças estão na relação-limite b/t (para que não ocorra instabilidade local do perfil de aço) e no coeficiente α de minoração da resistência do concreto, de 0,95 na seção circular, para 0,85 na seção retangular.

Para fins de comparação, utilizam-se perfis retangulares, conforme tabela 8.2, e as mesmas características de aço e concreto empregadas para o perfil circular. Com auxílio do código CalcPM v. 1.0, são construídos diagramas de interação “força normal x momento fletor”.

Tabela 8.2 - Perfis de aço retangulares tabelados analisados.

DIMENSÕES	ESPESSURA	CÁTALOGO
b1/ b2 (mm)	e (mm)	
190/ 190	6,40	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
240/ 240	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
240/ 240	8,20	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
260/ 260	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES
350/ 220	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES

Figura 8.17 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido (b= 19 cm, t = 0,64 cm)

Figura 8.18 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,71 \text{ cm}$)

Figura 8.19 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,82 \text{ cm}$)

Figura 8.20 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 26$ cm, $t = 0,71$ cm)

Figura 8.21 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para pilar misto retangular preenchido ($b_1 = 35$ cm, $b_2 = 22$ cm, $t = 0,71$ cm)

Observando-se as figuras 8.17 a 8.21, nota-se que, da mesma forma que nas seções circulares, o Modelo II conduz a resultados mais econômicos, exceto quando a força normal for pequena, da ordem de 20% da máxima. Aqui também vale a observação feita para os pilares mistos circulares preenchidos por concreto: e para relações entre a largura e a espessura do perfil (b_1 e b_2)/ t menores os resultados do Modelo I ficam mais próximos aos do Modelo II, mas em menor escala.

8.1.3 Seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço.

Para o estudo das seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço foram adotadas armaduras longitudinais de aço CA 50 nos quatros cantos da seção, com diâmetro de 12,5 mm, para as seções W150x13,0 até W460x89,0 e diâmetro de 20,0 mm para as seções W610x101,0 até HP310x125,0, atendendo a quantidade mínima de armadura longitudinal estabelecida pela ABNT NBR 8800:2008 e o diâmetro mínimo em incêndio estabelecido pela ABNT NBR 14323:2012, quando o pilar é dimensionado pelo método tabular. O concreto adotado foi de f_{ck} igual a 3,0 kN/cm², o f_{yk} do aço do perfil igual a 25 kN/cm², o módulo de elasticidade do aço do perfil igual a 20000 kN/cm², o módulo de elasticidade do aço da armadura igual a 21000 kN/cm² e o cobrimento da armadura de 3,0 cm.

Seguem, na tabela 8.3, os perfis adotados no estudo comparativo entre o Modelo I e o Modelo II, com as respectivas seções de concreto revestindo o perfil I. Todos os perfis adotados são laminados e retirados de catálogos de fabricantes nacionais. Novamente empregando o programa CalcPM v. 1.0, construíram-se os gráficos apresentados nas figuras 8.22 a 8.35.

Tabela 8.3 - Perfis I de aço e geometria da seção de concreto analisados.

Designação do perfil	d	b_f	t_w	t_f	h	b_c	h_c
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
W150x13,0	148,00	100,00	4,30	4,90	138,20	200,00	250,00
W150x37,1	162,00	154,00	8,10	11,60	139,00	260,00	270,00
W250x17,9	251,00	101,00	4,80	5,30	240,40	210,00	360,00
W250x89,0	260,00	256,00	10,70	17,30	225,40	360,00	360,00
W360x32,9	349,00	127,00	5,80	8,50	332,00	230,00	450,00
W360x79,0	354,00	205,00	9,40	16,80	320,40	310,00	460,00
W460x52,0	455,00	152,00	7,60	10,80	428,40	260,00	560,00
W460x89,0	463,00	192,00	10,50	17,70	427,60	300,00	570,00
W610x101,0	603,00	228,00	10,50	14,90	573,20	330,00	710,00
W610x174,0	616,00	325,00	14,00	21,60	572,80	480,00	770,00
HP200x53,0	204,00	207,00	11,30	11,30	181,00	310,00	310,00
HP200x71,0	216,00	206,00	10,20	17,40	181,00	310,00	320,00
HP310x79,0	299,00	306,00	11,00	11,00	227,00	460,00	450,00
HP310x125,0	312,00	312,00	17,40	17,40	227,20	470,00	470,00

Figura 8.22 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x13,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.23 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x37,1 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.24 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x17,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.25 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.26 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360x32,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.27 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360 x 79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.28 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 52,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.29 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.30 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 101,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.31 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 174,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.32 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x53,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.33 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x71,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.34 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.35 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x125,0 totalmente revestido por concreto.

A partir das figuras 8.22 a 8.35, confirmam-se as conclusões já alcançadas para os perfis preenchidos, ou seja, o Modelo II é mais econômico exceto para forças normais atuantes pequenas, da ordem de 20% da máxima. Os valores máximos da força normal são os mesmos para ambos os modelos

8.1.4 Perfil I de aço parcialmente revestido por concreto.

No estudo das seções transversais formadas por perfil I de aço revestido parcialmente por concreto, utiliza-se a mesma tabela do item anterior de perfis I de aço totalmente revestido por concreto, entretanto, a largura da seção transversal é tomada igual à dimensão da mesa do perfil e a altura da seção transversal igual à altura do perfil, como apresentado pela tabela 8.4. As disposições de dimensionamento apresentados pela ABNT NBR 8800:2008 no cálculo da capacidade resistente desses dois tipos de seções são as mesmas, mas com adição de um limite de aplicabilidade em relação à instabilidade local dos elementos de aço, apresentado no item 4.4, para as seções parcialmente revestidas.

No estudo comparativo são adotadas quatro barras dispostas nos vértices internos do perfil com diâmetro de 12,5 mm, para as seções W150x13,0 até W460x89,0, e diâmetro de 20,0 mm para as seções W610x101,0 até HP310x125,0. Além disso, o concreto adotado é sempre f_{ck} igual a 3,0 kN/cm², o f_{yk} do perfil igual a 25 kN/cm², o f_{ys} da armadura igual a 50 kN/cm², o módulo de elasticidade do perfil de aço igual a 20000 kN/cm² e o módulo de elasticidade da armadura igual a 21000 kN/cm², e o cobrimento da armadura adotada é de 3,0 cm.

Seguem, na tabela 8.4, os perfis adotados no estudo comparativo entre o Modelo I e o Modelo II, com as respectivas seções de concreto revestindo o perfil I. Todos os perfis adotados são laminados e retirados de catálogos de fabricantes nacionais.

Tabela 8.4- Perfis I de aço tabelados, e geometria da seção de concreto analisados.

Designação do perfil	d	b_f	t_w	t_f	h	b_c = b_f	h_c=d
mmxkg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
W150x13,0	148,00	100,00	4,30	4,90	138,20	100,00	148,00
W150x37,1	162,00	154,00	8,10	11,60	139,00	154,00	162,00
W250x17,9	251,00	101,00	4,80	5,30	240,40	101,00	251,00
W250x89,0	260,00	256,00	10,70	17,30	225,40	256,00	260,00
W360x32,9	349,00	127,00	5,80	8,50	332,00	127,00	349,00
W360x79,0	354,00	205,00	9,40	16,80	320,40	205,00	354,00
W460x52,0	455,00	152,00	7,60	10,80	428,40	152,00	455,00
W460x89,0	463,00	192,00	10,50	17,70	427,60	192,00	463,00
W610x101,0	603,00	228,00	10,50	14,90	573,20	228,00	603,00
W610x174,0	616,00	325,00	14,00	21,60	572,80	325,00	616,00
HP200x53,0	204,00	207,00	11,30	11,30	181,00	207,00	204,00
HP200x71,0	216,00	206,00	10,20	17,40	181,00	206,00	216,00
HP310x79,0	299,00	306,00	11,00	11,00	227,00	306,00	299,00
HP310x125,0	312,00	312,00	17,40	17,40	227,20	312,00	312,00

Figura 8.36 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x13,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.37 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x37,1 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.38 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x17,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.39 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.40 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360 x 32,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.41 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360 x 79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.42 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 52,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.43 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.44 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 101,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.45 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 174,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.46 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x53,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.47 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x71,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.48 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.49 - Diagrama de interação "força normal x momento fletor" em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x125,0 totalmente revestido por concreto.

Pode-se notar por meio das figuras 8.36 a 8.49 que, em geral, as seções formadas por perfis I parcialmente revestidas por concreto, com forças normais solicitantes maiores que 20 % da capacidade resistente máxima à força normal, no Modelo II, apresenta uma capacidade resistente superior ao Modelo I. Observa-se que na seção apresentada pela figura 8.47 (perfil HP200x71,0), a capacidade resistente do Modelo I é próxima ao Modelo II, isso é facilmente comprovado por meio da expressão 4.110, onde se pode notar que, na formulação de u_x e u_y , para força normal acima de N_c , a capacidade resistente do concreto é um fator que minora os valores da verificação da seção, dessa forma, quanto menor a participação do concreto em relação à capacidade resistente total da seção pior é o desempenho do Modelo II.

8.2 COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCODE 4 (2004), O AISC (2005) E O AISC (2010)

Apesar do Modelo I da ABNT NBR 8800:2008 ter por base AISC (2005) e o Modelo II o Eurocode 4 (2004), o estudo realizado nesse item não é o mesmo do anterior, isso porque as disposições de dimensionamento adotadas pelos Modelo I e II da ABNT NBR 8800:2008 não são exatamente as mesmas das suas normas bases. A rigidez efetiva à flexão indicada na norma brasileira, por exemplo, é diferente da apresentada pela especificação americana, gerando diagramas diferentes para as duas normas. Outro exemplo, é que a norma europeia, diferentemente da norma brasileira, considera em seu dimensionamento de pilares circulares pelo método simplificado o efeito do confinamento do concreto e a redução da resistência do aço do perfil utilizado no confinamento, enquanto que o Modelo II da norma brasileira, que tem por base o Eurocode 4 (2004), considera parcialmente esse efeito, alterando apenas o módulo de elasticidade do concreto. Além desses motivos, as imperfeições das curvas de dimensionamento dos perfis são diferentes em cada normatização, culminando, inclusive, em valores de normais máximas não coincidentes, diferente do que ocorre nos dois modelos da norma brasileira, os quais utilizam as mesmas curvas do AISC (2005).

Tem-se na literatura consultada diversos estudos comparativos entre o AISC (2005) e o Eurocode 4 (2004), principalmente comparando-os a resultados de ensaios, como foi apresentado pelo capítulo 7. Entretanto, não foi encontrado pelo autor desta Dissertação nenhum estudo comparativo da capacidade resistente das seções transversais calculadas pelas disposições do AISC (2005), do AISC (2010) e do Eurocode 4 (2004), simultaneamente, uma vez que o AISC (2010) é bastante recente. É o que é feito a seguir, sempre com a ajuda do código CalcPM v1.0.

8.2.1 Seções circulares preenchidas por concreto sem armadura longitudinal.

No estudo dos pilares mistos circulares preenchidos é utilizada a mesma tabela de tubos do item 8.1.1, incluindo alguns tubos para considerar na análise os casos de seções semicompactas, de acordo com a classificação do AISC (2010), tabela 8.5. Inclui-se, também, o caso de seção com armadura longitudinal, tabela 8.6. Adota-se a resistência do aço do perfil, f_{yk} , igual a 25 kN/cm², a resistência do concreto, f_{ck} , igual a 2,5 kN/cm² e o módulo de elasticidade do aço perfil igual a 20000 kN/cm².

Tabela 8.5 - Perfis circulares de aço sem adição de armaduras longitudinais analisados.

DIMENSÃO	ESPESSURA	ÁREA DA ARMADURA	CÁLOGO	CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO. AISC (2010) COMPRESSÃO	CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO. AISC (2010) FLEXOCOMPRESSÃO
D (mm)	e (mm)	cm ²			
162	5,00	-	METALURGICA GOLIN	COMPACTA	COMPACTA
152,40	2,25	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
152,40	8,00	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
165,10	2,25	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	SEMI COMPACTA
165,10	8,00	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
168,30	2,25	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	SEMI COMPACTA
168,30	8,00	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
177,80	3,35	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
177,80	8,00	-	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
219,10	15,90	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
219,10	25,40	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
323,80	8,40	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
323,80	28,60	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
355,60	9,50	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
355,60	25,40	-	AÇO VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
400,00	4,00	-	-	SEMI COMPACTA	SEMI COMPACTA
500,00		-	-	SEMI COMPACTA	SEMI COMPACTA

Figura 8.50 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 14,13 cm, t = 0,3 cm).

Figura 8.51 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.52 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.53 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.54 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,8 cm).

Figura 8.55 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.56 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.57 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,335 cm).

Figura 8.58 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.59 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 21,91 cm, t = 1,59 cm).

Figura 8.60 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 21,91 cm, t = 2,54 cm).

Figura 8.61 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 0,84 cm).

Figura 8.62 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 2,86 cm).

Figura 8.63 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 0,95 cm).

Figura 8.64 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 2,54 cm).

Figura 8.65 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 40,00 cm, t = 0,40 cm).

Figura 8.66 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido ($D = 50,00$ cm, $t = 0,50$ cm).

Pode-se notar pelas figuras 8.50 a 8.66 que, para seções sem armadura longitudinal, a capacidade resistente da seção calculada pelas disposições do Eurocode 4 (2004) apresenta valores mais econômicos do que o AISC (2005 ou 2010), exceto para forças normais pequenas, da ordem de 20 % da máxima, entretanto, quanto menor a relação D/t melhor é o desempenho do AISC (2005 ou 2010), em relação ao Eurocode 4 (2004), podendo superá-lo ligeiramente, como apresentado nas figuras 60 e 62.

Pode-se notar também que a capacidade resistente das seções semicompactas quando calculadas pelas disposições do AISC (2010) são levemente menores do que as do AISC (2005), enquanto que, para seções compactas, os resultados são os mesmos. Essa diferença aumenta com a relação entre o diâmetro e a espessura (D/t) do perfil, como pode ser observado pelas figuras 8.65 e 8.66, pois, como apresentado no item 3.2.5 (b), o AISC (2010) considera a plastificação parcial do perfil quando a seção é semicompacta, enquanto que o AISC (2005) não faz essa distinção.

8.2.2 Seções circulares preenchidas por concreto com armadura longitudinal

No caso de seções transversais com adição de armadura longitudinal, adotam-se os perfis de aço e a área de aço da tabela 8.6 na construção dos diagramas de interação apresentados nas figuras 8.67 a 8.82.

Tabela 8.6 - Perfis circulares de aço com adição de armadura longitudinal analisados.

DIMENSÃO	ESPESSURA	ÁREA DA ARMADURA	CÁTALOGO	CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO AISC (2010) COMPRESSÃO	CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO AISC (2010) FLEXOCOMPRESSÃO
D (mm)	e (mm)	cm ²			
142,00	3,00	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
152,40	2,25	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
152,40	8,00	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
165,10	2,25	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	SEMI COMPACTA
165,10	8,00	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
168,30	2,25	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	SEMI COMPACTA
168,30	8,00	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
177,80	3,35	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
177,80	8,00	7,50	TUBOS BRASTUBO BY PERSICO PIZZAMOIGLIO	COMPACTA	COMPACTA
219,10	15,90	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
219,10	25,40	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
323,80	8,40	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
323,80	28,60	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
355,60	9,50	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
355,60	25,40	7,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	COMPACTA
400,00	4,00	7,50	-	SEMI COMPACTA	SEMI COMPACTA

Figura 8.67 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 14,13 cm, t = 0,3 cm).

Figura 8.68 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.69 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 15,24 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.70 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.71 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,51 cm, t = 0,8 cm).

Figura 8.72 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,225 cm).

Figura 8.73 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 16,83 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.74 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,335 cm).

Figura 8.75 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 17,78 cm, t = 0,80 cm).

Figura 8.76 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 21,91 cm, t = 1,59 cm).

Figura 8.77 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 21,91 cm, t = 2,54 cm).

Figura 8.78 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 0,84 cm).

Figura 8.79 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 32,38 cm, t = 2,86 cm).

Figura 8.80 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 0,95 cm).

Figura 8.81 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 35,56 cm, t = 2,54 cm).

Figura 8.82 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto circular preenchido (D= 40,00 cm, t = 0,40 cm).

Ao incluir-se uma nova variável, a armadura longitudinal, o estudo torna-se mais complexo. Analisando os gráficos de interação apresentados nas figuras 8.67 a 8.82, pode-se notar que o AISC (2010) eleva a capacidade resistente em relação ao seu antecessor de 2005 na maioria dos casos. Diferente das demais comparações feitas até aqui, o Eurocode 4 (2004), apesar de ainda ser mais econômico na maioria dos casos analisados, apresenta resultados próximos às demais normatizações, o AISC (2010) leva a maiores capacidades resistentes tanto para forças normais pequenas quanto para forças normais próximas da máxima em vários casos. De forma simplificada, pode-se explicar essa melhora no AISC (2010) observando-se a expressão 3.10, em que a capacidade resistente do concreto está diretamente ligada à participação da armadura, sendo considerada dessa forma a melhoria devido ao desempenho conjunto do aço e o concreto.

No AISC (2010) não há disposições a respeito de seções circulares preenchidas com concreto semicompactas ou delgadas com adição de armadura, sendo assim, as figuras 8.70, 8.72 e 8.82 são uma extrapolação dessa norma, onde a participação da armadura é tomada proporcional à parcela plástica do perfil, tornando-se igual a zero quando a seção é classificada como delgada.

8.2.3 Seções retangulares preenchidas por concreto sem armadura longitudinal.

No estudo comparativo entre o Eurocode 4 (2004), o AISC (2005) e o AISC (2010), utiliza-se a mesma tabela do item 8.1.2, para estudo da norma brasileira, com adição de dois perfis com seção semicompacta e delgada, de acordo com a classificação do AISC (2010). Analisam-se as disposições de dimensionamento para o cálculo da capacidade resistente das seções dessas três normas por meio de diagramas de interação “força normal x momento fletor”, apresentados nas figuras 8.83 a 8.90. A resistência ao escoamento do

aço do perfil é tomada igual a 25 kN/cm^2 e a resistência à compressão do concreto igual a $2,5 \text{ kN/cm}^2$.

Tabela 8.7 - Perfis de aço retangulares tabelados sem adição de armadura analisados.

DIMENSÕES	ESPESSURA	CÁTALOGO	CLASSIFICAÇÃO AISC (2010)	ARMADURA
b_1/ b_2 (mm)	e (mm)			cm^2
190/ 190	6,40	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
240/ 240	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
240/ 240	8,20	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
260/ 260	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
350/ 220	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
350/ 220	9,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	-
400/ 400	5,10	-	SEMICOMPACTA	-
600/ 600	4,40	-	DELGADA	-

Figura 8.83 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b= 19 \text{ cm}$, $t = 0,64 \text{ cm}$)

Figura 8.84 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,71 \text{ cm}$).

Figura 8.85 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,82 \text{ cm}$).

Figura 8.86 -Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b=26$, $t=0,71$ cm).

Figura 8.87 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para pilar misto retangular preenchido ($b_1 = 22$ cm, $b_2 = 35$, $t = 0,71$ cm)

Figura 8.88 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para pilar misto retangular preenchido ($b_1 = 22$ cm, $b_2 = 35$, $t = 0,95$ cm).

Figura 8.89 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 40$ cm, $t = 0,51$ cm).

Figura 8.90 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b= 60$ cm, $t= 0,44$ cm).

Pode-se notar nas figuras 83 a 90 que o procedimento do Eurocode 4 (2004) conduz a resultados mais econômicos, exceto para forças normais pequenas. Nas seções compactas não houve alteração de formulação do AISC (2005) para o AISC (2010), portanto, os resultados são os mesmos. O AISC (2005) não prevê dimensionamento de seções semicompactas ou delgadas por esse motivo nas figuras 8.89 e 8.90 a série do AISC (2005) é apenas de referência. Quando a seção é considerada semicompacta pela definição do AISC (2010), a capacidade resistente da seção diminui rapidamente e, mais rápido ainda, quando é delgada, como ilustrado pelas figuras 8.89 e 8.90, respectivamente. O dimensionamento pelo Eurocode 4 (2004), neste caso, leva a resultados bem mais econômicos. O Eurocode 4 (2004) não apresentou restrições quanto ao dimensionamento das seções compactas e delgadas analisadas.

8.2.4 Seções retangulares preenchidas por concreto com armadura longitudinal.

Seguem, nas figuras 8.91 a 8.95, os diagramas de interação “força normal x momento fletor”, com adição de armadura longitudinal nos cantos do perfil (4 Φ 20 mm).

Tabela 8.8 – Perfis de aço retangulares tabelados com adição de armadura analisados.

DIMENSÕES	ESPESSURA	CÁLOGO	CLASSIFICAÇÃO AISC (2010)	ARMADURA
b_1/ b_2 (mm)	e (mm)			cm^2
190/ 190	6,40	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56
240/ 240	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56
240/ 240	8,20	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56
260/ 260	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56
350/ 220	7,10	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56
350/ 220	9,50	AÇO TUBO-VALLOUREC & MANNESMANN TUBES	COMPACTA	12,56

Figura 8.91 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 19 \text{ cm}$, $t = 0,64 \text{ cm}$).

Figura 8.92 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 19 \text{ cm}$, $t = 1,11 \text{ cm}$).

Figura 8.93 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,71 \text{ cm}$).

Figura 8.94 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 24 \text{ cm}$, $t = 0,82 \text{ cm}$).

Figura 8.95 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno do eixo X-X para pilar misto quadrado preenchido ($b = 26$ cm, $t = 0,71$ cm)

Com base nos resultados apresentados nas figuras 8.91 a 8.95, o dimensionamento feito por meio da formulação do AISC (2010) conduz a resultados mais econômicos para a maioria dos casos, inclusive, mais econômicos do que seu antecessor de 2005. Quanto maior a proporção de armadura longitudinal em relação à área do perfil, mais eficiente é a capacidade resistente da seção transversal do AISC (2010) em relação ao AISC (2005) e menor é a diferença entre a curva de interação gerada pelo AISC (2010) e o Eurocode 4 (2004).

8.2.5 Seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço.

Para o estudo das seções retangulares de concreto revestindo um perfil I de aço, é adotado uma armadura adicional de aço CA 50 nos quatros cantos da seção com diâmetro de 12,5 mm, para as seções W150x13,0 até W360x32,0,

diâmetro de 20,0 mm para as seções W360x79,0 a W610x101,0, e diâmetro de 25,0 mm para as seções de W610x174,0 a HP310x125,0, o concreto adotado tem sempre f_{ck} 3,0 kN/cm², o f_{yk} do aço do perfil é igual a 25 kN/cm², o módulo de elasticidade aço do perfil é igual a 20000 kN/cm², o módulo de elasticidade do aço da armadura igual a 21000 kN/cm² e o cobrimento da armadura de 3,0 cm.

Segue-se, na tabela 8.9, os perfis adotados no estudo comparativo entre o Eurocode 4 (2004) e o AISC (2010). O AISC (2005) não é apresentado porque, para os pilares mistos de seções retangulares de concreto revestindo um perfil I, a formulação é idêntica ao AISC (2010).

Tabela 8.9 – Perfis I de aço tabelados, e geometria da seção de concreto analisados.

SEÇÃO	A_s	d	b_f	t_w	t_f	h	b_c	h_c
mmxkg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
W150x13,0	5,00	148	100	4,3	4,9	138,2	180	250
W150x37,1	5,00	162	154	8,1	11,6	139	260	270
W250x17,9	5,00	251	101	4,8	5,3	240,4	180	360
W250x89,0	5,00	260	256	10,7	17,3	225,4	360	360
W360x32,9	5,00	349	127	5,8	8,5	332	210	450
W360x79,0	5,00	354	205	9,4	16,8	320,4	310	460
W460x52,0	12,56	455	152	7,6	10,8	428,4	260	560
W460x89,0	12,56	463	192	10,5	17,7	427,6	300	570
W610x101,0	12,56	603	228	10,5	14,9	573,2	330	710
W610x174,0	19,60	616	325	14	21,6	572,8	480	770
HP200x53,0	19,60	204	207	11,3	11,3	181	350	350
HP200x71,0	19,60	216	206	10,2	17,4	181	350	350
HP310x79,0	19,60	299	306	11	11	227	460	450
HP310x125,0	19,60	312	312	17,4	17,4	227,2	470	470

Figura 8.96 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x13,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.97 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W150x37,1 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.98 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x17,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.99 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W250x89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.100 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360 x 32,9 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.101 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W360 x 79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.102 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 52,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.103 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W460 x 89,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.104 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 101,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.105 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil W610 x 174,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.106 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x53,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.107 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP200x71,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.108 – Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x79,0 totalmente revestido por concreto.

Figura 8.109 - Diagrama de interação “força normal x momento fletor” em torno dos eixos X-X e Y-Y para o perfil HP310x125,0 totalmente revestido por concreto.

Pode-se notar por meio dos diagramas de interação apresentados nas figuras 8.96 a 8.109 que a capacidade resistente das seções retangulares de concreto revestindo um perfil I, calculadas pelas disposições de dimensionamento do Eurocode 4 (2004), são mais econômicas do que as do AISC (2010), exceto para forças normais pequenas.

9 CONCLUSÕES

A ABNT NBR 8800:2008 trata do dimensionamento de pilares mistos com seções transversais retangulares de concreto revestindo parcialmente ou totalmente os perfis I de aço e tubos circulares ou retangulares de aço preenchidos por concreto. O dimensionamento é realizado por dois modelos simplificados aplicáveis somente a seções com dupla simetria. Esses modelos têm por base, com algumas diferenças, duas normas internacionais. O primeiro, o Modelo I, no AISC (2005) e o segundo, o Modelo II, no Eurocode 4 (2004).

Esta Dissertação destinou-se a analisar e comparar os métodos de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto recomendados pelas normas brasileira, norte-americana e europeia, dentro das limitações impostas pelos métodos, e de um método geral para dimensionamento não detalhado nessas normas. Neste trabalho analisou-se também o recém-publicado AISC (2010), cuja principal contribuição em relação ao seu antecessor de 2005 é permitir o dimensionamento de seções não compactas.

Resultados obtidos pelas normas citadas e por ensaios experimentais foram aqui comparados, sem introdução de segurança, concluindo-se que, para as seções tubulares preenchidas, a maioria dos resultados advindos de normas está a favor da segurança e, razoavelmente, próxima dos experimentais. No caso de pilares I totalmente revestidos, os resultados de normas também estão favoráveis à segurança, entretanto, mais distantes dos experimentais.

O maior desafio de se calcular pilares mistos está em considerar no dimensionamento todos os critérios e formulações apresentados por qualquer uma das normas citadas.

Nesta Dissertação foi desenvolvido o código CalcPM v1.0, em linguagem de programação C#, que se mostrou bastante eficiente no processamento dos dados, sendo criado no Visual Studio 2010, que além de ser uma poderosa ferramenta computacional facilitou a implementação da interface gráfica. Na bibliografia pesquisada não foi encontrado nenhum outro código para o cálculo de pilares mistos, com tantos recursos, atendendo às necessidades acadêmicas de estudo e com a funcionalidade necessária para utilização em projeto.

O código CalcPM v1.0 foi utilizado para correlacionar graficamente a capacidade resistente de diversas seções transversais, conforme a ABNT NBR 8800:2008, concluindo-se que o Modelo II (base europeia) conduz a resultados mais econômicos quando comparados ao Modelo I (base norte-americana), exceto para forças normais pequenas, da ordem de 20% das máximas.

Apesar de o Modelo I da ABNT NBR 8800:2008 ter por base o AISC (2005) e o Modelo II, o Eurocode 4 (2004), as disposições adotadas pela norma brasileira não são exatamente as mesmas das normas que lhe serviram de referência, por isso, compararam-se também as normas estrangeiras entre si, incluindo o AISC (2010).

O procedimento recomendado pelo Eurocode 4 (2004) conduz a valores mais econômicos do que o AISC (2005 ou 2010), exceto para forças normais pequenas, da ordem de 20 % da máxima.

O AISC (2005) não prevê dimensionamento de seções semicompactas ou delgadas. Quando a seção é considerada semicompacta, pela definição do AISC (2010), a capacidade resistente da seção diminui rapidamente e, mais rápido ainda, quando é delgada.

A formulação apresentada tanto pela norma brasileira quanto pelas estrangeiras limita-se a seções simétricas e uniformes ao longo do comprimento da barra. O método de compatibilidade de deformações ou método geral de cálculo pode ser empregado para os casos não normatizados. Orientações sobre o uso desse método são apresentadas de forma superficial no Eurocode 4 (2004) e no AISC (2010). A ABNT NBR 8800:2008 não menciona esse método. Além disso, pouco se encontrou na literatura consultada a respeito da aplicação do método de compatibilidade de deformações, ou método geral, em pilares mistos. Nesta Dissertação, apresentou-se uma proposta inovadora com base em métodos normalmente empregados na análise não linear de pilares de concreto, que já se mostraram eficientes na resolução dos problemas de equilíbrio da seção transversal e de sistemas matriciais não lineares. Tais propostas foram programadas em rotinas aqui denominadas por GER1 e GER2, cujas diferenças são as relações constitutivas empregadas, com base nos Eurocodes e nas normas brasileiras, respectivamente.

Empregando-se o método aqui proposto a pilares mistos não simétricos, e comparando-se resultados a ensaios experimentais, nota-se uma variabilidade alta, indicando serem necessários mais estudos a respeito da interação entre o perfil de

aço e o concreto e do confinamento do concreto pelo perfil. Entretanto, na média, os valores apresentados estão a favor da segurança, sendo uma boa alternativa no caso de pilares mistos não simétricos.

De acordo com os estudos apresentados nesta Dissertação, propõe-se para trabalhos futuros:

Estudo detalhado do efeito do confinamento do concreto em seções transversais retangulares de concreto revestindo um perfil I.

Inclusão na proposta para o método geral do confinamento do concreto e da minoração da resistência do aço do perfil utilizado no confinamento.

Implementação no código CalcPM do dimensionamento para a situação de incêndio.

Realização de ensaios sobre a capacidade de pilares mistos simétricos comparando à ABNT NBR 8800:2008.

Anexo A - Estudo de caso - Utilização de pilares mistos de aço e concreto em pontos localizados de um edifício de concreto armado

Este anexo tem por base o artigo:

LUBAS, Paulo Henrique ; SILVA, Valdir Pignatta . Estudo sobre a utilização de pilares mistos de aço e concreto em pontos localizados de um edifício de concreto armado. In: 53 Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis. Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon, 2011. p. 1-16.

A.1. GENERALIDADES

Este estudo de caso avalia o emprego dessa solução em pontos localizados de um edifício de concreto armado. Considerou-se um edifício fictício, no qual em dois pavimentos do subsolo, quatro de seus pilares não puderam ser dimensionados com a seção transversal máxima sugerida pela arquitetura, devido aos carregamentos serem muito elevados. O problema proposto é comum em escritórios de projetos, uma vez que existe uma tendência arquitetônica de otimização do espaço, exigindo do estruturista soluções cada vez mais diversificadas. Para tornar possível a utilização simultânea de concreto armado com pilares mistos, foi necessário compatibilizar o dimensionamento das duas soluções. Será, então, apresentado um roteiro de cálculo para essa compatibilização. A análise global do prédio é feita com auxílio dos códigos TQS e Eberick, empregando-se o processo P-Delta, e a análise local é feita por meio do código CalcPM v1.0. Por fim, serão apresentados diagramas comparativos da capacidade resistente das seções de pilar misto pelos dois modelos simplificados de cálculo recomendados pela ABNT NBR 8800:2008.

Atualmente, a solução mais adotada em casos de grandes carregamentos é o concreto de alta resistência, entretanto, esse estudo de caso não tem como objetivo analisar essa solução, pois entende-se que a solução mista deve ser utilizada quando as necessidades do projeto propiciam sua utilização, por exemplo, quando existe dificuldade em se obter concreto de alta resistência, ou se deseja aproveitar a capacidade resistente do perfil de aço para o suporte imediato de carga. Nesse último caso, há necessidade de se dimensionar a estrutura para duas situações, a

primeira, com carregamento parcial e provisório de construção, em que se considera apenas a capacidade resistente do perfil, e, a segunda, para todo o carregamento de projeto, considerando-se a contribuição da armadura longitudinal e o concreto.

O pilar a ser estudado nasce no subsolo, segue até o térreo e está situado entre as vagas de automóveis.

Para melhor entender os dois modelos de cálculo apresentados pela ABNT NBR 8800:2008, o projeto é calculado por ambos. Uma comparação gráfica da capacidade resistente da seção é apresentada.

O problema pode ser dividido em: análise global do pórtico tridimensional, análise local (entre nós) do pilar e dimensionamento da seção para os esforços obtidos nas duas análises. Na análise global podem ser utilizados códigos já consagrados no mercado, tais como: Eberick v.7 e TQS v.15. Para este estudo, ambos são empregados para fins de comparação, conduzindo a resultados muito próximos.

O processo $P-\Delta$ é utilizado na obtenção dos carregamentos com consideração da não linearidade geométrica.

Para a análise local, são seguidas as recomendações da ABNT NBR 8800:2008. O dimensionamento da seção é feito utilizando o código CalcPM v1.0.

A.2. CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

O edifício estudado é de utilização comercial com bissimetria, composto por 10 pavimentos, como mostrado na figura A.1.

Figura A.1 - Pórtico tridimensional

Os 10 pavimentos dividem-se em: 2 subsolos, 1 térreo, 6 andares-tipo e 1 cobertura.

As plantas dos pavimentos tipo, térreo e subsolo são apresentadas nas figuras A.2 e A.3.

Figura A.2 - Subsolo e térreo

Figura A.3 - Pavimento tipo

São empregados concreto com $f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$, e aço da armadura com $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Para definição dos cobrimentos, adota-se classe de agressividade ambiental: II – Moderada urbana.

Para efeito da determinação da força decorrente do vento, são feitas as seguintes considerações:

- Velocidade básica do vento: 40 m/s;
- Fator topográfico, que leva em consideração as alterações do relevo do terreno: 1,00;
- Categoria de rugosidade: IV;
- Classe da edificação: B – Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 metros;
- Fator estatístico: 1,00 – Edificações em geral;
- Coeficiente de arrasto CA: 1,00 para 0°, 90°, 180°, 270°.

A.3. PREMISSAS E CARREGAMENTOS

A análise global do edifício é realizada por um método aceito pelas normas de dimensionamento de todos os elementos mistos ou de concreto armado. Para a consideração da não linearidade geométrica é empregado o processo P- Δ , em vista de sua aceitação tanto pela ABNT NBR 8800:2008 para pilares mistos quanto pela a ABNT NBR 6118:2007.

O comportamento não linear do concreto é simulado por meio das equações A.1 e A.2, sendo $(E I)_e$ a rigidez efetiva à flexão e $(E A)_e$ a rigidez efetiva axial à compressão, conforme indicado pela ABNT NBR 8800:2008.

$$(E I)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (A.1)$$

$$(E A)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (A.2)$$

A análise local (entre nós) dos pilares mistos é feita com base na ABNT NBR 8800:2008, conforme explicitado a seguir.

Para os pilares de concreto, é utilizada a ABNT NBR 6118:2007. As ações na estrutura seguem a ABNT NBR 6120:1980 e a ABNT NBR 6123:1988. As combinações de ações e fatores de ponderação têm por base a ABNT NBR 8681:2003.

A.4. ANÁLISE GLOBAL

O cálculo do pórtico tridimensional, considerando o processo P-Δ, é realizado com auxílio dos códigos brasileiros TQS v.15 e EBERICK v.7. Esses códigos são aplicáveis a cálculo de estruturas de concreto armado, não permitindo, explicitamente, seções mistas.

A estratégia para adaptá-los a seções mistas é a criação de um pilar fictício de concreto armado, que tenha as mesmas rigidezes efetivas à flexão e à compressão axial do pilar misto adotado.

Para que o pilar fictício tenha a mesma rigidez do pilar misto é necessário que ele atenda aos requisitos das equações (A.3) a (A.5), nas quais foi introduzido o valor “0,8” para compensar a redução da inércia dos pilares de concreto a 80% no cálculo do pórtico tridimensional. Essa redução é padrão nos códigos utilizados e está de acordo com ABNT NBR 6118:2007.

$$b_{fic} = \frac{(E I)_{e,y}}{0,8} \frac{12}{(E A)_e} \quad (A.3)$$

$$h_{fic} = \frac{(E I)_{e,y}}{0,8} \frac{12}{E_{c, fic} b_{fic}^3} \quad (A.4)$$

$$E_{c, fic} = \frac{\frac{(E I)_{e,y}}{0,8} 6}{b_{fic}^3 \sqrt{\frac{(E A)_e}{3 (E I)_{e,x}}}} \quad (A.5)$$

em que:

$(E I)_{e,x}$ é a rigidez efetiva à flexão no eixo X-X;

$(E I)_{e,y}$ é a rigidez efetiva à flexão no eixo Y-Y;

b_{fic} é a dimensão da base do pilar fictício;

h_{fic} é a altura do pilar fictício;

$E_{c, fic}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto, para o pilar fictício.

A.5. ROTEIRO DE CÁLCULO ADOTADO PARA O ESTUDO DE CASO:

1º passo: Cálculo do pórtico tridimensional inteiramente de concreto armado.

2º passo: Dimensionamento de todos os pilares.

3º passo: Verificar quais pilares têm dimensões incompatíveis com as exigências arquitetônicas.

4º passo: Introduzir os esforços dos pilares identificados no 3º passo no código CalcPM 1.0 e procurar a seção que resiste aos esforços.

5º passo: Cálculo do $(E I)_e$ e $(E A)_e$ do pilar misto e encontrar o pilar de concreto fictício equivalente.

6º passo: Introduzir o pilar equivalente e reprocessar a estrutura tridimensional.

7º passo: Recalcular todos os pilares mistos e de concreto armado.

8º passo: Analisar os resultados, alterar as características do pilar misto, se necessário, e voltar para o passo 5.

9º passo: Finalizar o processo.

A.6. DIMENSIONAMENTO

Os esforços resultantes do processamento obtidos nos códigos TQS e EBERICK são similares, mas não idênticos. Isso era esperado, uma vez que as entradas de dados, a discretização da grelha e, conseqüentemente, a transferência de carregamentos, a matriz de rigidez, etc., são diferentes. Como o objetivo do estudo não é comparar os dois códigos, mas introduzir o estudo de pilares mistos, os carregamentos adotados são os médios e as seções adotadas como solução são as mesmas tanto para pilares de concreto como para misto.

Após o cálculo do pórtico tridimensional inteiramente de concreto armado e o dimensionamento de todos os pilares, concluiu-se que as dimensões dos pilares P16, P21, P24 e, P28 (2SS ao Térreo) não atendiam às exigências arquitetônicas.

Os carregamentos nesses pilares (Tabela A.1) foram introduzidos no código CalcPM 1.0 e adotaram-se seções adequadas ao suporte das solicitações.

Tabela A.1- Carregamentos obtidos nos códigos TQS e EBERICK

Pilar 16	FZ (kN)	MX (kN*cm)	MY (kN*cm)
Pilar 21	4632,60	-1540,00	700,00
Pilar 24	4257,40	1260,00	840,00
Pilar 28	4194,40	-1540,00	1680,00
	4194,40	-1540,00	1680,00
	4242,00	-4340,00	840,00
	4306,40	-1540,00	0,00

Para efeito de análise, adota-se 3 tipos de seção: tubular retangular preenchida, seção I parcialmente revestida e tubular circular preenchida, a seção I totalmente revestida não foi utilizada porque apresenta um potencial menor que a seção I parcialmente revestida. Os detalhes das seções adotadas estão indicados nas tabelas A.2 a A.4.

Tabela A.2 - Perfil retangular preenchido

	Perfil retangular preenchido						Armadura	
	Base (cm)	Altura (cm)	Espessura perfil	Raio interno (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	E_a (kN/cm ²)	Quant.	Bitola (mm)
	35	35	0,95	5	25	20000	16	16

Tabela A.3 - Seção I parcialmente revestida

	Perfil I parcialmente revestido					Armadura	
	Tipo	Base (cm)	Altura (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	E_a (kN/cm ²)	Quant.	Bitola (mm)
	CS 350 X 119	35	35	25	20000	24	16

Tabela A.4 - Perfil circular preenchido

	Perfil circular preenchido				Armadura	
	Diâmetro (cm)	Espessura do perfil (cm)	f_{yk} (kN/cm ²)	E_a (kN/cm ²)	Quant.	Bitola (mm)
	35	1,25	25	20000	16	20

Empregando-se o CalcPM 1.0, é possível analisar a capacidade resistente de cada tipo de seção. Nas figuras A.4 a A.6, veem-se diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.4 – Seção transversal retangular preenchida por concreto. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.5 - Seção transversal retangular de concreto revestindo um perfil I. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.6 - Seção transversal circular preenchida por concreto. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

A fim de encontrar o pilar de concreto fictício equivalente, calcula-se $(EI)_e$ e $(EA)_e$ do pilar misto. Os resultados podem ser vistos na tabela A.5.

Tabela A.5 - Pilar fictício equivalente

Seção	$(EI)_{e,x}$ (kN*cm)	$(EI)_{e,y}$ (kN*cm)	$(EA)_e$ (kN)	b fictício (cm)	h fictício (cm)	E_c Fictício (kN/cm ²)
Perfil retangular preenchido	727777323	727777323	4791051	43	43	2628,34
Perfil circular preenchido	547768839	547768839	4803249	37	37	3509,87
Perfil I parcialmente revestido	807317831	368278721	4307593	35	53	3509,87

Após o reprocessamento e novo dimensionamento, analisam-se os resultados. Os novos carregamentos obtidos no segundo processamento, com a inclusão dos pilares fictícios no modelo, são apresentados na tabela A.6.

Tabela A.6 - Carregamentos obtidos nos códigos TQS e EBERICK segunda iteração

Pilar	FZ (KN)	MX (kN*cm)	MY (kN*cm)
Pilar 16			
Pilar 21	4645,20	-1680,00	1540,00
Pilar 24	4424,00	1540,00	1540,00
Pilar 28	4352,60	-1540,00	4340,00
	4352,60	-1540,00	4340,00
	4407,20	-4480,00	1540,00
	4478,60	-1540,00	-1400,00

Analisando-se novamente os pilares mistos adotados pelo código CalcPM, pode-se construir diagramas de interação construídos para a maior força normal, figuras A.7 a A.9, e os diagramas de interação normal x momentos, figuras A.10 a A.12.

Figura A.7 – Seção transversal retangular preenchida por concreto. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.8 - Seção transversal retangular de concreto revestindo um perfil I. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.9 - Seção transversal circular preenchida por concreto. Diagramas de interação construídos para a maior força normal.

Figura A.10 – Seção transversal retangular preenchida por concreto. Diagramas de interação normal x Momentos X-X, iguais a Momentos Y-Y.

Figura A.11 - Seção transversal retangular de concreto revestindo um perfil I. Diagramas de interação normal x Momentos X-X e Momentos Y-Y.

Figura A.12 - Seção transversal circular preenchida por concreto. Diagramas de interação normal x Momentos X-X, iguais a Momentos Y-Y.

As conclusões do artigo foram as seguintes:

A utilização de pilares mistos tem um grande potencial no Brasil. Neste trabalho, destacou-se seu uso como alternativa a pilares de concreto convencional com grandes carregamentos, que levam a dimensões incompatíveis com as exigências arquitetônicas.

Apresentou-se uma estratégia de cálculo para se empregar pilares mistos e de concreto em um mesmo pórtico tridimensional.

Os pilares mistos foram dimensionados pelos dois métodos apresentados na ABNT NBR 8800:2008, com auxílio do programa de computador CalcPM v1.0, desenvolvido pelos autores especificamente para esse fim.

No estudo de caso, observou-se que o modelo II é mais econômico que o modelo I, o que era esperado, uma vez que o modelo II, com base no Eurocode 4 (2004), foi elaborado especialmente para pilares mistos, enquanto que o modelo I, com base no AISC (2005), é uma adaptação do cálculo de perfis de aço.

As seções mistas apresentam um potencial de capacidade resistente maior que a do concreto armado, justificando o seu uso. Para efeito de processamento, observou-se que os pilares mistos recebem mais cargas do que os equivalentes de concreto, por serem mais rígidos. Por outro lado, eles aliviam os pilares à sua volta e diminuem as deformações do pórtico tridimensional.

Por fim, a quantidade de cálculos e verificações necessárias no cálculo de estruturas mistas torna fundamental a automação dos procedimentos. Para isso o código CalcPM v1.0 associado tanto ao TQS v.15, quanto ao EBERICK v.7, mostraram-se muito úteis, agilizando o processo de cálculo e estudo de soluções, atendendo aos requisitos das normas brasileiras.

Anexo B - Exemplo de utilização do código CalcPM v1.0 para o dimensionamento pelo método geral.

O dimensionamento pelo método geral do código CalcPM v1.0 segue o que foi apresentado no capítulo 5. A seguir, exemplifica-se um roteiro de utilização do código CalcPM v1.0 aplicado ao primeiro ensaio de Roik e Bergmann (1990), apresentado no item 7.2, tabelas 7.17 e 7.18.

1º Passo - Geometria da seção transversal.

A introdução da geometria da seção transversal é feita por meio da malha tipo *Shell* e pontos do AutoCAD 10, discretizando-se o perfil e a seção de concreto e incluindo pontos para indicar a posição da armadura longitudinal. Posteriormente, importa-se o arquivo para o código CalcPM v1.0. Apresenta-se na figura B.1 a malha criada no AutoCAD v.10 para a resolução dos pilares ensaiados com seção transversal do tipo a. Salienta-se que o código CalcPM v1.0 apresenta outras formas de entradas de geometria, inclusive com a geração automática de malhas a partir da parametrização das seções simétricas.

Figura B.1 – Malha da seção transversal tipo a criada no AutoCAD 2010 para os estudo de pilares mistos não simétricos.

Em seguida, todos os dados referentes ao ensaio são inseridos, como apresentado na figura B.2.

Figura B.2 - Dados inseridos no código CalcPM v1.0 para o cálculo do pilar 1.

2º Passo – Introdução dos esforços e cálculo do pilar misto.

Inserida a geometria da seção transversal, o comprimento do pilar misto, o tipo de apoio nas extremidades (neste caso o pilar é biapoiado), a quantidade de nós de subdivisão do pilar (20 nós), as propriedades dos materiais e os fatores de ponderação dos materiais, o código CalcPM v1.0 permite que quatro tipos de cálculos sejam realizados, tanto pelo GER1, que emprega propriedades dos materiais conforme as normas europeias, quanto pelo GER2, que emprega as propriedades dos materiais conforme as normas brasileiras. O primeiro, de verificação da seção transversal, encontra a posição deformada da seção transversal e verifica se atende aos estados-limites últimos, o segundo calcula o diagrama “força normal x momentos fletores” em torno de X-X e Y-Y da seção transversal e apresenta o resultado graficamente, o terceiro calcula o diagrama de momentos máximos da seção transversal, para uma ou mais forças normais, também apresentando o resultado por meio gráfico, o quarto calcula o pilar misto, considerando as não linearidades dos materiais e geométricas para um determinado número de iterações, em que o código CalcPM v1.0 busca a posição deslocada do

pilar misto que equilibra os esforços externos aplicados e verifica se todas as seções transversais que subdividem o pilar respeitam os estados-limites últimos. A verificação do pilar misto pelo código CalcPM v1.0 comparado aos ensaios de Roik (1990) foi realizada pelo último comando citado.

3º Passo – Análise gráfica

As verificações do código CalcPM são analíticas, não sendo necessário uma análise gráfica para verificar o pilar misto, entretanto, visualizar graficamente os resultados é mais didático. Seguem nas figuras B.3 e B.4 os diagramas de interação “força normal x momento fletor” em torno de X-X e Y-Y da seção transversal tipo a, em que se pode notar a influência da excentricidade do perfil na capacidade resistente da seção transversal.

Figura B.3 - Gráfico de interação "força normal x momento fletor" resistente em X-X para a seção tipo a (sem fatores de ponderação).

Figura B.4 - Gráfico de interação "normal x momento" resistente em Y-Y para a seção tipo a (sem fatores de ponderação).

A figura B.3 mostra a influência da não simetria na capacidade resistente da seção transversal em torno de X-X, tornando o dimensionamento mais complexo e trabalhoso, mas, apesar do processamento do código CalcPM v1.0 demorar mais para convergir devido a não linearidade da matriz de convergência, ele consegue processar todos os casos, mostrando que o método de Newton-Raphson é uma poderosa ferramenta para resolução de sistemas não lineares.

Para exemplificar o dimensionamento do pilar misto, considerando os efeitos da não linearidade geométrica e dos materiais, apresentam-se nas figuras B.5 e B.6 os acréscimos de momentos e, nas figuras B.7 e B.48, os acréscimos de deslocamentos do cálculo realizado pelo código CalcPM v1.0 no dimensionamento do primeiro ensaio da tabela 7.18 para o caso de maior força normal no dimensionamento pela norma brasileira.

Figura B.5 - Acréscimos de momentos da iteração 0 a 20 devido às não linearidades geométricas e dos materiais na direção X-X. Fonte: CalcPM v1.0.

Figura B.6 - Acréscimos de momentos da iteração 0 a 20 devido as não linearidade geométrica e dos materiais na direção Y-Y. Fonte: CalcPM v1.0.

Figura B.7 - Acréscimos de deslocamentos da iteração 0 a 20 devido as não linearidade geométrica e dos materiais na direção X-X. Fonte: CalcPM v1.0.

Figura B.8 - Acréscimos de deslocamentos da iteração 0 a 20 devido as não linearidade geométrica e dos materiais na direção Y-Y. Fonte: CalcPM v1.0.

Explicam-se, resumidamente, os gráficos das figuras B.5 e B.6 da seguinte forma: Primeiramente, na iteração 0, aplicam-se os esforços no pilar misto no topo e na base do pilar considerando-o biapoiado e em cada nó (subdivisão do pilar) é encontrada a inclinação da seção transversal que equilibra os esforços. Como o pilar não é simétrico, a posição da seção que equilibra os esforços gera um deslocamento na primeira iteração no pilar pela dupla integração da curvatura. Esse deslocamento induz uma amplificação de momentos que, por sua vez, gera uma nova posição deslocada do pilar e assim, sucessivamente, até que o número de iterações imposto pelo usuário seja alcançado. Por fim, verifica-se graficamente se houve convergência dos deslocamentos.

É possível verificar graficamente que o pilar convergiu para uma posição de equilíbrio, pela sobreposição dos momentos fletores das últimas iterações nas figuras B.5 e B.6, ou pela sobreposição dos deslocamentos das últimas iterações nas figuras B.7 e B.8.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 14323: Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.* Rio de Janeiro, 1999.
- ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.* Rio de Janeiro, 2007.
- ABNT NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.* Rio de Janeiro, 1980.
- ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.* Rio de Janeiro, 1988.
- ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.* Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.* Rio de Janeiro, 2008.
- AISC-LRFD. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.* 1999.
- ANSI/AISC 360-05. Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, 2005.
- ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, 2010.
- Australia Standards AS3600 Reinforced concrete structures.* Sydney, 1994.
- Australia Standards AS4100 Steel structures.* Sydney, 1998.
- Azhari, Mojtaba, e Hossein Amoushahi. "Buckling of composite FRP structural plates using the complex finite strip method." *elsevier vol.90*, 2009: 92-99.
- Baran, Tarik, Kamil A. Tanrikulu, Serkan Tokgoz, e Cengiz Dundar. "Behaviour of reinforced and concrete-encased composite columns subjected to biaxial bending and axial load." *Building and Environment vol.43*, 2008: 1109-1120.
- Bridge, R. Q. *Concrete-filled steel tubular columns.* Sydney: School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, 1976.
- Caldas, Rodrigo Barreto, Ricardo Hallal Fakury, e João Marques Souza Jr. "Bases do dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto segundo o projeto de revisão da NBR 8800." *Revista Escola de Minas*, 2007: 271-276.
- Campos, Alessandro de Souza. *Estudo sobre os critérios de dimensionamento de.* Campinas, 2006.

- Ceccon, Jorge Luiz. *Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados à flexão composta oblíqua*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2008.
- Charalampakis, A. E., e V. K. Koumousis. "Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial bending and axial load." *Advances in Engineering Software* (Elsevier) 39 (2008): 923–936.
- Cherem, Marcelo. *Contribuição ao estudo dos pilares com seção transversal em formato geométrico de 'L' considerando a não-linearidade física e geométrica*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2010.
- Construction, American Institute of Steel. *AISC Design Examples*. Vol. 13.1. 2010.
- Debs, Ana Lúcia H. de C. El, e Novisch Marcela Kataoka. "Estudo numérico-experimental de ligações parafusadas com chapa de topo entre viga metálica de seção "i" e pilar misto preenchido com concreto de seção quadrada." *Construmetal 2010 – Congresso latino-americano da construção metálica*. São Paulo, 2010.
- Eggemann, H. "Development of Composite Columns – Emperger's Effort." *Proceedings of the First International Congress on Construction History*. Madrid: S. Huerta, 2003. 787-798.
- Emperger, F. ""Verbundsäulen". IABSE, First Congress Paris 1932, Preliminary Publication,." Paris, 1932. 595-616.
- ENR. "Cast-Iron Cores used in Columns of 16-Storey Concrete Building." *Engineering News-Record*, 1929: 129-131.
- Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, 2003.
- Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, 2005.
- Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5 : Plated structural elements*. Brussels, 2003.
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1 : General rules and rules for building*. Brussels, 2004.
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2 : General rules - Structural fire design*. 2004.
- Figueiredo, L. M.B. "Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto." 143p. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1998.

- França, Ricardo Leopoldo e Silva. “Relações momento-curvatura em peças de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta.” *Dissertação de mestrado*. Universidade de São Paulo, 1984.
- França, Ricardo Leopoldo e Silva. “Contribuição aos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado.” *Tese de Doutorado*. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1991.
- Giakoumelis, Georgios a, e Dennis Lam. “Axial capacity of circular concrete-filled tube columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, n. 60 (2004): 1049–1068.
- Griffis, Lawrence G. *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*. Houston: American Institute of Steel Construction, 2003.
- Han, D. J., e K. S. Kim. “A study on the Strength and Hysteretic Characteristics.” *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 1995: 183-190.
- Han, D. J., P. J. Kim, e K. Kim. “The Influence of Hoop Bar on the Compressive Strength of Short Steel Reinforced Concrete Columns.” *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 1992: 335-338.
- Han, L. -H, e Y. -F Yang. “Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained.” *Elsevier*, 2003: 849–870.
- Han, L.-H, Y.-F Yang, e Z. Tao. “Concrete-filled thin-walled steel SHS and RHS beam-columns subjected to cyclic loading.” *Elsevier*, 2002: 801–833.
- Han, Lin-Hai, e You-Fu Yang. “Behaviour of concrete filled steel tubular(CFST) stub columns under eccentric partial compression.” *Thin-Walled Structures vol.49*, 2011: 379-395.
- Han, Lin-Hai, e Zhong Taoa. “Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam–columns.” *Journal of Constructional Steel Research vol.62*, 2006: 631-646.
- Han, Lin-Hai, Zhong Taoa, e Brian Uya. “Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns.” *Journal of Constructional Steel Research vol.67*, 2011: 360-378.
- Hendy, C. R., e R P. Johnson. *DESIGNERS’ GUIDE TO EN 1994-2 EUROCODE 4: DESIGN OF STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES*. London: Thomas Telford Publishing, 2006.

- Huber, G. "Millennium Tower in Vienna: Semi-continuous connections between composite." In: *Tubular Structures IX*, por R. Puthli e S. Herion, 138-147. Germany: A.A.BALKEMA PUBLISHERS, 2001.
- Hunt, Giles W., e Mario M. Attard. "Column buckling with shear deformations—A hyperelastic formulation." *International Journal of Solids and Structures* vol. 45, 2008: 4322-4339.
- Johnson, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete. Third Edition*. Oxford: Blackwell Publishing Ltd, 2004.
- Kim, Seung Eock, e Huu Thanh Nguyen. "Buckling of composite columns of lipped-channel and hat sections with web stiffener." *elsevier* vol.47, 2009: 1149-1160.
- Kolakowski, Z., e A. Teter. "Buckling of thin-walled composite structures with intermediate stiffeners." *elsevier* vol.69, 2005: 421-428.
- Kulkarni, S.M., Mattur C. Narasimha, e Manojkumar V. Chitawadagi. "Axial strength of circular concrete-filled steel tube columns - DOE approach." *Journal of Constructional Steel Research* vol.66, 2010: 1248-1260.
- Lam, Dennis, Ben Young, e Ehab Ellobodya. "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns." *Journal of Constructional Steel Research* vol.62, 2006: 706-715.
- Leon, R. T., D. K. Kim, e J. F. Hajjar. "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification." *Engineering Journal, AISC*, 2007: 341–358.
- Leon, Roberto T., e Jerome F. Hajjar. "Limit state response of composite columns and beam-columns. Part II: Application of design provisions for the 2005 AISC especificaion." *Engineering journal*, 2010: 131-139.
- Liang, Qing Quan. "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam–columns, Part I: Theory and algorithms." *Journal of Constructional Steel Research*, 2009: 363–372.
- Lin, Nan-Jiao, e Cheng-Chih Chen. "Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns." *Journal of Constructional Steel Research* vol.62, 2005: 424–433.
- Man, Wong Wai. "International Finance Centre, Phase II." *Construction & Contract News* 01 (2003).
- May, I. M., e Johnson, R. P. "Inelastic analysis of biaxially restrained columns. Part 2." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1978: 323–337.

- Mirmiran, Amir. "A new concrete-filled hollow FRP composite column." *Elsevier Science*, 1996: 263-268.
- Mirza, S. A., V. Hyttinen, e E. Hyttinen. "Physical tests and analyses of composite steel-concrete beam-columns." *Journal of Structural (ASCE)* 26 (1996): 1317-1326.
- Muniz, Cereno F.D.G., e João Batista M. Sousa. "Analytical integration of cross section properties for numerical analysis of reinforced concrete, steel and composite frames." *Engineering Structures vol.29*, 2006: 618-625.
- Nardin, Silvana de. *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo compressão e de ligações viga-pilar*. São Carlos, 2008.
- Quimby, T. Bart . *An introduction to designing steel structures using the AISC Steel Construction Manual, 13th edition*. A Beginner's Guide to the Steel Construction Manual, 2010.
- Roik, K., e R. Bergmann. "Design methods for composite columns with unsymmetrical cross-sections." *Journal of Constructional Steelwork Research*, 1990: 153-168.
- Sfakianakis, M. G. "Biaxial bending with axial force of reinforced, composite end repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics." *ELSEVIER*, 2002: 227-242.
- Silva, V. P. "Consideração sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio." *Revista Incêndio*, 2007.
- Tawil, El- S., e G. G. Deierlein. *Fiber element analysis of composite beam-columns cross-sections*. Ithaca: School of Civil and Environmental Engineering Cornell University, 1996.
- Tawil, S. El, C. F. Sanz-Picón, e G. G. Deierlein. "Evaluation of ACI 318 and AISC (LRFD) Strength Provisions for Composite Beam-Columns." *J. Construct. Steel Research*, 1995: 103-123.
- Varma, A. H., e K. Zhang. "Slenderness Limits for Noncompact/Slender Filled Members." *Bowen Laboratory Report No. 2009-01*, 2009.
- Virdi, K.S., e P.J. Dowling. "The ultimate strength of composite columns in biaxial bending. Part 2." *Proceedings Institution of Civil Engineers*, 1973: 55-251.
- Wang, Zhi-Bin, Lin-Hai Han, Brian Uy, e Zhong Tao. "Analysis and design of concrete-filled stiffened thin-walled steel tubular columns under axial compression." *elsevier vol. 47*, 2009: 1544-1556.

Westerberg, Bo. *Second order effects - Background to chapters 5.8, 5.9 and Annex H in EN 1992-1-1*. Stockholm, 2002.

www.chicagoarchitecture.info.

s.d.

<http://www.chicagoarchitecture.info/Building/3492/The-McGraw-Hill-Building.php> (acesso em 15 de Agosto de 2011).

Xie, Mayue, Akhilesh Shukla, e Alan J. Levy. "Bending and buckling of a class of nonlinear fiber composite rods." *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2005 vol.54: 1064-1092.

Yang, You-Fu, Wei Liu, e Lin-Hai Han. "Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression." *Journal of Constructional Steel Research* vol.64, 2007: 377-387.

Yao, Guo-Huang, e Lin-Hai Han. "Behaviour of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with pre-load on the steel tubes." *Journal of Constructional Steel Research* vol.56, 2003: 1455-1475.

Yen, S. I., e C. C. Weng. "Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification." *Engineering Structures* vol.24, 2002: 59-72.

Zeghiche, J., e K. Chaoui. "An experimental behaviour of concrete-filled steel." *Journal of Constructional Steel Research* (ELSEVIER) 61 (2005): 53-66.

Zhao, Xiao-Ling, Lin-Hai Han, e Zhong Tao. "Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns." *Journal of Constructional Steel Research* vol.60, 2004: 1129-1158.

Zhao, Xiao-Ling, Wen-Da Wang, e Lin-Hai Han. "Behaviour of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite element model and verifications." *Engineering Structures* vol.30, 2008: 1647-1658.

Zhaoc, Xiao-Ling, Lin-Hai Hanb, e Wen-Da Wang. "Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column." *Journal of Constructional Steel Research* vol.65, 2009: 497-508.

Zupan, D., I. Planinc, M. Saje, e A. Kroflic. "Buckling of asymmetrically delaminated three-dimensional composite beam: Analytical solution." *elsevier* vol.42, 2011: 2047-2054.