

Construction of the interaction curve of concrete–encased composite columns based on the deformation domains of reinforced concrete sections

Construção da curva de interação para pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos com base nos domínios de deformação de seções de concreto armado

P. A. S. ROCHA^a
paulorocha@em.ufop.br

K. I. DA SILVA^a
katia@em.ufop.br

Abstract

This paper proposes a methodology for obtaining the interaction curve for composite steel–concrete sections subject to combined compression and bending based on the deformation domains of reinforced concrete structures defined by ABNT NBR 6118 [1]. For this, were developed expressions for the axial force, the moment and the strains of concrete, longitudinal reinforcement and the elements comprising the metal profile in each deformation domain. Based on these expressions a computer program called MDCOMP (2014) was created. In this study the same limit values of longitudinal reinforcement strain defined by ABNT NBR 6118 [1] were used for the steel profile strains. To verify the numerical implementations performed, the interaction curves and the plastic resistance of the section obtained by MDCOMP program were compared with those determined from the recommendations of Eurocode 4 [2], of ABNT NBR 8800 [3] or literature responses.

Keywords: composite steel–concrete columns, deformation domains, interaction curve, reinforced concrete.

Resumo

Neste trabalho se propõe uma metodologia para a obtenção da curva de interação para seções mistas de aço e concreto, sujeitas à flexão composta normal, com base nos domínios de deformação de estruturas de concreto armado definidos pela ABNT NBR 6118 [1]. Para isso, foram desenvolvidas expressões para o esforço normal, o momento fletor e para as deformações do concreto, das armaduras e dos elementos que compõem o perfil metálico em cada domínio de deformação. Com base nessas expressões criou-se um programa computacional denominado MDCOMP (2014). Neste trabalho utilizaram-se como valores limites das deformações do perfil metálico nos trechos comprimidos e tracionados, os mesmos estabelecidos pela ABNT NBR 6118 [1] para as deformações das armaduras de aço. Para verificar as implementações numéricas realizadas, as curvas de interação e os esforços máximos de plastificação da seção obtidos com o programa MDCOMP (2014) foram comparados com os determinados a partir das recomendações do EUROCODE 4 [2], da ABNT NBR 8800 [3] ou com respostas da literatura.

Palavras-chave: pilares mistos de aço e concreto, domínios de deformação, curva de interação, concreto armado.

^a Universidade Federal de Ouro Preto, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Campus Morro do Cruzeiro.

1 Introdução

Considera-se como sistema misto de aço e concreto todo aquele no qual um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado trabalha em conjunto com o concreto armado. Dentre os diversos sistemas existentes podem-se citar os pilares mistos, as vigas mistas, as lajes mistas e as ligações mistas.

As estruturas mistas surgiram nos Estados Unidos no final do século XIX, mais precisamente no ano de 1894, com o objetivo inicial de proteger os elementos metálicos contra a corrosão e o incêndio. Pesquisas realizadas por Faber [4] e Jones e Rizk [5] permitiram aferir a contribuição do concreto no desempenho estrutural de sistemas estruturais mistos sujeitos a cargas axiais (pilares mistos). Como vantagens dos sistemas mistos podem-se citar, por exemplo, a considerável redução do consumo de aço estrutural, a possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, a redução do peso próprio e do volume da estrutura e o aumento da precisão dimensional da construção. Além disso, comparando-se as estruturas mistas com as estruturas de concreto e de aço, observa-se o aumento da rigidez e resistência da seção, a eliminação ou redução da flambagem local nos perfis metálicos, a proteção do perfil contra a corrosão, e por fim, o aumento da resistência ao fogo principalmente nos pilares totalmente revestidos com concreto.

Na Figura 1 são apresentadas duas seções transversais usuais de pilares mistos, uma parcialmente revestida com concreto e outra totalmente revestida com concreto.

A união do concreto ao aço em pilares mistos sujeitos à compressão simples ou à ação simultânea de força axial de compressão e de momentos fletores também é uma forma de potencializar as vantagens dos dois materiais, de modo a se encontrar a melhor solução estrutural.

Os primeiros estudos relativos a pilares mistos de aço e concreto datam da década de 60. Jones e Rizk [5] estudaram o comportamento de pilares mistos totalmente revestidos com concreto levando-se em consideração algumas variáveis como o comprimento do pilar, as dimensões da seção transversal e a quantidade de armadura na peça e a partir deste estudo concluíram que o revestimento do

perfil de aço com concreto contribuiu muito para o aumento da sua capacidade de carga, se comparado com um pilar de aço.

Em [6] apresentam-se os resultados dos ensaios de 22 pilares mistos totalmente revestidos com concreto, submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia e com carregamento aplicado mediante a consideração de diferentes excentricidades. Os dois modos de falha observados, após certo nível de carga aplicada, foram o esmagamento do concreto em uma face próxima ao topo do perfil de aço e, o esmagamento do concreto em uma face e escoamento do aço em compressão, acompanhado por fissuras no concreto, na face oposta.

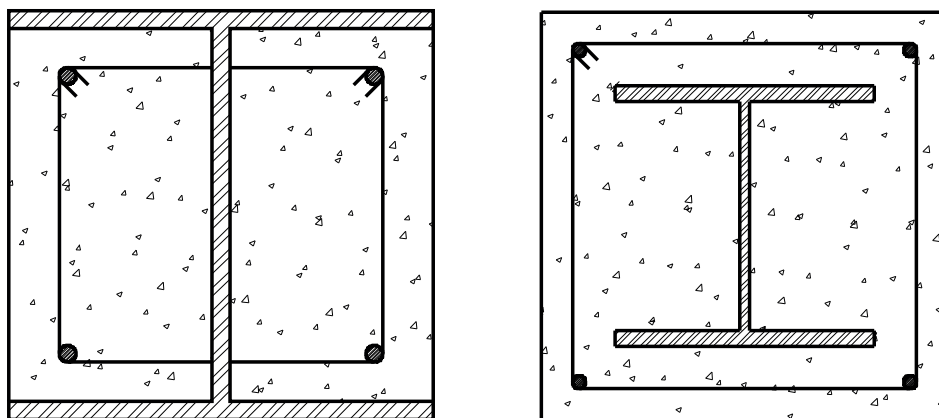
Naka *et al.* [7] apresentam os resultados da análise experimental de quatro pilares mistos com extremidades apoiadas e submetidos à flexão em relação ao eixo de maior inércia. Os resultados indicaram que o modo de falha dos pilares se dividiu em duas categorias: esmagamento do concreto e flambagem local da mesa do perfil metálico no lado comprimido; e esmagamento do concreto, flambagem das armaduras de aço em compressão e escoamento das armaduras no lado tracionado.

Yamada *et al.* [8] analisaram alguns pilares mistos submetidos à combinação de força axial com cargas transversais aplicadas nas extremidades da coluna considerando-se que o sistema estrutural apresentava flexão em relação ao eixo de maior inércia. Na maior parte dos modelos estudados houve uma redução na capacidade máxima de carga do pilar quando o concreto iniciou o processo de fissuração e as barras de reforço entraram em escoamento na região tracionada.

Ricles e Paboojian [9] mostram os resultados experimentais de oito pilares mistos totalmente revestidos com concreto, com dimensões da seção transversal iguais a 406mmx406mm e com conectores de cisalhamento. Os pilares foram submetidos à flexão em relação ao eixo de maior inércia e testados sob carga axial monotônica e carga lateral cíclica. Verificou-se que a carga máxima causou o escoamento da mesa do perfil metálico e das barras de reforço e que os conectores de cisalhamento não foram eficazes na melhoria da resistência à flexão.

Mirza *et al.* [10] estudaram o comportamento de dezesseis pilares com 4m de comprimento, totalmente revestidos com concreto,

Figura 1 - Seções mistas parcialmente e totalmente revestidas com concreto



sujeitos à flexão em relação ao eixo de maior inércia e levando-se em consideração os efeitos de 2ª ordem nas análises. A partir dos ensaios realizados verificou-se que a deformação do concreto na fibra mais comprimida variou entre 0,0025–0,004 antes do colapso dos modelos e a presença de conectores de cisalhamento teve pouca influência na capacidade última do pilar misto.

Yokoo *et al.* [11] realizaram análises experimentais de dezenove pilares mistos curtos totalmente revestidos com concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$. Neste programa experimental identificaram-se grandes fissuras na face inferior dos modelos e a falha ocorreu devido ao esmagamento do concreto. Concluiu-se, portanto que os pilares mistos curtos exibem um mecanismo de falha caracterizado por escoamento do aço e esmagamento do concreto e consequentemente não são influenciados pelos efeitos de segunda ordem.

Os pilares esbeltos, por sua vez, estão sujeitos a imperfeições geométricas capazes de amplificar os esforços atuantes, levando ao aparecimento de flambagem e caracterizando o chamado critério de estabilidade. Comportam-se inelasticamente e falham por inelasticidade parcial do aço, esmagamento do concreto na região comprimida e fissuração do concreto na região tracionada.

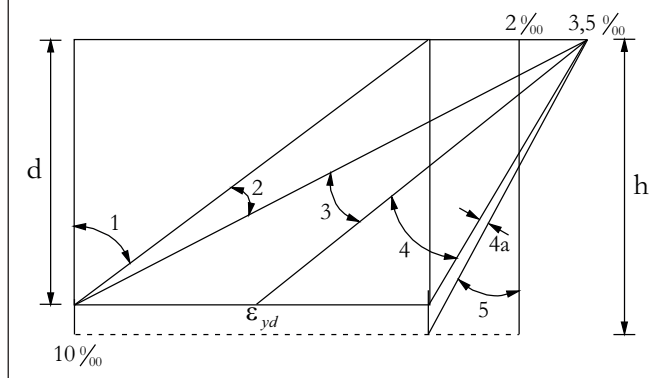
Outros efeitos importantes presentes nessas estruturas como a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia de pilares mistos totalmente revestidos com concreto têm sido investigados e vêm sendo explorados no Japão e na América do Norte. Dentre alguns trabalhos importantes, podem-se comentar as pesquisas desenvolvidas por Wakabayashi *et al.* [12, 13].

Liew *et al.* [14] demonstraram, a partir de estudos realizados em pilares mistos parcialmente e totalmente revestidos com concreto, que os resultados do dimensionamento de pilares mistos definidos pelo EUROCODE 4 [2], pela norma britânica BS 5400 [15] e pelo AISC/LRFD [16] não convergiam necessariamente ao mesmo resultado. Tal fato foi atribuído aos diferentes valores dos coeficientes de ponderação da resistência e da solicitação e às considerações de dimensionamento relativas à deformação lenta do concreto e à excentricidade de carga. Saw e Liew [17] apresentam a avaliação do projeto de pilares mistos de seções I parcialmente e totalmente revestidas com concreto e de seções tubulares preenchidas com concreto, com base nos critérios definidos pela parte 1.1 do EUROCODE 4 [2], pela parte 5 da norma britânica BS 5400 [15] e pela norma americana AISC/LRFD [16]. Nesta pesquisa estudaram-se parâmetros de projeto e realizaram-se comparações entre as resistências nominais previstas pelas três normas, bem como, com valores de resistências de campanhas experimentais disponíveis. Em alguns casos, os resultados obtidos a partir dos códigos normativos variaram consideravelmente, devido às diferentes considerações de projeto referentes a cada norma. No entanto, os procedimentos de projeto mostraram em geral respostas mais conservadoras quando comparadas com os resultados de campanhas experimentais. Por sua vez, o EUROCODE 4 [2] apresenta importantes fatores favoráveis em termos de sua abrangência e ampla gama de aplicação.

Para pilares sujeitos à compressão pura, a deformação limite do concreto é de 0,2%, sendo assim, para se evitar o colapso prematuro do concreto na peça, a deformação do aço do perfil e das armaduras também deve ser limitada a este valor [18].

Weng e Yen [19] investigaram as diferenças entre as abordagens dos códigos ACI 318 [20] e AISC/LRFD [16] para o projeto de pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos e avaliaram o quão os seus resultados se aproximam das respostas de uma coluna real. Isto foi comprovado a partir de uma série de comparações estatísticas.

Figura 2 - Domínios de deformação para seções de concreto armado



Os estudos foram realizados com o intuito de comparar os pontos fortes previstos usando as normas ACI 318 [20] e AISC/LRFD [16]. Estas abordagens foram comparadas com resultados de pilares mistos totalmente revestidos com concreto obtidos em pesquisas anteriores. Dentre as pesquisas podem-se citar os testes físicos realizados por Stevens [6], Naka *et al.* [7], Yamada *et al.* [8], Ricles e Paboojian [9], Mirza *et al.* [10], Yokoo *et al.* [11] e Wakabayashi *et al.* [12].

Dentre as modelagens numéricas de pilares mistos de aço e concreto, Fong [21] destaca que muitas normas tendem a recomendar o uso de uma análise de segunda ordem e um método de projeto de modo a obter resultados mais precisos e de maneira eficiente. Alguns trabalhos recentes têm como objetivo obter formulações numéricas para a análise avançada de estruturas mistas de aço e concreto, com base no método da rótula plástica refinado.

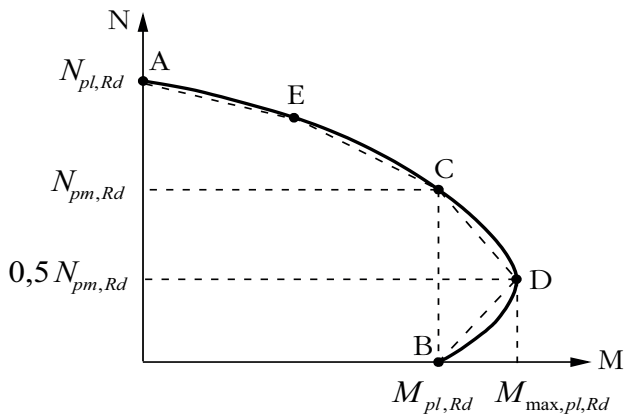
Um procedimento numérico eficiente para a construção da curva de interação de pilares mistos de aço e concreto é o método das fibras que consiste na subdivisão do domínio da seção transversal em pequenas regiões de material único, distribuídas ao longo do comprimento do pilar [22].

Neste trabalho propõe-se um procedimento de cálculo, baseado nos domínios de deformação de seções de concreto armado, conforme mostra a Figura 2, para a obtenção da curva de interação de pilares mistos totalmente revestidos com concreto de forma computacional. A adoção desta metodologia se deve às semelhanças observadas entre as curvas de interação de seções de concreto armado e seções mistas de aço e concreto. O pacote computacional desenvolvido denomina-se MDCOMP (2014) e foi implementado em linguagem FORTRAN. Os resultados obtidos a partir do MDCOMP (2014) são confrontados com as respostas definidas pela parte 1.1 do EUROCODE 4 [2], que é uma das mais importantes normas utilizadas para o dimensionamento desse tipo de elemento estrutural, e também com as respostas apresentadas nos trabalhos de Saw e Liew [17], Weng e Yen [19] e Naka *et al.* [7].

2. Curva de interação da seção transversal do pilar misto

A curva de interação é o lugar geométrico dos pares M–N que definem os valores limites de resistência da seção transversal de um elemento estrutural sujeito à flexão composta.

Figura 3 – Curva de interação segundo o EUROCODE 4 (2)



Na Figura 3 apresenta-se a curva adotada pela parte 1.1 do EUROCODE 4 [2], bem como, o diagrama poligonal simplificado adotado pela ABNT NBR 8800 [3], o qual é representado pela curva pontilhada da Figura 3. Neste caso, considera-se que há uma distribuição plástica total de tensões entre os pontos A, que corresponde ao esforço normal máximo, até o ponto D, que corresponde ao momento fletor máximo.

No ponto A da curva de interação, tem-se apenas a contribuição da força axial na peça, sendo assim, o concreto, o perfil metálico e as armaduras de aço estão sujeitos à compressão simples, com

$$N_A = N_{pl,Rd} \quad e \quad M_A = 0 \quad (1a)$$

No ponto B o pilar está submetido apenas à flexão pura sendo

$$N_B = 0 \quad e \quad M_B = M_{pl,Rd} \quad (1b)$$

No ponto C tem-se uma combinação destes dois esforços, isto é,

$$N_C = N_{pm,Rd} = \frac{0,85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} \quad e \quad M_C = M_{pl,Rd} \quad (1c)$$

e no ponto D, tem-se

$$N_D = 0,5 N_{pm,Rd} = 0,5 \frac{(0,85 A_c f_{ck})}{\gamma_c} \quad e \quad M_D = M_{max,pl,Rd} \quad (1d)$$

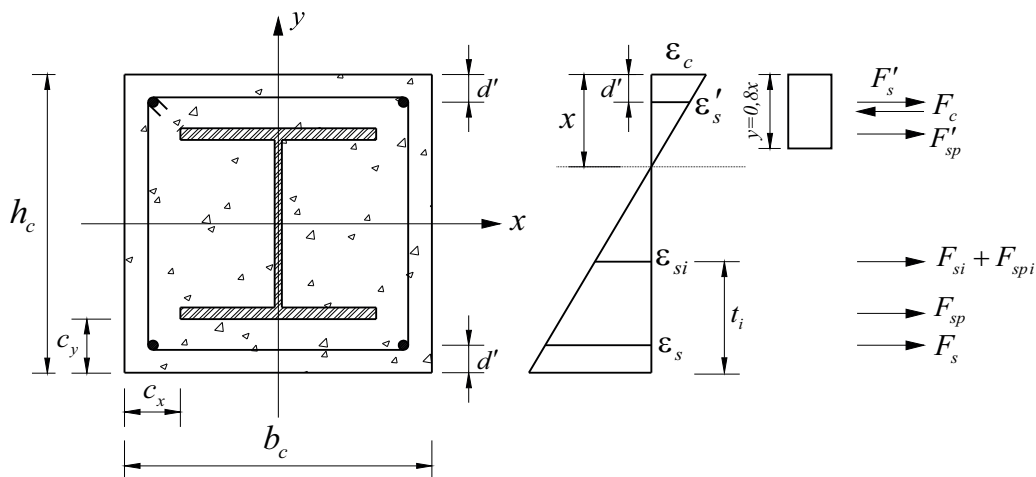
sendo o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, calculado com auxílio da soma das resistências plásticas de cada elemento que constitui a seção, a partir da seguinte expressão:

$$M_D = \frac{Z_{Pa} f_y}{\gamma_a} + \frac{Z_{Ps} f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} \frac{Z_{Pc} (0,85 f_{ck})}{\gamma_c} \quad (1e)$$

O ponto E está situado no ponto médio da curva entre os pontos A e C.

Nas equações anteriores $N_{pl,Rd}$ é o esforço normal resistente

Figura 4 – Seção mista e diagrama de deformações com esquema das resultantes de forças



de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pm,Rd}$ é a resistência normal do concreto na seção mista, $M_{pl,Rd}$ é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo da seção e Z_{pa} , Z_{ps} , Z_{pc} são, respectivamente, os módulos de resistência plástico do perfil de aço, das barras de reforço e do concreto.

3. Definição das equações de equilíbrio e de deformações

Na Figura 4 apresenta-se esquematicamente o diagrama de deformações da seção mista totalmente revestida com concreto, bem como, as forças resultantes que atuam na seção.

Nesta figura F'_s , F'_{sp} , F'_s , F'_{spi} , F'_{sp} e F'_s são, respectivamente, as resultantes das forças nas armaduras superiores da seção mista, na mesa superior do perfil metálico, nas armaduras genéricas localizadas entre as mesas do perfil, na alma do perfil metálico, na mesa inferior do perfil metálico e nas armaduras inferiores da seção mista.

Considerando-se o equilíbrio de esforço normal e de momento fletor na seção chega-se a:

$$N_{Rd} = -F_c + \sum_{i=1}^n F_i \quad (2)$$

$$M_{Rd} = N_d \frac{h}{2} + F_c (h - 0,4x) - \sum_{i=1}^n F_i t_i \quad (3)$$

Os somatórios das equações anteriores correspondem às contribuições de forças e de momentos fletores do concreto, das armaduras e do perfil metálico.

A posição da linha neutra da seção mista (x) é definida a partir da relação

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (4)$$

em que ε_c é a deformação do concreto, ε_s é a deformação do aço das armaduras inferiores e d' é a distância do centroide das armaduras de aço até a borda da seção mista de aço e concreto, a qual é dada por:

$$d' = c + \phi_t + 0,5\phi_l \quad (5)$$

Na Eq. 5 c é o cobrimento da seção, ϕ_t é o diâmetro da armadura transversal (estribo) e ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal. As equações que relacionam as deformações das armaduras de aço e dos elementos que compõem o perfil metálico com a deformação do concreto são:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_c (x - d')}{x} \quad (6a)$$

$$\varepsilon_s = -\frac{\varepsilon_c (d - x)}{x} \quad (6b)$$

$$\varepsilon'_{sp} = \frac{\varepsilon_c (x - c_y - 0,5t_f)}{x} \quad (6c)$$

$$\varepsilon_{sp} = -\frac{\varepsilon_c (h_c - x - c_y - 0,5t_f)}{x} \quad (6d)$$

$$\varepsilon_{spi} = -\frac{\varepsilon_c (d - x + d' - 0,5h_c)}{x} \quad (6e)$$

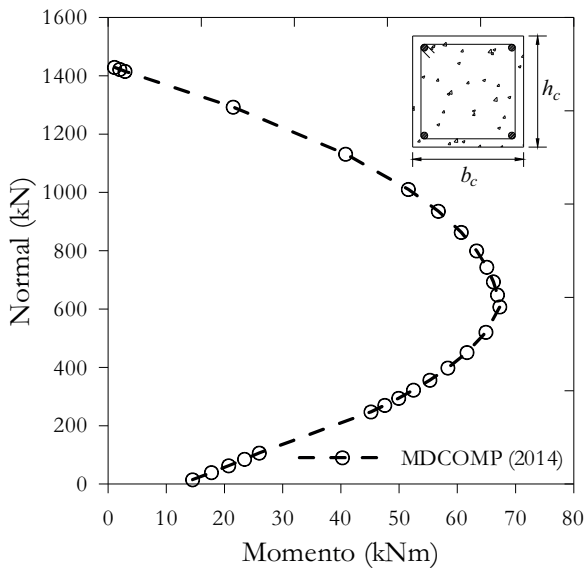
Nas equações anteriores ε'_s e ε_s são, respectivamente, as deformações das armaduras de aço superiores e inferiores, ε'_{sp} e ε_{sp} são as deformações da mesa superior e inferior do perfil metálico, respectivamente, ε_{spi} é a deformação da alma do perfil metálico, d é a altura útil da seção mista, c_y é a distância da face externa da mesa do perfil metálico até a borda da seção mista e h_c é a altura da seção mista (ver Fig. 4).

Neste trabalho as deformações das armaduras de aço e do perfil metálico foram limitadas a 1% na tração e a 0,35% na compressão, conforme estabelece a ABNT NBR 6118 [1], pois o concreto não acompanha deformações superiores a estes limites.

Como no domínio 5 a linha neutra se encontra fora da seção de concreto armado, ou seja, $h_c < x < +\infty$, fazendo-se o equilíbrio de forças e de momentos na seção, desconsiderando-se a parcela da resistência correspondente às armaduras, e igualando-se a equação de momentos a zero, chega-se ao valor limite da posição da linha neutra neste domínio que é igual a $x = 1,25h$. O valor limite de x para a seção mista de aço e concreto foi obtido de forma semelhante ao descrito acima para a seção de concreto armado, porém considerando-se a parcela da resistência referente ao concreto e ao perfil metálico. Deste modo, o equilíbrio de forças e de momento na seção fornece:

$$N_{Rd} = -F_c + A_a f_{yd} \quad (7)$$

Figura 5 - Curva de interação da seção transversal do pilar de concreto armado



e

$$M_{Rd} = N_{Rd} \frac{h}{2} + F_c (h - 0,4 x) \quad (8)$$

Substituindo-se (7) em (8) e fazendo $M_{Rd} = 0$, lembrando-se que $F_c = 0,85 f_{cd} b x$, se obtém a seguinte equação do 2º grau:

$$0 = 0,85 f_{cd} b 0,8 x (0,5 h - 0,4 x) + A_a f_y 0,5 h \quad (9)$$

A maior raiz da equação (9), $x = 2,305h$, corresponde a um valor nulo para o momento fletor e ao valor máximo para o esforço normal na seção e é, portanto o valor limite para a posição da linha neutra da seção mista de aço e concreto.

Tabela 1 - Dimensões da seção transversal de concreto

Seção mista	h_c (mm)	b_c (mm)	c_y (cm)	$\rho_s = \frac{A_a}{A_c}$ %
SM1	333	334	4,0	8,33
SM2	403	454	7,5	5,10
SM3	553	654	15,0	2,56

4. Exemplos

Nesta seção apresentam-se as curvas de interação da seção transversal de um pilar de concreto armado e de diversas seções transversais de pilares mistos de aço e concreto obtidas numericamente a partir do programa computacional MDCOMP (2014). Comparações são feitas, quando possível, com as curvas obtidas com base em recomendações normativas vigentes e/ou com as respostas fornecidas por outros pesquisadores.

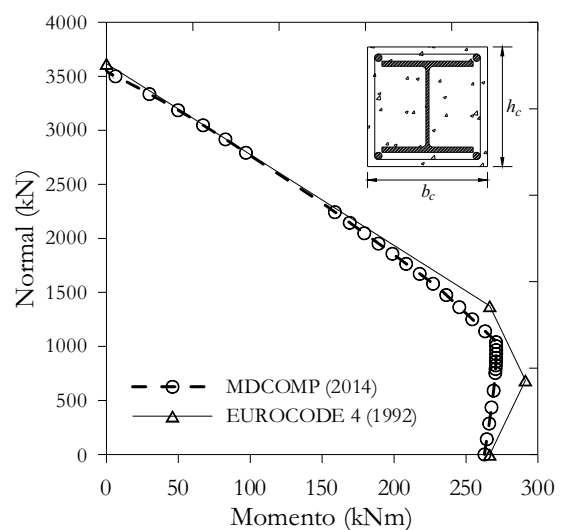
4.1 Curva de interação da seção transversal de um pilar de concreto armado

Neste exemplo faz-se a análise da seção transversal de um pilar de concreto armado com seção $33,3 \text{ cm} \times 33,4 \text{ cm}$. O concreto tem $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e a armadura longitudinal é composta por quatro barras de aço CA50 de diâmetro $\phi_l = 10 \text{ mm}$, sendo $d' = 3,5 \text{ cm}$. Na Figura 5 apresenta-se a curva de interação momento x normal para a seção obtida a partir da variação das deformações do concreto e do aço nos seis domínios de deformação (ver Figura 2). O trecho da curva correspondente à flexo-tração, que inclui o domínio 1 e uma parte do domínio 2, foi suprimido, ou seja, apresentam-se apenas os trechos referentes ao comportamento da seção quando a mesma é submetida à flexo-compressão.

4.2 Curva de interação da seção transversal do pilar misto de aço e concreto

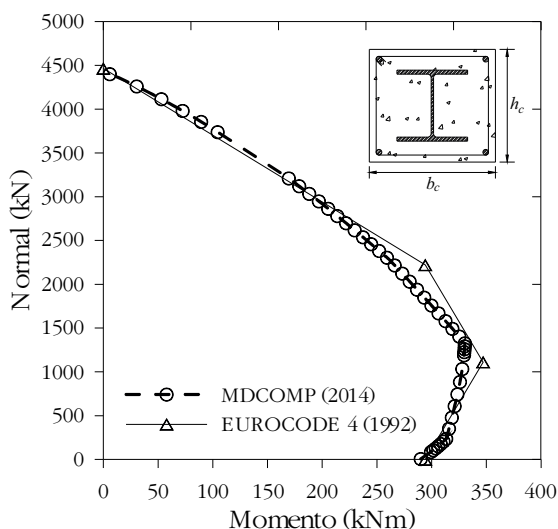
Neste exemplo tem-se a análise da seção transversal de um pilar misto de aço e concreto formada por um perfil metálico laminado

Figura 6a - Curvas de interação das seções transversais do pilar misto de aço e concreto



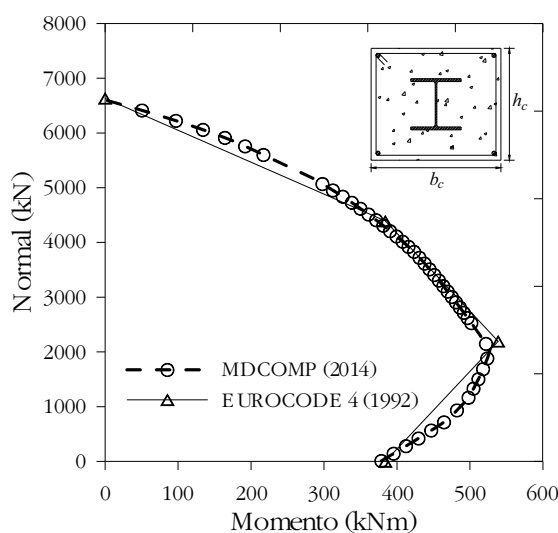
A Seção SM1

Figura 6b - Curvas de interação das seções transversais do pilar misto de aço e concreto



B Seção SM2

Figura 6c - Curvas de interação das seções transversais do pilar misto de aço e concreto



C Seção SM3

padrão *Gerdau W250x73kg/m* e considerando-se três valores diferentes para a altura e a largura da seção transversal de concreto, isto é, h_c e b_c , como mostra a Tabela 1.

Na Tabela 1 ρ_s é a relação entre a área da seção transversal do perfil de aço (A_a) e a área da seção transversal do concreto (A_c). Adotou-se concreto com $f_{ck} = 20MPa$, quatro barras de aço CA50 de diâmetro $\phi_l = 10mm$ para a armadura longitudinal e $d' = 3,5cm$.

Nos gráficos da Figura 6 apresentam-se as curvas de interação momento x normal obtidas com o pacote computacional MDCOMP (2014) para as três seções mistas de aço e concreto, sendo as mesmas comparadas com as curvas obtidas a partir das considerações do EUROCODE 4 [2].

Nas Tabelas 2 e 3 apresentam-se, respectivamente, os resultados numéricos dos momentos fletores e esforços normais resistentes para a seção mista de aço e concreto e as comparações

com as respostas obtidas com base nas recomendações do EUROCODE 4 [2].

4.3 Comparação com resultados da literatura

Nesta seção faz-se um comparativo entre os resultados do programa computacional MDCOMP (2014) e as respostas obtidas por outros pesquisadores ou a partir de considerações normativas vigentes.

As primeiras curvas de interação apresentadas referem-se à seção transversal de um pilar misto de aço e concreto analisada anteriormente por Saw e Liew [17] de acordo com as recomendações do EUROCODE 4 [2]. A seção é formada por um perfil *UC 254 x 254 x 107kg/m* em aço com $f_y = 355MPa$, quatro barras de aço com $f_{yk} = 460MPa$ e $\phi_l = 12,5mm$ para armadura longitudinal, concreto com $f_{ck} = 20MPa$ e dimensões $b_c = h_c = 400mm$.

Tabela 2 - Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo ($M_{max,pl,Rd}$) e Momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$)

Seção mista	$M_{max,pl,Rd}$ (kNm)			$M_{pl,Rd}$ (kNm)		
	EC4	MDCOMP	$\frac{M_{MDCOMP}}{M_{EC4}}$	EC4	MDCOMP	$\frac{M_{MDCOMP}}{M_{EC4}}$
SM1	291,28	270,44	0,93	291,28	270,44	0,99
SM2	346,98	330,31	0,95	346,98	330,31	0,99
SM3	538,63	527,49	0,98	538,63	527,49	0,99

Tabela 3 – Esforço normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total ($N_{pl,Rd}$)

Seção mista	$N_{pl,Rd}$ (kN)		
	EC4	MDCOMP	$\frac{N_{MDCOMP}}{N_{EC4}}$
SM1	3618,22	3553,66	0,98
SM2	4465,09	4430,69	0,99
SM3	6635,02	6602,54	0,99

As curvas de interação obtidas nesta análise são apresentadas na Figura 7.

Na Tabela 4 apresentam-se as comparações entre as capacidades resistentes obtidas com o programa MDCOMP (2014) e as obtidas por Saw e Liew [17].

A segunda comparação foi feita com uma curva de interação obtida a partir das recomendações da norma americana ACI 318 [20]. Para essa análise utilizou-se uma seção com $b_c = h_c = 240mm$ ($f_{ck} = 25,6MPa$), que reveste totalmente um perfil metálico $H96 \times 100 \times 5,1 \times 8,6mm$ ($f_y = 311,2MPa$), e quatro barras de aço com $f_{yk} = 634MPa$ e $\phi_l = 10mm$ para armadura longitudinal. Tem-se $\rho_s = 3,7\%$ e $\rho_r = 0,5\%$, sendo ρ_r a taxa de aço da armadura longitudinal ($\rho_r = A_s/A_c$).

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 8.

Na Tabela 5 mostram-se as comparações entre as capacidades resistentes obtidas com o programa MDCOMP (2014) e as definidas pela norma americana ACI 318 [20].

Na última análise fez-se novamente uma comparação dos resultados do programa MDCOMP (2014) com os obtidos a partir das

Tabela 4 – Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo ($M_{max,pl,Rd}$), Momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$) e Esforço normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total ($N_{pl,Rd}$) parametrizados

Esforço	EC4	MDCOMP	$\frac{MDCOMP}{EC4}$
$M_{max,pl,Rd}/M_u$	0,97	0,92	0,95
$M_{pl,Rd}/M_u$	0,90	0,89	0,99
$N_{pl,Rd}/N_u$	0,92	0,96	1,04

recomendações da norma americana ACI 318 [20] e com os resultados experimentais apresentados por Naka *et al.* [7].

A seção transversal analisada é formada por um perfil de aço $H180 \times 120 \times 4,5 \times 12mm$ ($f_y = 344,8MPa$) revestido com concreto com $f_{ck} = 25,5MPa$ e dimensões $b_c = 240mm$ e $h_c = 300mm$. Adotaram-se quatro barras de aço com $f_{yk} = 461,3MPa$ e $\phi_l = 10mm$ para armadura longitudinal. Tem-se $\rho_s = 4,6\%$ e $\rho_r = 3,2\%$.

Nos gráficos da Figura 9 mostram-se as curvas de interação obtidas nesta análise.

5. Conclusões

No presente trabalho apresentou-se uma metodologia que permite a construção da curva de interação para seções mistas de aço e concreto, sujeitas à flexão composta normal, com base nos

Figura 7 – Curvas de interação – MDCOMP (2014) x Saw e Liew (2000)

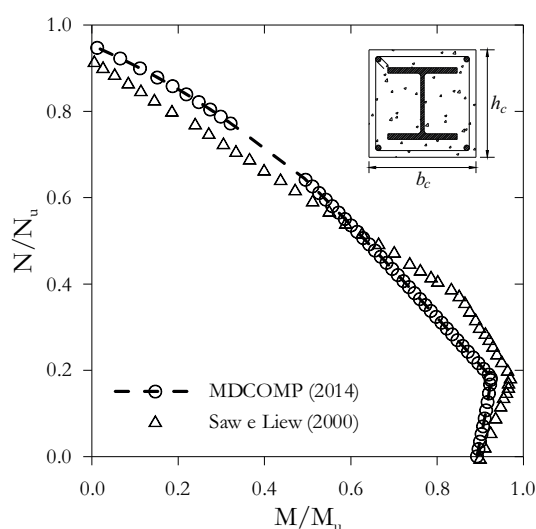


Figura 8 – Curvas de interação – MDCOMP (2014) x ACI 318 (1999)

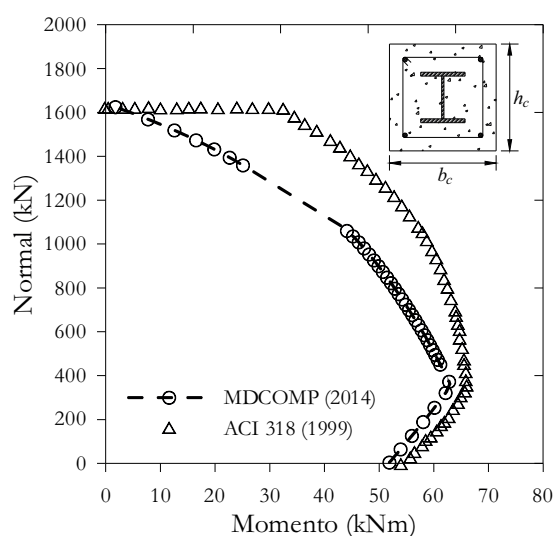


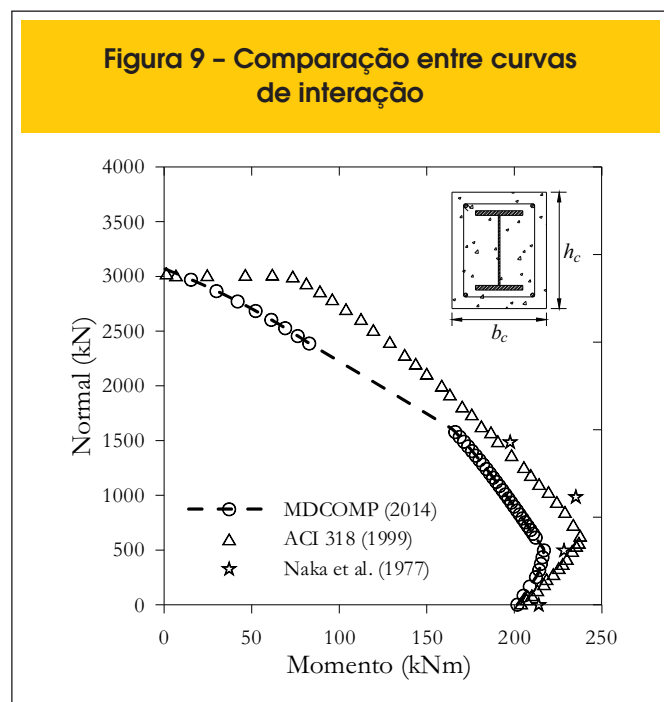
Tabela 5 – Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo ($M_{\max,pl,Rd}$), Momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$) e Esforço normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total ($N_{pl,Rd}$)

Esforço	ACI 318	MDCOMP	MDCOMP ACI 318
$M_{\max,pl,Rd}$ (kNm)	66,00	62,91	0,95
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	53,95	51,88	0,96
$N_{pl,Rd}$ (kN)	1622,19	1644,11	1,01

domínios de deformação de estruturas de concreto armado definidos pela ABNT NBR 6118 [1]. Para isso, foram escritas relações para as deformações das armaduras e dos elementos que compõem o perfil metálico em função da deformação do concreto, bem como equações para o esforço normal e para o momento fletor em cada domínio de deformação. A partir dessas expressões determinaram-se os pares M–N no estado limite último, necessários para a construção da curva de interação.

Observa-se nas Tabelas 2 a 5 que o esforço normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total ($N_{pl,Rd}$), o momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$) e o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo ($M_{\max,pl,Rd}$) obtidos a partir do programa computacional MDCOMP (2014), que se baseia nas relações definidas pela ABNT NBR 6118 [1], são muito próximos aos definidos tanto pelo EUROCODE 4 [2] quanto pelo ACI 318 [20]. A partir do gráfico da Figura 9

Figura 9 – Comparação entre curvas de interação



observa-se, na comparação feita com os resultados experimentais de Naka et al. [7], que a abordagem do ACI 318 [20] apresenta maior precisão que o procedimento baseado nos domínios de deformação preconizado pela ABNT NBR 6118 [1], embora os resultados correspondentes às resistências máximas ($N_{pl,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$) sejam muito próximos pelos dois processos.

Com relação à variação da taxa de aço do perfil metálico na seção mista (ρ_s) pode-se verificar que quanto menor esse valor, mais a curva se aproxima do gráfico teórico para pilares mistos de aço e concreto definido pelo EUROCODE 4 [2] (ver Figura 6 e Tabelas 2 e 3). Isso fica evidente comparando-se a curva da Figura 6c com a curva da Figura 3.

Por fim, conclui-se a partir dos exemplos analisados que os resultados numéricos obtidos via MDCOMP (2014) apresentaram boa concordância com as curvas de interação definidas pelo EUROCODE 4 [2], porém verificaram-se algumas discrepâncias com as respostas definidas pelo ACI 318 [20] (ver Figuras 8 e 9). Isto se deve aos diferentes valores dos coeficientes de ponderação da resistência e da solitação, bem como às considerações de dimensionamento relativas à deformação lenta do concreto e à excentricidade de carga adotadas por cada norma.

6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003), NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, RJ.
- [2] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992), EUROCODE 4, Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, Belgium.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008), NBR 8800:2008. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço–concreto de edifícios: Projeto de revisão. Rio de Janeiro.
- [4] Faber, O. (1956), Savings to be affected by the more rational design of encased stanchions as a result of recent full size tests, *The Structural Engineer*, vol. 34, pp. 88–109.
- [5] Jones, R. and Rizk, A.A. (1963), An investigation on the behaviour of encased steel columns under load, *The Structural Engineer*, Vol. 41, N° 1, pp. 21–33.
- [6] Stevens, R.F. (1965), Encased stanchions, *The Structural Engineer*, 43(2), pp. 59–66.
- [7] Naka, T., Morita, K. and Tachibana, M. (1977), Strength and hysteretic characteristics of steel–reinforced concrete columns (in Japanese), *Transaction of AIJ*; 250, pp. 47–58.
- [8] Yamada, M., Kawamura, H., and Zhang, F. (1991), Research on the elasto–plastic deformation and fracture behaviors of wide flange steel encased reinforced concrete columns subjected to bending and shear (in Japanese), *Journal of Structural Construction Engineering, AIJ Architectural Institute of Japan*; 420, pp. 63–74.
- [9] Ricles, J.M. and Paboojian, S.D. (1994), Seismic performance of steel–encased composite columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*; 120(8), pp. 2474–2494.
- [10] Mirza, S.A., Hyttinen, V. and Hyttinen, E. (1996), Physical tests and analyses of composite steel–concrete beam–columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*; 122(11), pp. 1317–1326.

- [11] Yokoo, Y., Wakabayashi, M. and Suenaga Y. (1967), Experimental studies on steel concrete members with H–shape steel (in Japanese). Transaction of AIJ; 136, pp. 1–7.
- [12] Wakabayashi, M., Shibata, M., Matsui, C. and Minami, K. (1974), A study on the behaviour of steel–reinforced concrete columns and frames. In: IABSE Symposium, pp. 53–60.
- [13] Wakabayashi, M. (1987), A historical study of research on composite construction in Japan. In: Composite construction in steel and concrete. Proc. of eng. foundation conf. Henninger, New Hampshire: ASCE, pp. 400–427.
- [14] Liew, J.Y.R., Saw, H.S. and Yu, C.H. (1998), Composite column design in buildings – Assessment of current methods and interim guidance. Research Report n. CE 026/98, National University of Singapore, May.
- [15] BS 5400 (1979), Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of practice for design of composite bridges. London: British Standards Institution.
- [16] AISC/LRFD (1993), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, 1st edn., American Institute of Steel Construction, AISC, Chicago, IL.
- [17] Saw, H.S. e Liew, J.Y.R. (2000). Assesment of Current Methods for the Design of Composite Columns in Buildings. Journal of Constructional Steel Research, v. 53, p. 121–147.
- [18] Queiroz, G., Pimenta, R.J. e Da Mata, L.A.C. (2001), Elementos das Estruturas Mistas Aço–Concreto, Belo Horizonte, 1^a edição, Editora O Lutador.
- [19] Weng, C.C. e Yen, S.I. (2002). Comparisons of Concrete–encased Composite Column Strength Provisions of ACI Code and AISC Specification, v. 24, p. 59–72.
- [20] Buildings code requirements for Structural Concrete (ACI 318–99) (1999). Detroit (MI): American Institute (ACI).
- [21] Fong, M. (2012). Second–order analysis of imperfect light–weight and composite structures. Doctoral thesis, Department of civil and structural engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China.
- [22] Sfakianakis, M.G. (2002). Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics. Advances in engineering software, v. 33, p. 227–242.