

Tema: Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto

MODELAGEM NUMÉRICA DE PILARES MISTOS CIRCULARES PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Mariana da Conceição Alcântara¹

Rodrigo Barreto Caldas²

Resumo

Este artigo apresenta a modelagem numérica conduzida para avaliar a capacidade resistente e o comportamento de pilares mistos circulares constituídos por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto de alta resistência. A análise não linear via método dos elementos finitos foi realizada a partir do programa comercial ABAQUS, no qual elementos de casca de quatro nós (S4R) e elementos sólidos de oito nós (C3D8R) foram utilizados para representar os perfis tubulares de aço e o concreto, respectivamente. Modelos constitutivos não lineares foram utilizados para a consideração desses materiais, tendo sido incluído o efeito de confinamento do concreto. Outros aspectos acerca do desenvolvimento do modelo numérico são descritos neste artigo, entre eles, a discretização das malhas de elementos finitos, a modelagem das interfaces entre o aço e o concreto e a simulação dos carregamentos e das condições de contorno. A validação do modelo numérico foi realizada a partir de resultados experimentais encontrados na literatura. O estudo de caso conduzido neste artigo indicou que a capacidade resistente dos pilares mistos estudados aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento da resistência do concreto. Além disso, ela superou a capacidade da seção mista à plastificação, provavelmente devido ao efeito do confinamento do concreto.

Palavras-chave: Pilar misto; Estrutura mista; Concreto de alta resistência; Modelagem numérica.

NUMERICAL SIMULATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE-FILLED STEEL TUBE CIRCULAR COLUMNS

Abstract

This paper presents the numerical simulation performed on high-strength concrete-filled steel tube circular columns to evaluate their bearing capacity and structural behaviour. The finite element nonlinear analysis was carried out through ABAQUS commercial software, in which 4-node shell elements (S4R) were used to model the steel tubes and 8-node brick elements (C3D8R) were selected to model the concrete. Nonlinear constitutive models were used to represent these materials, which included the confinement effect of concrete. Other aspects

¹ Engenheira de Produção Civil, Aluna de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

² Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

about the numerical model development are described in this paper, including the discretization of the finite element meshes, the modeling of interfaces between steel tubes and concrete and the simulation of loads and boundary conditions. The numerical model was validated from experimental results in the literature. The case study carried out in this paper indicated that the bearing capacity of the studied composite columns increased approximately linearly with the increase of concrete strength. In addition, it exceeded the plastic resistance of the composite section, probably due to the confinement effect of concrete.

Keywords: Composite column; Composite structure; High-strength concrete; Numerical simulation.

1. INTRODUÇÃO

Definidas como elementos em que um ou mais perfis estruturais de aço suportam os esforços solicitantes em conjunto com o concreto, armado ou não, as estruturas mistas podem ser lajes mistas, vigas mistas ou pilares mistos. Nelas, a associação do aço e do concreto proporciona diversas melhorias em relação ao comportamento isolado de cada um desses materiais. De maneira geral, o aço confere maior resistência à compressão e ductilidade ao concreto, ao passo que este minimiza os problemas de instabilidade dos perfis estruturais. Além disso, para os pilares mistos, podem ser mencionadas ainda a proteção do aço contra o fogo e a corrosão pelo concreto e a otimização do canteiro de obras, devido ao menor consumo de formas.

Por outro lado, os avanços tecnológicos alcançados pelas indústrias produtoras de cimento nas últimas décadas, aliados ao advento das adições minerais e dos aditivos químicos, possibilitaram o surgimento do concreto de alta resistência. Além da elevada resistência à compressão, esse material apresenta baixas deformações, elevado módulo de elasticidade, baixa permeabilidade, resistência à abrasão e ao ataque de agentes agressivos e excelente aderência às armaduras e aos concretos já endurecidos. Essas características contribuem para elevar a vida útil e reduzir os custos de manutenção desse material que, por esse motivo, é muitas vezes denominado concreto de alto desempenho.

A recente inclusão do concreto de alta resistência na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [1] tende a contribuir para a ampla utilização desse material, inclusive em estruturas mistas. Devido à escassez de informações nessa área, sobretudo no Brasil, novas pesquisas se tornam necessárias para estabelecer modelos de cálculo e recomendações construtivas adequadas, evitando erros de segurança e economia no projeto e construção de estruturas mistas com concreto de alta resistência.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho é desenvolver um modelo numérico para o cálculo da capacidade resistente de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição Geral

A modelagem de elementos finitos objeto deste trabalho foi desenvolvida a partir do programa comercial ABAQUS [2]. Devido à dupla simetria do problema, somente um quarto dos pilares foi modelado. Os perfis tubulares de aço foram representados por elementos de casca de quatro nós com seis graus de liberdade por nó (deslocamentos e rotações segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida (S4R) enquanto, para o concreto, foram selecionados elementos sólidos de oito nós com três graus de liberdade por nó (deslocamentos segundo as direções X, Y e Z) e integração reduzida (C3D8R).

A dimensão média dos elementos finitos utilizados foi determinada a partir dos estudos de convergência realizados por Tao et al. [3]. Segundo esses autores, para razão de aspecto inferior a 3, as diferenças entre as curvas carga *versus* deformação resultantes das simulações podem ser desprezadas. Dessa maneira, a dimensão dos elementos finitos ao longo das seções transversais foi assumida igual a $D/15$ (onde D é o diâmetro externo do perfil tubular de aço) enquanto, na direção axial, o valor adotado foi 2,5 vezes maior [3].

A interface entre o aço e o concreto foi modelada a partir do contato entre duas superfícies, sendo que a superfície externa do núcleo de concreto foi definida como superfície mestra e a superfície interna do perfil tubular de aço, como superfície escrava. Na direção normal à interface, foi adotada a formulação que permite a separação das superfícies, quando tracionadas, e impede a penetração da superfície mestra na superfície escrava, quando comprimidas (*hard contact*). Na direção tangencial, por outro lado, foi adotado um coeficiente de atrito igual a 0,6 [3].

Restrições do tipo corpo rígido foram criadas para ligar os topos das seções transversais de aço e concreto a pontos de referência, localizados um milímetro acima do centro dessas seções, conforme ilustra a Figura 1. Esse artifício garante que os topos dos pilares permaneçam planos durante as simulações e dispensa, portanto, a inclusão de placas de extremidade ou enrijecedores nos modelos [3, 4]. Os carregamentos foram aplicados nos pontos de referência através de incrementos de deslocamentos axiais, direcionados para baixo. Dessa maneira, as cargas totais foram atribuídas às reações atuantes nesses pontos [4].

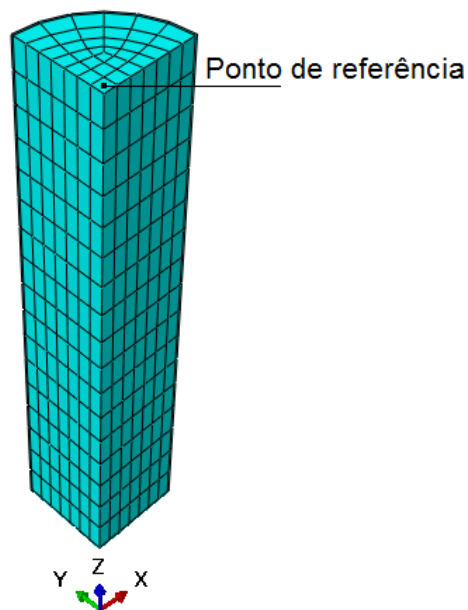


Figura 1 – Ponto de referência adotado nos modelos.

As condições de contorno de extremidade foram aplicadas nos pontos de referência e nas bases dos pilares, que compreenderam ambas as seções de aço e concreto. Todos os graus de liberdade foram restringidos, exceto pelos deslocamentos das superfícies carregadas no sentido do carregamento. As condições de contorno devidas à simetria, por sua vez, foram atribuídas aos planos XZ e YZ, mostrados na Figura 1. O plano XZ foi impedido de deslocar na direção do eixo Y e de girar em torno dos eixos X e Z, enquanto o plano YZ foi impedido de deslocar na direção do eixo X e de girar em torno dos eixos Y e Z.

Segundo Tao et al. [3], o preenchimento com concreto minimiza os efeitos das imperfeições locais e das tensões residuais sobre os pilares mistos em relação àqueles puramente de aço. Nesse sentido, Tao et al. [5] concluíram que as deformações fora do plano dos perfis tubulares de aço causadas pela expansão do concreto desempenham um papel similar ao das imperfeições locais. As imperfeições globais, por outro lado, podem ser desprezadas para relações L/D entre 2 e 5, uma vez que, nesse intervalo, as diferenças entre as curvas carga *versus* deformação resultantes das simulações são muito pequenas [3]. Pelas razões apresentadas, as imperfeições iniciais locais e globais foram desconsideradas neste trabalho, bem como as tensões residuais dos perfis tubulares de aço.

Por fim, para a resolução dos modelos, foi utilizado o método de Newton-Raphson com controle de deslocamentos no ponto de referência.

2.2 Propriedades dos Materiais

2.2.1 Aço

O diagrama tensão (σ) versus deformação (ε) adotado para os perfis tubulares de aço dos pilares mistos em estudo foi aquele proposto por Tao et al. [6] para aços estruturais com resistência ao escoamento (f_y) entre 200 MPa e 800 MPa, mostrado na Equação 1.

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon, & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y, & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_p \\ f_u - (f_u - f_y) \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p, & \varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_u \\ f_u, & \varepsilon \geq \varepsilon_u \end{cases} \quad (1)$$

onde E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado igual a 200.000 MPa, ε_y é a deformação de escoamento (Equação 2), ε_p é a deformação correspondente ao início do encruamento (Equação 3), f_u é a resistência à ruptura (MPa), ε_u é deformação de ruptura (Equação 4) e p é o expoente do encruamento (Equação 5).

$$\varepsilon_y = f_y / E_s \quad (2)$$

$$\varepsilon_p = \begin{cases} 15\varepsilon_y, & f_y \leq 300 \\ [15 - 0,018(f_y - 300)]\varepsilon_y, & 300 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (3)$$

$$\varepsilon_u = \begin{cases} 100\varepsilon_y, & f_y \leq 300 \\ [100 - 0,15(f_y - 300)]\varepsilon_y, & 300 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (4)$$

$$p = E_p \cdot \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_p}{f_u - f_y} \right) \quad (5)$$

Na Equação 5, E_p é o módulo de elasticidade no início do encruamento, em MPa (Equação 6).

$$E_p = 0,02E_s \quad (6)$$

Conforme ilustrado na Figura 2, o diagrama descrito pelas Equações 1 a 6 é compreendido por quatro fases, sendo elas: a fase elástica, a fase plástica, a fase de encruamento e a fase de estricção e ruptura. Vale ressaltar que, para sua definição, são necessários somente os valores de f_y , f_u e E_s . Caso o valor de f_u não esteja disponível, Tao et al. [6] propuseram ainda uma equação para a sua determinação (Equação 7).

$$f_u = \begin{cases} [1,6 - 2 \cdot 10^{-3}(f_y - 200)]f_y, & 200 \leq f_y \leq 400 \\ [1,2 - 3,75 \cdot 10^{-4}(f_y - 400)]f_y, & 400 < f_y \leq 800 \end{cases} \quad (7)$$

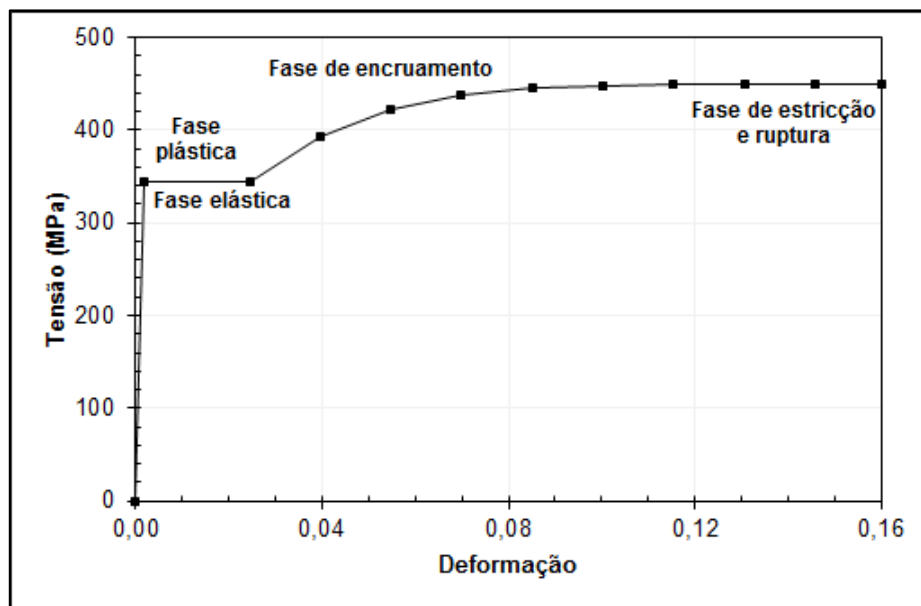


Figura 2 – Diagrama tensão *versus* deformação calculado para o aço ASTM A572 Grau 50.
Fonte: Tao et al. [6].

O modelo constitutivo de plasticidade disponível na biblioteca do programa ABAQUS foi utilizado para modelar os perfis tubulares de aço, cujo comportamento foi considerado a partir da formulação já apresentada nas Equações 1 a 7. O coeficiente de Poisson adotado para esse material, por fim, foi igual a 0,3.

2.2.2 Concreto

Segundo Tao et al. [3], a adoção do diagrama tensão *versus* deformação do concreto não confinado na modelagem de pilares mistos preenchidos gera resultados inconsistentes com as observações experimentais de que o trecho descendente das curvas se torna menos abrupto com o aumento das tensões de confinamento. Por esse motivo, o diagrama tensão *versus* deformação adotado para o concreto dos pilares mistos em estudo neste trabalho foi aquele proposto por Tao et al. [3] para concreto confinado por perfil tubular de aço. Esse diagrama é compreendido por três trechos, conforme ilustra a Figura 3.

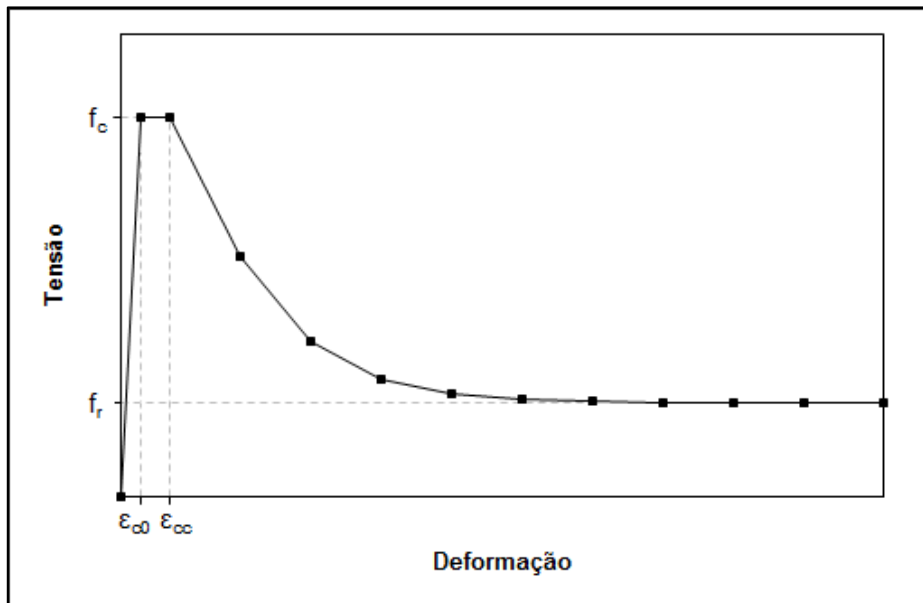


Figura 3 – Diagrama tensão *versus* deformação para concreto confinado por perfil tubular de aço. Fonte: Tao et al. [3].

Nas etapas iniciais do carregamento, as tensões de confinamento sobre o núcleo de concreto são muito pequenas ou inexistentes, o que se deve à baixa expansão lateral sofrida por esse material em relação ao aço. Dessa maneira, o primeiro trecho do diagrama proposto, definido pela Equação 8 [7], coincide com o trecho correspondente ao do diagrama tensão *versus* deformação do concreto não confinado.

$$\sigma = \frac{(A \cdot X + B \cdot X^2) f_c}{1 + (A - 2)X + (B + 1)X^2}, \quad 0 < \epsilon \leq \epsilon_{c0} \quad (8)$$

onde A, B e X são parâmetros dados pelas Equações 9 a 11 [7], respectivamente, f_c é a resistência à compressão do concreto para corpos de prova cilíndricos (MPa) e ϵ_{c0} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto não confinado (Equação 12) apresentada por De Nicolo et al. [8].

$$A = \frac{E_c \epsilon_{c0}}{f_c} \quad (9)$$

Na Equação 9, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, dado pela Equação 13 [9].

$$B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1 \quad (10)$$

$$X = \frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \quad (11)$$

$$\epsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626 f_c - 4,33) \times 10^{-7}}, \quad 10 \leq f_c \leq 100 \quad (12)$$

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (13)$$

Vale ressaltar que o término do trecho elástico do diagrama foi considerado igual à tensão correspondente a $0,45f_c$, conforme recomendações do *American Concrete Institute* (ACI) [9].

O segundo trecho do diagrama consiste em um platô delimitado pelos pontos de coordenadas (f_c, ε_{c0}) e (f_c, ε_{cc}) , as quais podem ser calculadas a partir das Equações 14 e 15 [7]. Segundo Tao et al. [3], os ganhos em resistência devidos ao confinamento são calculados para esse trecho durante a simulação, através da interação entre o aço e o concreto.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = e^k \quad (14)$$

$$k = (2,9224 - 0,00367f_c) \left(\frac{f_B}{f_c}\right)^{0,3124+0,002f_c} \quad (15)$$

Na Equação 14, ε_{cc} é a deformação correspondente à resistência à compressão do concreto confinado e f_B é a tensão de confinamento sobre o núcleo de concreto quando a resistência à ruptura do perfil tubular de aço é atingida, dada pela Equação 16.

$$f_B = \frac{(1 + 0,027f_y) \cdot e^{-0,02\frac{D}{t}}}{1 + 1,6e^{-10} \cdot f_c^{4,8}} \quad (16)$$

onde t é a espessura do perfil tubular de aço.

O terceiro trecho do diagrama tensão *versus* deformação proposto por Tao et al. [3] é definido conforme Binici [10] (Equação 17).

$$\sigma = f_r + (f_c - f_r)e^{-\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha}\right)^\beta}, \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{cc} \quad (17)$$

onde f_r é a tensão residual (Equação 18) e α e β são parâmetros que definem o aspecto desse trecho, dados pelas Equações 19 e 20, respectivamente.

$$f_r = 0,7(1 - e^{-1,38\xi_c})f_c \leq 0,25f_c \quad (18)$$

Na Equação 18, ξ_c é o fator de confinamento, dado pela Equação 21.

$$\alpha = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08\xi_c - 3,49}} \quad (19)$$

$$\beta = 1,2 \quad (20)$$

$$\xi_c = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (21)$$

Na Equação 21, A_s é a área da seção transversal do perfil tubular de aço e A_c é a área da seção transversal do concreto.

O modelo de plasticidade e dano disponível na biblioteca do programa ABAQUS foi utilizado para modelar o concreto. O comportamento à compressão uniaxial desse material foi considerado a partir da formulação apresentada nas Equações 8 a 21. O comportamento à tração, por outro lado, foi considerado linear até a resistência à tração do concreto (Equação 22). Acima desse valor, o conceito de energia de fratura, mostrado na Equação 23 [11], foi utilizado.

$$f_t = 0,1f_c \quad (22)$$

Na Equação 22, f_t é a resistência à tração do concreto (MPa).

$$G_F = (0,0469d_{max}^2 - 0,5d_{max} + 26)(f_c/10)^{0,7} \quad (23)$$

Na Equação 23, G_F é a energia de fratura (N/m) e d_{max} é o diâmetro máximo do agregado, adotado igual a 20 mm, se esse dado não estiver disponível.

As variáveis de dano não foram definidas no modelo, seja para o comportamento à compressão ou à tração. Para a definição da relação entre as resistências à compressão biaxial e uniaxial do concreto, da relação entre o segundo invariante de tensão nos meridianos de tração e compressão e do ângulo de dilatação, foram utilizadas as Equações 24 a 26, respectivamente [12, 13, 3]. Para os parâmetros de excentricidade e viscosidade foram assumidos os valores padrão de 0,1 e 0. O coeficiente de Poisson adotado, por fim, foi igual a 0,2.

$$\frac{f_{b0}}{f_c} = \frac{1,5}{f_c^{0,075}} \quad (24)$$

Na Equação 24, f_{b0} é a resistência à compressão biaxial do concreto (MPa).

$$K_c = \frac{5,5f_{b0}}{3f_c + 5f_{b0}} \quad (25)$$

Na Equação 25, K_c é a relação entre o segundo invariante de tensão nos meridianos de tração e compressão.

$$\psi = \begin{cases} 56,3(1 - \xi_c), & \xi_c \leq 0,5 \\ 6,672e^{\frac{7,4}{4,64 + \xi_c}}, & \xi_c > 0,5 \end{cases} \quad (26)$$

Na Equação 26, ψ é o ângulo de dilatação.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Verificação do Modelo de Elementos Finitos

Os estudos experimentais em pilares mistos circulares preenchidos com concreto conduzidos por Tomii et al. [14], Sakino et al. [15], O’Shea e Bridge [16] e Liew e Xiong [17], apresentados no trabalho de Tao et al. [3], foram utilizados para verificar o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho. As dimensões das amostras analisadas e as propriedades dos materiais nelas empregados são apresentadas na Tabela 1, onde L é o comprimento da amostra.

Tabela 1 – Amostras de pilares mistos circulares preenchidos com concreto utilizadas na verificação do modelo de elementos finitos.

Amostra	D (mm)	t (mm)	L (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	Fonte
3HN	150	3,2	450	287,4	28,7	Tomii et al. [14] (apud Tao et al. [3])
CC8-A-8	108	6,47	324	853	77	Sakino et al. [15]
S16CS80A	190	1,52	664	306	80,2	O’Shea e Bridge [16] (apud Tao et al. [3])
CS-1	219	6,3	600	300	163	Liew e Xiong [17] (apud Tao et al. [3])

Conforme mostrado na Tabela 1, a amostra 3HN do estudo experimental de Tomii et al. [14] é a única entre as analisadas preenchida com concreto de resistência normal ($f_c < 55$ MPa). Além disso, a amostra S16CS80A do estudo de O’Shea e Bridge [16] possui perfil tubular de aço de parede fina. Vale observar ainda que as relações D/t e L/D das amostras analisadas variaram entre 16,7 e 125 e 2,7 e 3,5, respectivamente.

Para verificar o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho, as comparações com os estudos experimentais apresentados foram feitas em termos da capacidade resistente das amostras e do aspecto da curva carga axial *versus* deformação axial. Assim como no trabalho de Tao et al. [3], a capacidade resistente das amostras foi atribuída ao primeiro valor máximo observado para a carga axial. No caso de curvas sem trecho descendente ou com deformação correspondente a essa carga superior a 0,01, entretanto, a capacidade resistente foi atribuída à carga à qual correspondeu a deformação axial de 0,01. Na Figura 4 são apresentados os resultados obtidos numericamente e experimentalmente, tendo sido incluídos aqueles do trabalho de Tao et al. [3], o qual adotou recomendações similares às detalhadas no Capítulo 2.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

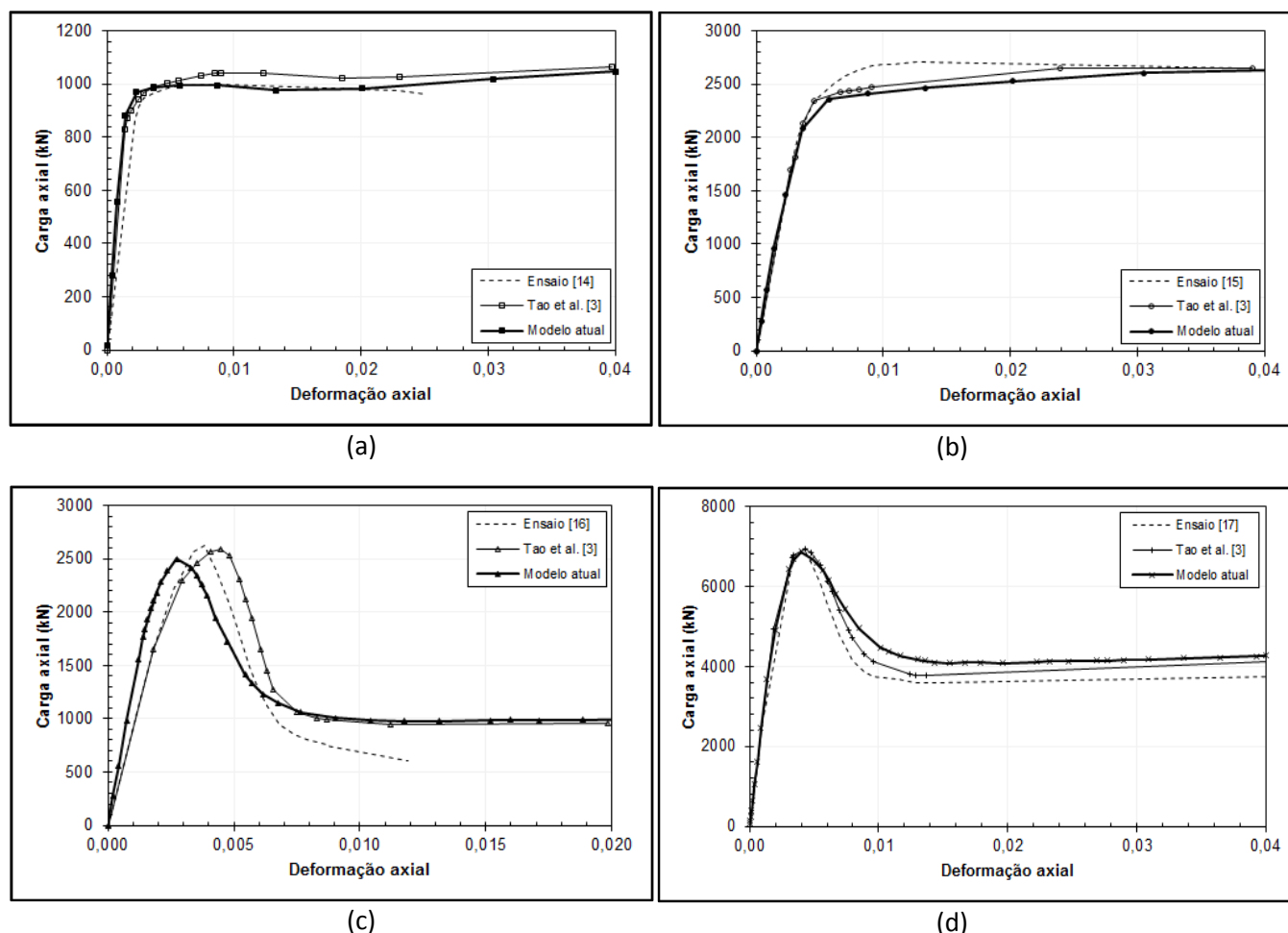


Figura 4 – Comparação entre o modelo atual, o modelo desenvolvido por Tao et al. [3] e os resultados experimentais das amostras 3HN (a), CC8-A-8 (b), S16CS80A (c) e CS-1 (d).

A análise da Figura 4 permite constatar que o modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho apresentou uma boa aproximação com os demais resultados, tanto para a capacidade resistente das amostras quanto para o aspecto das curvas carga axial *versus* deformação axial. A diferença entre a capacidade resistente das amostras verificada para o modelo atual e para aquele desenvolvido por Tao et al. [3] foi igual a 3%, em média, sendo que o valor máximo, igual a 5%, ocorreu para a amostra 3HN. Por outro lado, a diferença entre a capacidade resistente verificada para o modelo atual e para os estudos experimentais foi igual a 4%, em média, sendo que o valor máximo, igual a 10%, ocorreu para a amostra CC8-A-8.

De maneira geral, os valores obtidos para a capacidade resistente das amostras neste trabalho foram inferiores àqueles apresentados por Tao et al. [3] e pelos estudos experimentais, tendo sido observada, entretanto, uma razoável precisão.

3.2 Estudo de Caso

Para avaliar a influência da resistência do concreto na capacidade resistente e no comportamento de pilares mistos circulares preenchidos, um estudo de caso foi conduzido neste trabalho. As dimensões dos pilares analisados e as propriedades dos materiais neles empregados são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Pilares mistos circulares preenchidos com concreto analisados no estudo de caso.

D (mm)	t (mm)	L (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_c (MPa)	N_{MEF} (kN)	ϵ_{MEF} (‰)	$A_s f_y + A_c f_c$ (kN)	$N_{MEF}/$ $A_s f_y + A_c f_c$
220	6,8038	1000	415	569,5	30	3335	10,36	2895	1,15
					60	4345	8,19	3899	1,11
					80	4948	5,94	4568	1,08

Conforme mostrado na Tabela 2, foram consideradas classes de concreto de resistência normal e alta e relações D/t e L/D iguais a 32,3 e 4,5, respectivamente.

Os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos são apresentados na Tabela 2 (onde N_{MEF} é a capacidade resistente do pilar e ϵ_{MEF} é a deformação correspondente) e na Figura 5 a seguir.

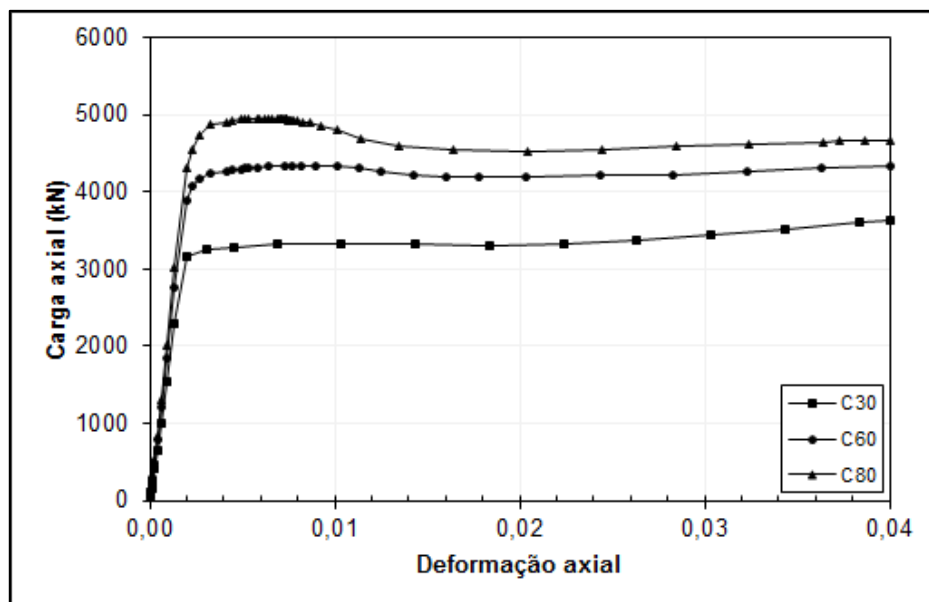


Figura 5 – Curvas carga axial *versus* deformação axial para os pilares mistos circulares preenchidos com concreto analisados no estudo de caso.

A análise dos resultados apresentados permite constatar que o trecho ascendente das curvas carga axial *versus* deformação axial é mais íngreme para as maiores resistências do concreto, o que pode ser atribuído aos maiores módulos de elasticidade correspondentes. Além disso, a capacidade resistente dos pilares é maior para as maiores resistências do concreto. Conforme ilustrado pela Figura 6, a relação entre essas variáveis é aproximadamente linear.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

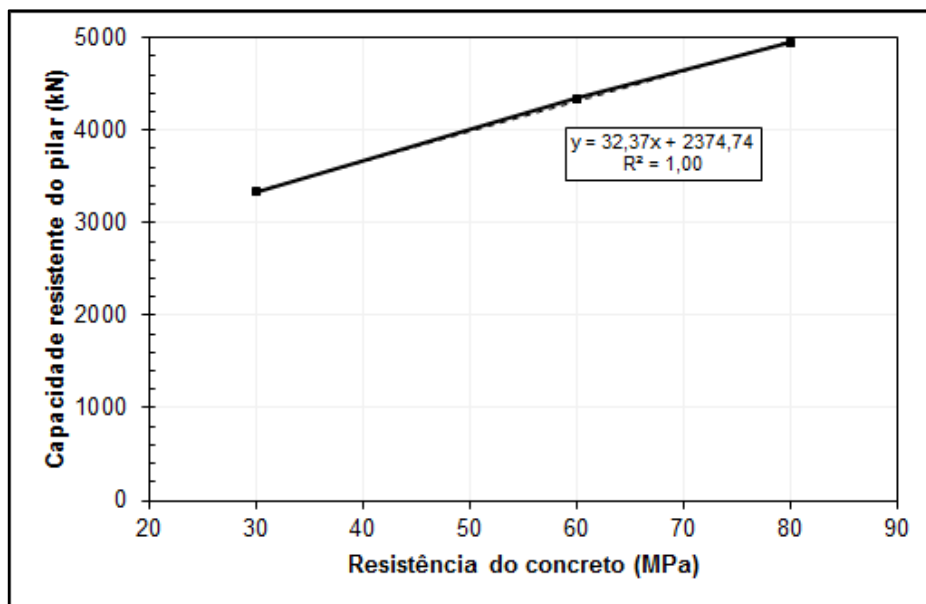


Figura 6 – Relação entre a capacidade resistente e a resistência do concreto dos pilares mistos circulares preenchidos analisados no estudo de caso.

Para todas as classes de resistência do concreto analisadas, a capacidade resistente dos pilares superou a capacidade da seção mista à plastificação ($A_s f_y + A_c f_c$), o que pode ser atribuído aos ganhos de resistência do núcleo de concreto decorrentes do efeito do confinamento. Por outro lado, a relação entre essas variáveis diminuiu com o aumento da resistência do concreto, conforme mostrado na Tabela 2.

4. CONCLUSÃO

Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido neste trabalho com o objetivo de avaliar a capacidade resistente e o comportamento de pilares mistos circulares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão centrada. As recomendações apresentadas no trabalho de Tao et al. [3] a respeito dos modelos constitutivos dos materiais, da discretização da malha de elementos finitos, da modelagem da interface entre o aço e o concreto e da simulação do carregamento e das condições de contorno, entre outras, foram adotadas no desenvolvimento desse modelo. Uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e em estudos experimentais encontrados na literatura permitiu verificar uma boa aproximação tanto para a capacidade resistente dos pilares quanto para o aspecto das curvas carga axial *versus* deformação axial, inclusive no caso de perfis tubulares de aço de parede fina e de concretos de alta resistência. As premissas adotadas no desenvolvimento do modelo numérico, portanto, foram consideradas adequadas. O estudo de caso conduzido posteriormente permitiu constatar que a capacidade resistente dos pilares aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento da resistência do concreto. Além disso, ela superou a capacidade da seção mista à plastificação, o que foi atribuído aos ganhos de resistência do núcleo de concreto decorrentes do efeito do confinamento.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), pela concessão das bolsas de mestrado e de produtividade em pesquisa, e ao PROPEEs-UFMG (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais), pelo apoio.

REFERÊNCIAS

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
2. Simulia. ABAQUS/CAE. Version 6.14-2. [S.l.]: Simulia, 2014.
3. Tao Z, Wang ZB, Yu Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. *J Constr Steel Res.* 2013; 89: 121-131.
4. Thai HT, Uy B, Khan M, Tao Z, Mashiri F. Numerical modelling of concrete-filled steel box columns incorporating high strength materials. *J Constr Steel Res.* 2014; 102: 256-265.
5. Tao Z, Uy B, Liao FY, Han LH. Nonlinear analysis of concrete-filled square stainless steel stub columns under axial compression. *J Constr Steel Res.* 2011; 67(11): 1719-1732.
6. Tao Z, Wang XQ, Uy B. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *J Mater Civ Eng.* 2013; 25(9): 1306-1316.
7. Samani AK, Attard MM. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Eng Struct.* 2012; 41: 335-349.
8. De Nicolo B, Pani L, Pozzo E. Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths. *Mater Struct.* 1994; 27(4): 206-210.
9. American Concrete Institute (ACI). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Farmington Hills, USA: American Concrete Institute, 2014.
10. Binici B. An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete. *Eng Struct.* 2005; 27(7): 1040-1051.
11. Bazant ZP, Becq-Giraudon E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cement Concrete Res.* 2002; 32(4): 529-556.
12. Papanikolaou VK, Kappos AJ. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. *Int J Solids Struct.* 2007; 44(21): 7021-7048.

* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

13. Yu T, Teng JG, Wong YL, Dong SL. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. *Eng Struct.* 2010; 32(3): 665-679.
14. Tomii M, Yoshimura K, Morishita Y. Experimental studies on concrete filled steel tubular stub columns under concentric loading. In: *Proceedings of the International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*; 1977 May 17-19; Washington, DC, USA. New York: American Society of Civil Engineers, 1977. p. 718-741.
15. Sakino K, Nakahara H, Morino S, Nishiyama I. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *J Struct Eng.* 2004; 130(2): 180-188.
16. O'Shea MD, Bridge RQ. Tests on circular thin-walled steel tubes filled with medium and high strength concrete. *Aust Civ Eng Trans.* 1998; 40: 15-27.
17. Liew JYR, Xiong DX. Ultra-high strength concrete filled columns for highrise buildings. In: *Proceeding of the 4th International Conference on Steel & Composite Structures*; 2010 July 21-23; Sydney, Australia. Singapore: Research Publishing Services, 2010. p. 82-93.