

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

## CONECTORES PARAFUSOS INSTALADOS EM DOIS NÍVEIS EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS COM CONCRETO AUTOADENSÁVEL

Lucas Ribeiro dos Santos<sup>1</sup>  
Rodrigo Barreto Caldas<sup>2</sup>  
Ricardo Hallal Fakury<sup>3</sup>  
Francisco Carlos Rodrigues<sup>4</sup>

### Resumo

Este artigo visa investigar o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento do tipo parafuso de alta resistência utilizados em pilares mistos preenchidos com concreto autoadensável (PMPC), instalados em dois níveis. Na etapa experimental, os PMPCs foram submetidos a ensaios de cisalhamento – *standard push-out tests*, seguindo as prescrições da norma europeia EN 1994-1-1:2004, realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG. Após isso, foi efetuado no *software* ABAQUS um estudo numérico com a finalidade de avaliar o comportamento dos conectores nos pilares. No modelo numérico proposto foram mantidas as condições de contorno e as características dos modelos experimentais. Após a validação do modelo, os resultados numéricos e experimentais apresentados nas curvas força *versus* deslizamento foram avaliados frente aos valores de carga máxima, rigidez e classificação dos conectores. Ao final, obteve-se um modelo numérico calibrado que apresentou boa concordância com os resultados experimentais e os valores de carga máxima alcançados apresentaram desvio inferior a 7,5%. Verificou-se também que as configurações deformadas obtidas na análise numérica ficaram próximas das observadas experimentalmente.

**Palavras-chave:** pilares mistos; estruturas mistas; conectores de cisalhamento; análise numérica.

## SHEAR CONNECTORS BOLTS USED INSTALLED IN TWO LEVELS IN SELF-COMPACTING CONCRETE-FILLED STEEL COLUMNS

### Abstract

This paper has the main goal to investigate the structural behavior of high strength bolts used as shear connector applied in self-compacting concrete-filled steel columns (CFSC). These devices were installed in two different high levels. In experimental program, test procedures were based on the *standard push-out tests* recommended by the European standard – EN 1994-1-1:2004. These tests were performed at the Experimental Structural Analysis Laboratory of UFMG. Then, numerical simulations of these tests were carry out using the finite element software ABAQUS to a better understanding of the shear connection behavior realized by steel bolts in CFSC. The numerical model proposed was calibrated using the same boundary conditions and the same properties of the experimental specimens. After the validation of the numerical model, numerical and experimental parameters obtained analyzing load versus slip curves, such as maximum load values, stiffness and classification of connectors were compared. The numerical model has a good agreement with the experimental specimens, the maximum load values obtained showed lower deviation 7.5%. It was also observed that the deformed configuration obtained in numerical analysis were similar to those observed experimentally.

**Keywords:** Concrete-filled steel columns; composite structures; shear connectors; numerical analyses.

---

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

<sup>1</sup>Engenheiro Civil, Mestrando em Engenharia de Estruturas do programa Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

<sup>2</sup>Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

<sup>3</sup>Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG.

<sup>4</sup>Doutor em Engenharia Civil. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG

## 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos houve um avanço significativo na utilização de elementos estruturais mistos na construção civil. Esses elementos apresentam diversas vantagens que contribuem na melhora do processo construtivo, resultando em uma obra mais racionalizada, limpa e eficiente.

As pesquisas científicas que surgiram nas últimas décadas tratando de parafusos como conectores de cisalhamento evidenciam que o uso correto desses dispositivos pode resultar em ganhos mecânicos favoráveis nos elementos mistos. Trabalhos como os de Starossek & Falah [6], Kwon *et al.* [7], Pavlovic [5], Cardoso [3], dentre outros, comprovam a viabilidade do uso dos parafusos como conectores de cisalhamento.

Younes *et al.* [8] concluíram que o uso dos conectores elevam a força axial resistente dos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPCs). Em certos casos, os pilares alcançaram um aumento da força resistente da ordem de 15%.

Com o avanço do uso da técnica de elementos finitos, os *softwares* de engenharia possuem cada vez mais recursos que possibilitam realizar análises numéricas eficientes. Dentro desse contexto, esta pesquisa contempla a modelagem numérica de PMPCs submetidos à compressão axial utilizando o software ABAQUS, para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento nesses pilares.

Com o modelo numérico calibrado, é possível visualizar detalhes que não são detectados nos modelos experimentais, bem como obter resultados mais precisos de distribuição de tensões e transferências de forças geradas pela ação do conector na interface aço-concreto. Para que se alcance tal objetivo, foi mantida a fidelidade dos ensaios experimentais nas modelagens numéricas. A partir desta fidelização, os resultados gerados demonstram se confiáveis e consistentes para interpretação do modelo numérico.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os modelos experimentais são provenientes de pesquisas que estão sendo desenvolvidas no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG. Neste trabalho é avaliada uma série composta por dois PMPCs. Foram utilizados nestes pilares conectores de cisalhamento do tipo parafusos de alta resistência mecânica. Conforme apresentado na Figura 1, os PMPCs possuem altura de 1000mm e em cada pilar foi instalado dois níveis de conectores. O primeiro nível situa-se na altura de 585mm e o segundo nível na altura de 700mm. Cada nível possui dois conectores instalados. No topo, o núcleo de concreto se situa 50 mm abaixo do tubo de aço e, na base, é apoiado sobre uma chapa circular, permitindo o deslizamento relativo entre o aço e concreto. Dessa forma, com a carga aplicada no tubo de aço e resistida na base pelo núcleo de concreto, tem-se ensaios de cisalhamento na interface aço-concreto, de modo que os conectores sejam acionados.

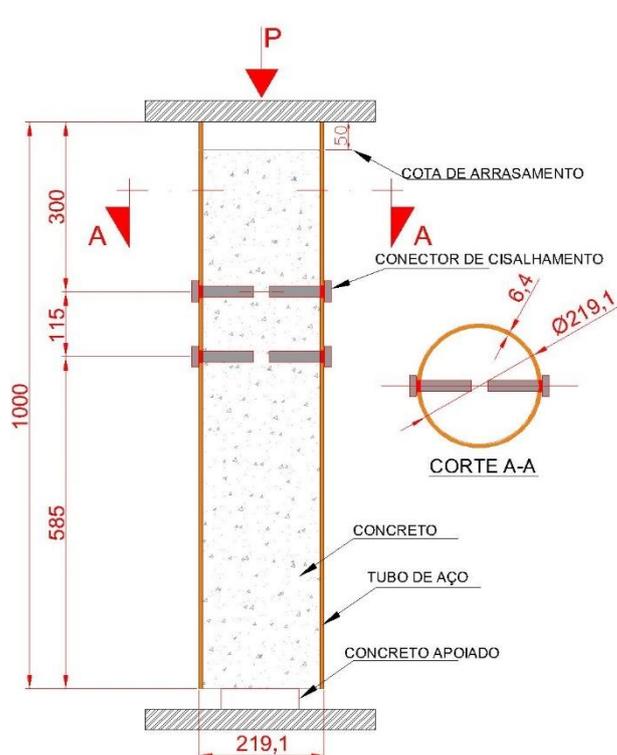


Figura 1 - Representação dos modelos experimentais

Os perfis tubulares utilizados foram fabricados pela VALLOUREC, especificação VMB 350, com dimensões de 219,64mm e 6,4mm para o diâmetro ( $D$ ) e a espessura ( $t$ ), respectivamente. Para assegurar que a transferência de forças de cisalhamento seja realizada, prioritariamente, pelos conectores de cisalhamento, foi aplicada pintura e cera desmoldante na superfície interna dos tubos. Isso garante minimização da transferência de forças por atrito e por aderência nos PMPCs.

Utilizou-se concreto autoadensável nos modelos experimentais. Durante e após o processo de concretagem foram tomados os devidos cuidados, a fim de evitar problemas de retração e fissuração do concreto em seu período de cura. As propriedades mecânicas do concreto estão apresentadas na Tabela 02.

Os conectores de cisalhamento são parafusos de alta resistência mecânica de especificação ASTM A325 fabricados pela CISER. Os parafusos possuem 19,05 mm ( $\frac{3}{4}$ " e 95,25 mm ( $3\frac{3}{4}$ " de diâmetro ( $D$ ) e comprimento nominal ( $l$ ), respectivamente. As propriedades mecânicas dos conectores estão apresentadas na Tabela 01. Durante a montagem dos PMPCs, os conectores foram instalados e soldados em furos-padrão nos tubos de aço.

Para realização dos ensaios experimentais, o carregamento foi aplicado gradualmente pelo atuador na chapa de topo sobre a superfície superior do tubo de aço (ver *Figura 1*). Dessa forma, pode-se garantir que o carregamento fosse distribuído no topo do tubo de aço. Os procedimentos para realização dos estudos experimentais seguem as especificações de ensaios de cisalhamento – *standard push-out tests* - normatizados pela norma EN 1992-1-1:2004. Os ensaios experimentais foram realizados em duas etapas. Na etapa inicial, para cada um dos PMPCs, foram realizados 25 ciclos de carga e descarga, cujo carregamento aplicado era entre 5% e 40% da carga última esperada. Na segunda etapa, os modelos foram submetidos a um carregamento estático e progressivo até o colapso estrutural.

### 3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O modelo numérico de elementos finitos foi desenvolvido via software ABAQUS – versão 6.14, com a finalidade de simular o comportamento dos parafusos de alta resistência nos pilares mistos preenchidos com concreto. Salienta-se que ABAQUS é uma ferramenta poderosa para análise de elementos finitos que tem sido amplamente utilizada em centros de pesquisas.

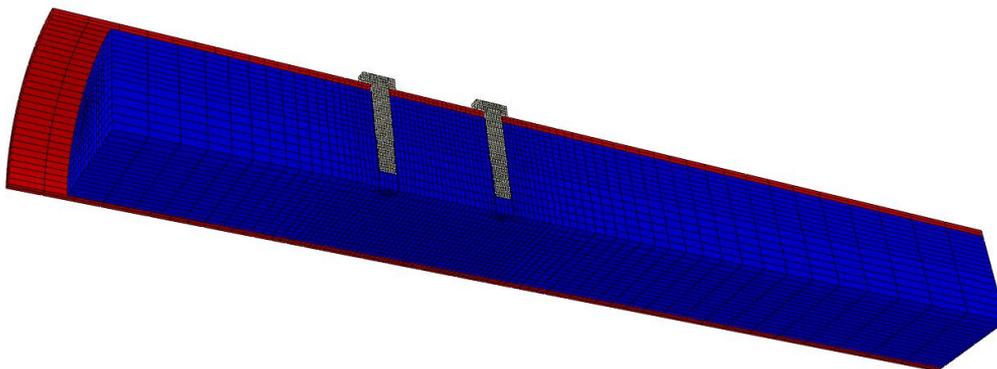


Figura 2 - Modelo numérico

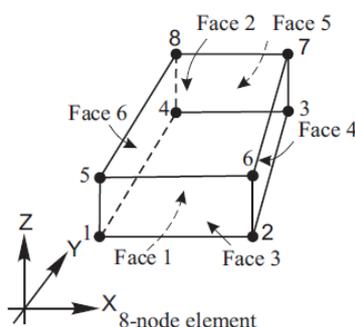


Figura 3 - Elemento de Malha C3D8 - adaptado de Starossek & Falah [6]

Para fins de otimização computacional, foi possível aplicar no modelo numérico o recurso da dupla simetria, tendo sido realizada a modelagem de um quarto da seção transversal (ver Figura 2). O modelo numérico (tubo de aço, núcleo de concreto e parafusos) foi modelado com elementos de malha do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). O elemento C3D8, conforme visualiza-se na Figura 3, possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações nas direções principais X, Y, e Z). Starossek e Falah [6] utilizaram esse elemento e conseguiram boa concordância dos resultados experimentais com os valores numéricos.

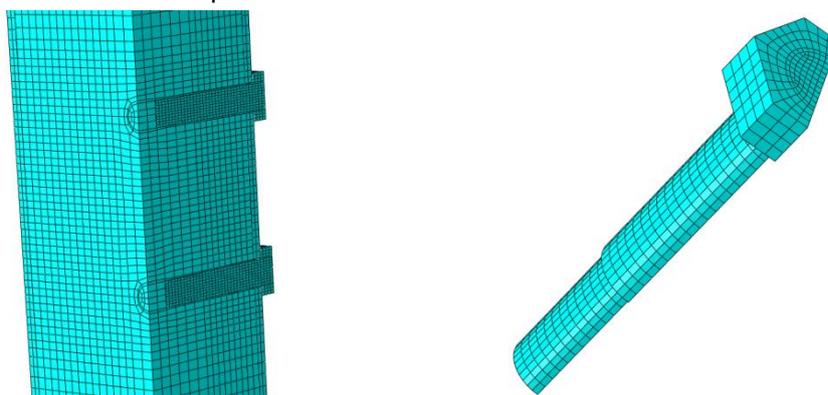


Figura 4 - Malha de elementos finitos: (a) em torno dos conectores; (b) conector

No processo de modelagem, realizou um estudo investigativo da malha ideal para ser utilizada na calibração do modelo. No estudo de malha, levou-se em consideração a precisão dos resultados gerados, conforme a variação tamanho das sementes. A Figura 4 apresenta a malha ideal adotada no estudo numérico. Os parafusos foram modelados com uma malha de 3 mm (ver Figura 4b) e a região em torno dos conectores, compostas pelo núcleo de concreto, foram modeladas com uma malha de 8 mm (ver Figura 4a).

Para o tubo de aço e os parafusos foram utilizadas as propriedades mecânicas medidas experimentalmente. No concreto autoadensável, utilizou-se as propriedades mecânicas calculadas conforme a norma EN 1992-1-1:2004. As Tabelas 1 e 2 apresentam as propriedades mecânicas utilizadas para o aço e concreto, respectivamente.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas do aço

Material	Densidade ( $g/cm^3$ )	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente Poisson	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Tubo de Aço	7,85	200.000	0,3	415,00	569,50
Parafusos	7,85	200.000	0,3	723,51	940,00

Tabela 2 - Propriedades do concreto

Propriedades mecânicas do núcleo de concreto	
Densidade ( $g/cm^3$ )	2,40
Módulo de Elasticidade (MPa)	33,88 GPa
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,2
Resistência média à compressão (MPa)	42,2
Resistência média à tração (MPa)	3,16

### 3.1 Contatos

Uma vez realizada a modelagem dos elementos foi necessário definir a interação da superfície entre eles. Através do módulo *Interactions* no ABAQUS é possível definir as interações de contato entre os elementos. A busca pelas superfícies dos elementos nos modelos numéricos foi realizada de forma automatizada pela ferramenta *Find Contact Pairs*. Após isso, é possível definir as interações entre as superfícies. Em todos os pares de contato adotou-se o método de discretização *surface-to-surface*, que permite que os pares de contato sejam ativados entre duas superfícies. Foram avaliados individualmente os pares de contato para investigação da rigidez de cada elemento a fim de definir a superfície *master* e a superfície *slave*. Elementos que possuem rigidez maior nos pares de contato foram ser definidos como *master*, e rigidez menor, como *slave*. Em todas as interações ficou definido o contato do tipo *hard*, o qual admite o mínimo de penetração entre as superfícies dos elementos.

### 3.2 Condições de Contorno

Buscando recriar nos modelos numéricos as condições de contorno impostas nos ensaios de cisalhamento, foram avaliadas quais seriam as restrições necessárias para serem aplicadas no modelo numérico. Para a conformidade entre os modelos foram adotadas as seguintes restrições: restrição do deslocamento vertical e rotação na base do concreto (ver Figura 5b), restrição aos deslocamentos horizontais – eixo x e rotações no topo do aço – eixo y (local de aplicação da carga pelo atuador – Figura 5a).



Figura 5 - Condições de contorno: (a) atuador; (b) base;

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

A Figura 6 apresenta as restrições adicionais para viabilização da dupla simetria na modelagem numérica.

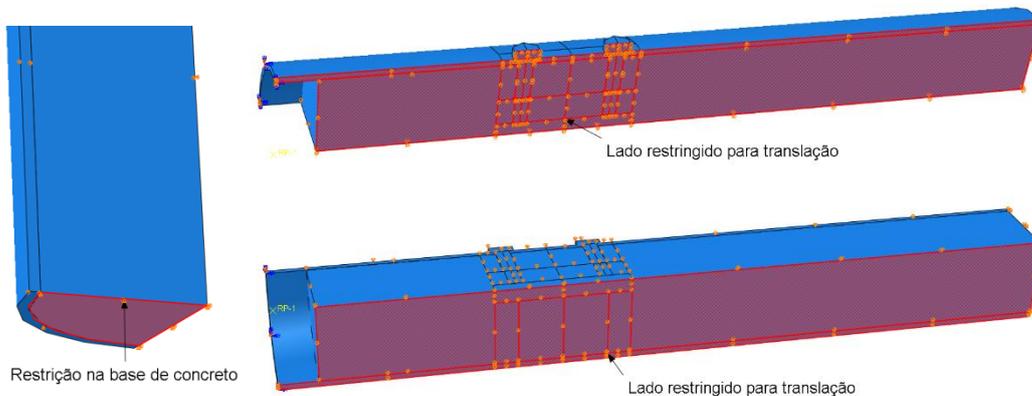


Figura 6 - Restrições aplicadas na modelagem numérica

### 3.3 Obtenção dos Resultados

Os resultados foram obtidos conforme a análise experimental. Dessa forma, o deslocamento relativo na direção U3 é o módulo resultante do deslocamento do tubo de aço e do núcleo de concreto. A localização dos nós em que foram aferidos os resultados dos valores de deslocamento estão apresentados na Figura 7. No modelo numérico os nós possuem um identificador, para o concreto, nó 65, e para o tubo de aço, nó 221.

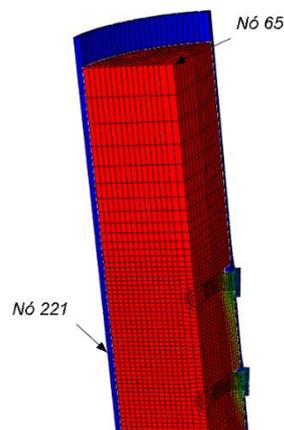


Figura 7 - Localização dos nós referentes aos deslizamento relativo

### 3.4 Calibração do Modelo

Nas análises numéricas é essencial a investigação dos parâmetros utilizados nos materiais envolvidos. Para os modelos experimentais HM1 e HM2 foram realizadas uma gama de investigações das propriedades dos materiais adotados, principalmente no concreto que responde com um comportamento não linear. Para consideração do efeito de dano e confinamento do núcleo concreto provocado pelo tubo de aço, foi utilizado o modelo de plasticidade *Concrete Damage Plasticity*, que é capaz de prever o comportamento do concreto

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

sob pressão confinante e precisa dos seguintes parâmetros: ângulo de dilatância ( $\psi$ ), razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão ( $K_c$ ), viscosidade ( $\mu_{vis}$ ) e a excentricidade ( $\epsilon$ ). Com exceção do  $\psi = 40^\circ$  e  $\epsilon = 0,00005$ , os demais parâmetros adotados foram os mesmos utilizados por Cardoso [3]:  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ ,  $K_c = 2/3$  e  $\mu_{vis} = 0,1$ .

#### 4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

As curvas força *versus* deslizamento da Figura 8 são os resultados gerados nos ensaios de cisalhamento. Percebe-se que as curvas HM1 e HM2 apresentaram um comportamento idêntico no início do carregamento, até alcançar um deslizamento relativo em torno de 12 mm. Após isso, a rigidez continua aumentando no modelo HM1, até o deslizamento próximo de 26mm, onde é possível caracterizar a carga última ( $P_u$ ) do ensaio. Para o modelo HM2, a carga última ( $P_u$ ) é caracterizada próxima de 12 mm, onde ocorre a inversão da curvas. Para ambos modelos experimentais houve perda de rigidez após o alcance da carga máxima do ensaio ( $P_u$ ). A carga última definida para esta pesquisa é a carga máxima obtida nas curvas.

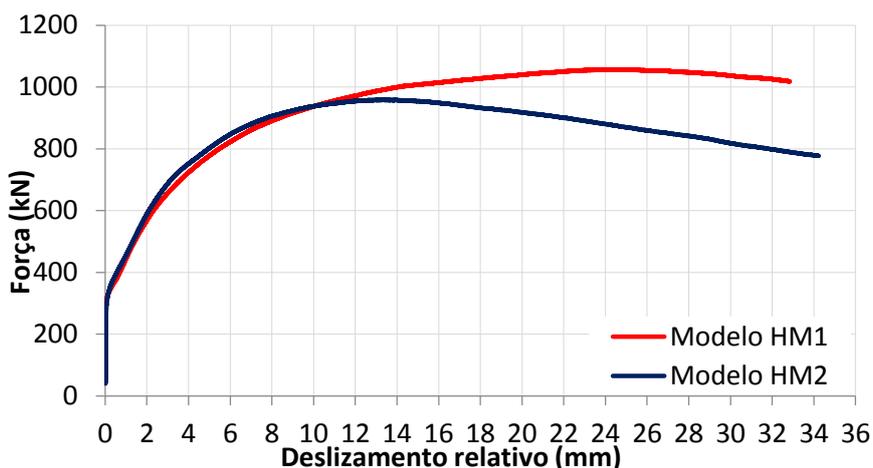


Figura 8 - Curvas força versus deslizamento dos modelos experimentais

Conforme preconiza a norma europeia EN 1994-1-1:2004, o conector de cisalhamento pode ser tomado como dúctil se a capacidade característica de deslizamento ( $\delta_{uk}$ ) for menor ou igual a 6 mm. O valor da capacidade ( $\delta_{uk}$ ) é tomado como o valor mínimo de  $\delta_u$  obtido no ensaio experimental, reduzido em 10%. Dessa forma, conclui-se que para ambos modelos, os conectores são classificados como dúcteis.

A Tabela 03 apresenta a carga última ( $P_u$ ), a carga última por conector ( $P_{u,con}$ ), a carga característica ( $P_{Rk}$ ) e a rigidez secante dos modelos ( $k_{sc}$ ). A rigidez secante é definida conforme o item A.3(3) do EN 1994-1-1:2004, igual a  $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$ , onde  $s$  é o deslizamento relativo que ocorre para a força de  $0,7P_{Rk}$ . Almeida [1] destaca que conectores que possuem rigidez secante inferior a 200 kN/mm poderão ser classificados como flexíveis. Avaliando os resultados, verifica-se que ambos conectores possuem  $k_{sc}$  menor que 200 kN/mm e, dessa forma, são classificados como flexíveis.

Tabela 3 - Valores de carga e rigidez alcançados nos modelos experimentais

<i>Modelo</i>	<i>P<sub>u</sub> (kN)</i>	<i>P<sub>u,con</sub> (kN)</i>	<i>P<sub>Rk</sub> (kN)</i>	<i>k<sub>sc</sub> (kN/mm)</i>
<b>HM1</b>	1.057,34	264,33	951,61	53,28
<b>HM2</b>	958,72	239,68	862,85	70,93
<b>Média</b>	1.008,03	252,01	907,23	62,10

Observa-se na Figura 9 a configuração dos conectores e núcleo de concreto após o ensaio. Verifica-se que os protótipos iniciaram a perda de rigidez devido ao processo de fissuração no núcleo de concreto, ocasionada pela solicitação dos conectores. A transferência de forças nos conectores se deu pelo contato do tubo de aço na superfície entre o início da haste e a cabeça do conector (ver Figura 9). À medida que os conectores foram solicitados, o concreto situado abaixo dos parafusos foi submetido à tensões de compressão, resultando em um esmagamento local do concreto. Dessa forma, a configuração do sistema conector-concreto, gradualmente, foi se ajustando para equilíbrio do sistema de transferência de forças. Com a intensificação do carregamento, observa-se a propagação das fissuras no interior no núcleo de concreto e os parafusos apresentam rotação (ver Figura 9) com deformação plástica, resultante dos esforços de flexão. A propagação de fissuras foram mais expressivas na região em torno do parafuso situado no nível superior. Isso era esperado pelo fato do conector situado neste nível ser solicitado com maior intensidade de carregamento.



Figura 9 - Modelos experimentais após a ruptura

Na Figura 10 é apresentada a configuração deformada do tubo de aço com a cabeça do conector. Nota-se que é evidente a rotação excessiva na cabeça dos conectores e um escoamento local do perfil de aço na região dos furos.



Figura 10 - Tubo de aço e cabeça do conector após a ruptura

## 5. RESULTADOS NUMÉRICOS

Nas análises numéricas foram geradas diversas curvas força *versus* deslizamento relativo. Dentre as curvas obtidas foram analisados alguns requisitos importantes para calibração final do modelo, como carga máxima, rigidez comportamento da curva e deformada do modelo numérico similar ao experimental. A curva que melhor se ajustou aos resultados do modelo experimentais está apresentada na Figura 11. Verificam-se que os resultados numéricos apresentaram boa concordância com os valores experimentais.

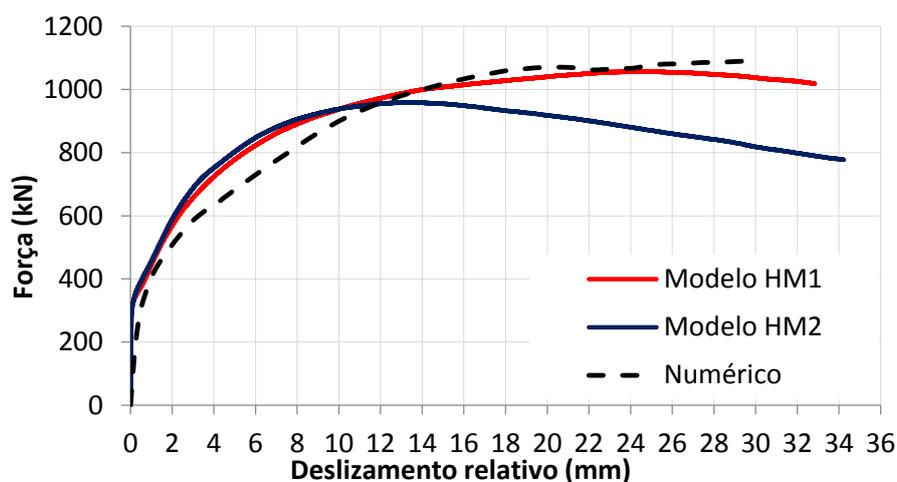


Figura 11 - Curvas força *versus* deslizamento experimental e numérico

A convergência da curva numérica da Figura 11 seguiu até o deslizamento relativo próximo de 30 mm. O comportamento dúctil dos conectores, conforme discutido no item 3, também é constatado nas curvas numéricas.

A Tabela 4 apresenta os valores numéricos de carga última ( $P_u$ ), carga última por conector ( $P_{u,con}$ ), força resistente característica ( $P_{Rk}$ ) e rigidez secante dos modelos ( $k_{sc}$ ). Avaliando os resultados numéricos, verifica-se que os conectores possuem  $k_{sc}$  não superior a 200 kN/mm e, dessa forma, apresentam o mesmo comportamento flexível dos modelos experimentais.

Tabela 4 - Valores de carga e rigidez alcançados no modelo numérico

Modelo	$P_u$ (kN)	$P_{u,con}$ (kN)	$P_{Rk}$ (kN)	$k_{sc}$ (kN/mm)
Numérico	1.089,32	272,33	980,39	33,70

Na Tab. 5 estão apresentadas as comparações entre os valores de carga máxima para os modelos numéricos e experimentais, bem como a taxa de erro existente entre os mesmos. Verifica que os resultados de carga máxima para os modelos numéricos e experimentais ficaram bem próximos, apresentando um desvio inferior à 7,5%.

Tabela 5 - Carga e rigidez alcançados no modelo numérico

Comparações	$P_{u,num}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	Erro (%)
<b>Numérico-Experimental*</b>	1.089,32	1.008,03	7,5
Notas:			
* Comparação realizada entre o modelo numérico e os valores médios dos ensaios.			

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

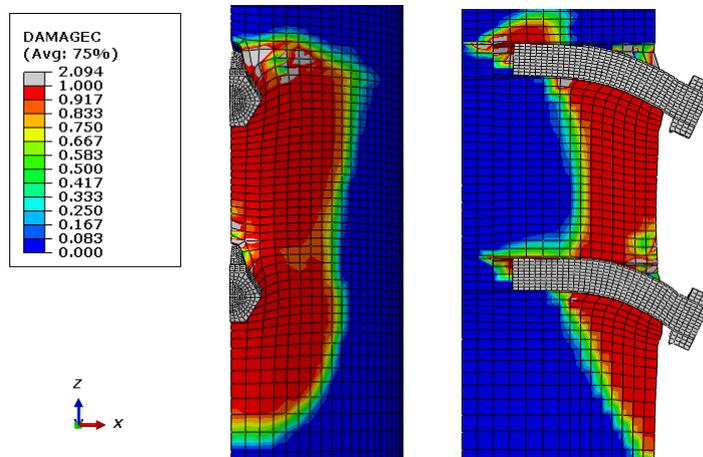


Figura 12 - Dano à compressão no núcleo de concreto

A Figura 12 apresenta o dano gerado no núcleo concreto por tensões de compressão no instante de aplicação da carga máxima. Para melhor visualização foi retirado o tubo de aço. Percebe-se que houve perda total da rigidez à compressão no núcleo de concreto, principalmente na região em torno dos níveis em que os conectores estão situados. Conforme discutido no item 4, é possível notar no modelo numérico o mesmo comportamento dos conectores. Isso significa que houve esmagamento do concreto em torno dos conectores e que os parafusos apresentaram rotação com deformação plástica, resultante dos esforços de flexão.

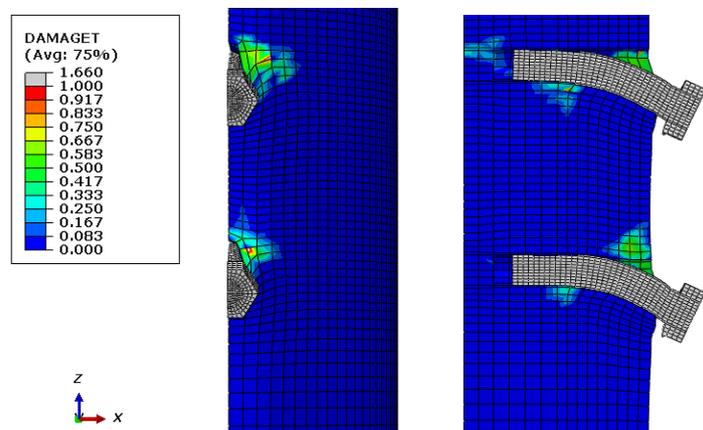


Figura 13 - Dano à tração no núcleo de concreto

A Figura 13 apresenta os resultados representados pela variável de dano *DamageT*, que correspondem ao dano gerado no núcleo de concreto por tensões de tração. Visualiza-se que a região mais atingida pelo dano está em torno da cabeça dos conectores e que o dano à tração possui intensidade menor nos parafusos do nível inferior, o que se justifica-se pela maior capacidade de absorção de tensões de tração pelos parafusos do nível superior. Em linhas gerais, as tensões de tração no núcleo de concreto entre os conectores são parcialmente absorvidas pelo conector localizado no nível superior. Era esperado esse comportamento pois, conforme verificado na Figura 9 do item 4, as fissuras originadas pela tração no concreto foram mais propagadas no parafuso situado no nível superior.

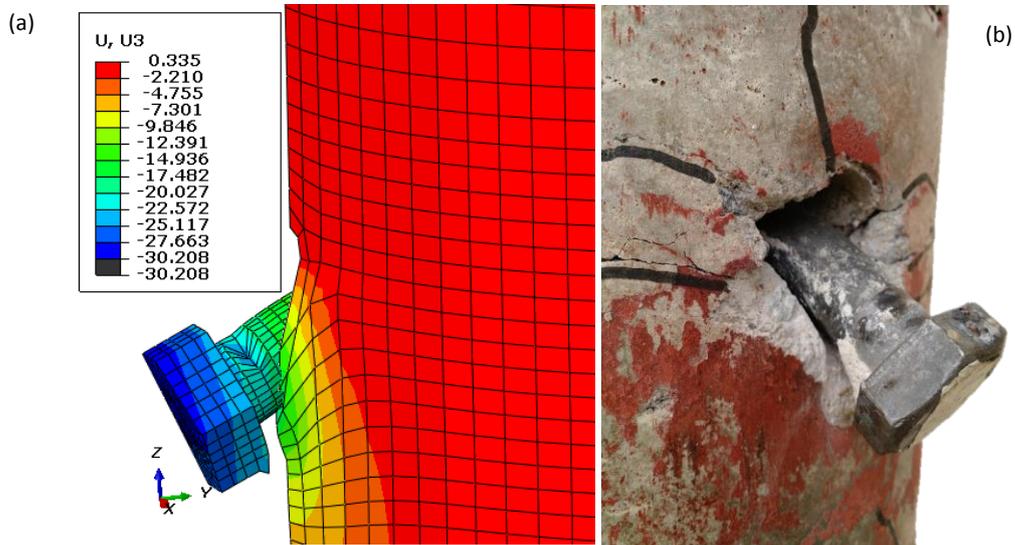


Figura 14- Deslocamentos U3 – eixo z: (a) modelo numérico; (b) modelo experimental;

Os deslocamentos U3 - direção longitudinal, indicados pelo eixo z estão apresentados na Figura 14a, em *milímetros*. Ao comparar com o modelo experimental (ver Figura 14b) é possível notar que o modelo numérico obteve boa aproximação relativa aos deslocamentos reais. Essa percepção é mais singular quando se avalia a cabeça dos conectores em ambas as figuras.

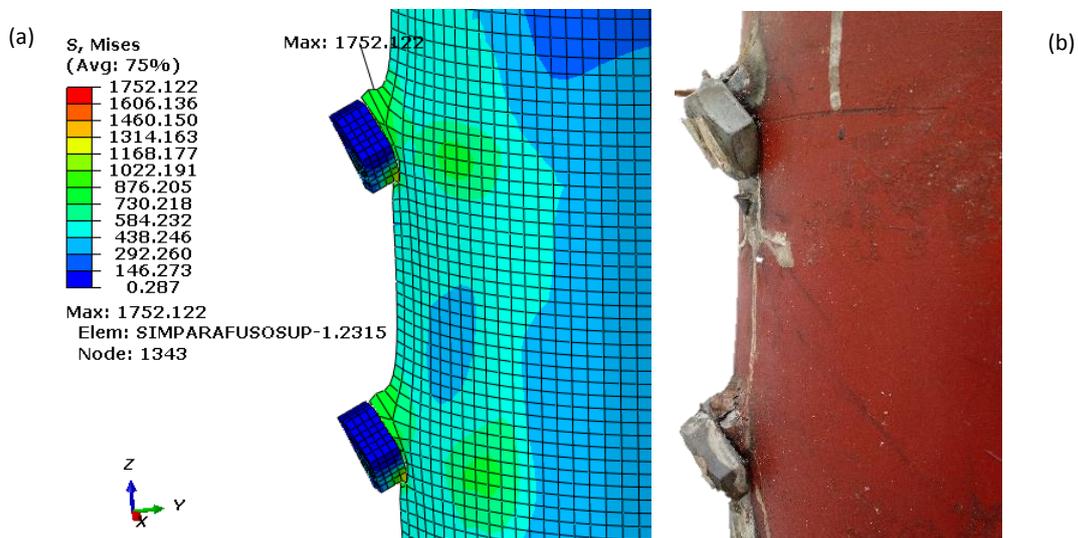


Figura 15 - Variação das tensões de *von Mises*; (b) tubo de aço e cabeça do parafuso após a ruptura;

A variação das tensões de *von Mises* para o tubo de aço e conectores de cisalhamento estão apresentadas pela Figura 15a. Visualiza-se nessa figura que, em torno da cabeça do parafuso, onde há um contato efetivo com o tubo de aço, houve uma concentração maior de tensões que culminaram no escoamento do tubo de aço nesta região. Esse fato pode ser notado nos resultados experimentais mostrados na Figura 15b, onde é possível verificar que junto à cabeça do conector também houve o escoamento do tubo.

## 6. CONCLUSÕES

Por meio das análises dos resultados gerados, observou-se que o comportamento dos parafusos de alta resistência obtidos nos resultados das análises numéricas apresentaram boa concordância com os modelos experimentais. As curvas força *versus* deslizamento dos PMPCs apresentaram valores de carga máxima aproximados entre os modelos numéricos e experimentais, confirmando a eficiência da calibração do modelo numérico no *software* ABAQUS.

Verificou-se que as configurações finais dos modelos numéricos, apresentadas nas Figuras 12, 13 e 14, com os danos gerados no núcleo de concreto e os deslocamentos obtidos foram diretamente correspondentes às configurações finais dos ensaios experimentais. Os valores de carga máxima alcançados, quando comparado com os valores experimentais, apresentam um desvio inferior à 7,5%. Houve boa similaridade do processo de fissuração até atingir o modo de falha do núcleo de concreto autoadensável.

A proposta deste estudo numérico é base para o desenvolvimento de futuras pesquisas que contribuirão para minorar as incertezas existentes nas calibrações numéricas referentes aos PMPCs utilizando parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento. Os resultados deste trabalho serão utilizados para avaliar os resultados das expressões analíticas apresentadas na recente norma ABNT NBR 16239:2013. Essa avaliação é de fundamental importância para que sejam asseguradas as condições de dimensionamento e concepção estrutural para o uso desses conectores.

### Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e Universidade Federal de Minas Gerais pelo apoio financeiro e disposição empreendida no desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

---

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

## REFERÊNCIAS

1. Almeida, P. H. F. *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT) NBR 16239:2013. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013. 85p.
3. Cardoso, H. S. *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.
4. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.
5. Pavlovic, M.; Markovic, Z.; Veljkovic, M.; Budevaca, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research (134-149). 2013.
6. Starossek, U.; Falah, N (2008). *Force transfer in concrete-filled steel tube columns*. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures – Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.
7. KWON, G.; ENGELHARDT, Michael D.; KLINGNER Richard E. (2011). Experimental Behavior of Bridge Beams Retrofitted with Postinstalled Shear Connectors. Journal of Bridge Engineering. ISSN 1084-0702/2011/4. (536-545). 2011.
8. Younes, S. M.; Hazem R. M.; Mourad, S. A. (2015). *Stiffening of short small-size circular composite steel-concrete columns with shear connectors*. Journal of Advanced Research. 14p. 2015.