

Revista da Estrutura de Aço

Volume 4 | Número 3

Dezembro de 2015

ARTIGOS

Análise de perfis formados a frio com perfurações sob compressão centrada

V. O. Faria, F. T. Souza, S. A. Miranda e A. M. Sarmanho

163

Estudo de conectores crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto

O. P. A., R. B. Caldas, H. M. S. Oliveira e R. H. Fakury

181

Análise de ligações tubulares soldadas tipo "T" entre perfis SHS

H. Duarte, L. Lima, P. Vellasco e A. Tenchini

200

Análise numérica de vigas mistas de aço e concreto protendidas

A. S. C. Souza, W. F. Maia, S. De Nardin

220

Análise de perfis formados a frio com perfurações sob compressão centrada

Vinícius de O. Faria¹, Flávio T. Souza², Sérgio A. Miranda³ e Arlene M. Sarmanho^{4*},

¹Universidade Federal de Ouro Preto, v.oliveirafaria@gmail.com

²Instituto Federal de Minas Gerais, flavio.souza@ifmg.edu.br

³Universidade Federal de Ouro Preto, sergimnho@yahoo.com.br

⁴Universidade Federal de Ouro Preto, arlene.sarmanho@gmail.com

Analysis of cold formed structural rack columns

Resumo

Este trabalho avalia a ocorrência do modo de associado a flambagem local em pilares curtos constituídas por perfis formados a frio tipo rack. Estes pilares possuem perfurações para facilitar a montagem, e este trabalho considera a influência das mesmas no comportamento e no esforço resistente destes perfis estruturais. Os estudos foram realizados por análises numéricas e experimentais, cujos resultados apresentaram boa correlação e indicaram que as perfurações não afetaram significativamente a carga crítica e a capacidade resistente dos pilares, apesar de influenciarem significativamente o comportamento dos mesmos, alterando o número de meias ondas formadas. Observou-se ainda considerável influência das imperfeições geométricas no comportamento da estrutura, indicando a necessidade de sua inclusão nas análises numéricas.

Palavras-chave: Flambagem local, Perfis formados a frio, Método dos elementos Finitos, Rack.

Abstract

This work presents an evaluation of local buckling in cold formed rack stub columns. These columns have perforations along their length to make assemblage easier, and this research investigates their influence in these structures behavior and resistance. Experimental and numerical analysis were carried out and their results showed good agreement and indicated that perforations in columns don't reduce significantly their buckling load and strength, but affect their buckling modes by changing the number of half waves formed in the columns. It was also observed a considerable influence of geometrical imperfections, indicating the need of their inclusion in the numerical analysis.

Keywords: Local Buckling, Cold Formed Profiles, Finite Element method, Racks.

1 Introdução

Os avanços tecnológicos aliados a fatores econômicos têm levado a uma tendência de projetar estruturas cada vez mais leves e esbeltas. Um fenômeno de instabilidade presente em elementos esbeltos é associado a flambagem local, que influencia o comportamento e a capacidade resistente de seções em perfis formados a frio (PFF). Os PFF são obtidos por meio de dobragem de chapas a frio, conforme especificado em norma ABNT NBR 14762:2010. As vantagens do uso dos perfis formados a frio são a simplicidade de sua produção, seu baixo peso quando comparado aos perfis laminados e soldados e sua extensa aplicabilidade. Dentre as seções em perfis formados a frio, destacam-se o U enrijecido, a caixa e a seção tipo rack ou garrafa, utilizada nos sistemas de armazenagem industrial. Estas seções estão apresentadas na Figura 1.

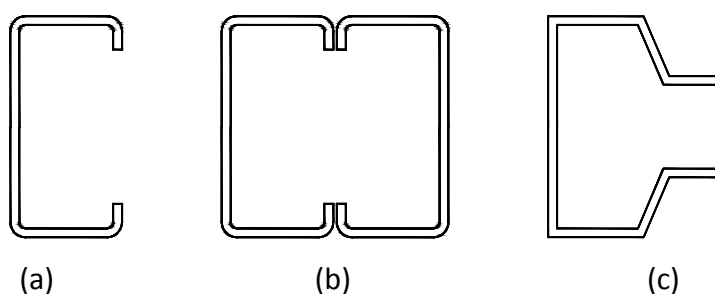


Figura 1 - Perfis mais utilizados em PFF: (a) Perfil U enrijecido; (b) Perfil caixa; (c) Perfil rack ou garrafa

Os sistemas de armazenagem industrial, também chamados racks, são estruturas utilizadas para estocar produtos manufaturados. Variam de pequenas estantes carregadas manualmente até estruturas de mais de 30m de altura com carregamento automatizado (Godley, 1991), conforme apresentado na Figura 2. Seus pilares são constituídos por perfis de seção especialmente desenvolvida para facilitar a montagem das estruturas, além de possuírem furos ao longo de seu comprimento com esta mesma finalidade, pois tornam imediato o encaixe das ligações entre os pilares e as vigas (conforme mostra a Figura 3).

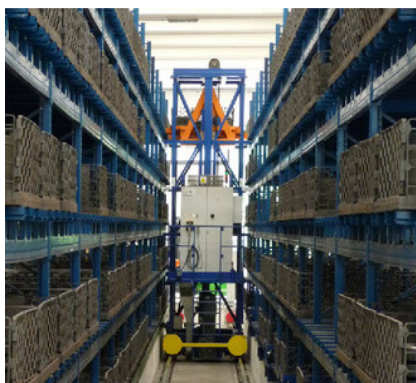


Figura 2 - Sistema de armazenagem industrial (Águia, 2013)



Figura 3 - Encaixe das vigas e pilares (Águia, 2013)

A seção rack ou garrafa, cujos componentes são apresentados na Figura 4, é uma seção aberta, apresentando perfurações de configurações diversas ao longo de seu comprimento. Os flanges de ligação permitem a fixação do sistema de contraventamento diretamente no perfil, facilitando a montagem dos racks. No entanto, a existência destas perfurações modificam o comportamento e a capacidade resistente da estrutura, motivando diversos estudos nesta avaliação (Freitas et al 2010, 2013). Neste trabalho são avaliados o comportamento e esforço resistente de perfis do tipo rack submetidos à compressão com perfurações quadrangulares nas almas, com ênfase na ocorrência do modo associado a flambagem local neste elemento da seção, considerando novas tipologias de perfurações visando a complementação dos estudos anteriores. Este estudo envolveu análises experimental e numérica e também avaliações teóricas.

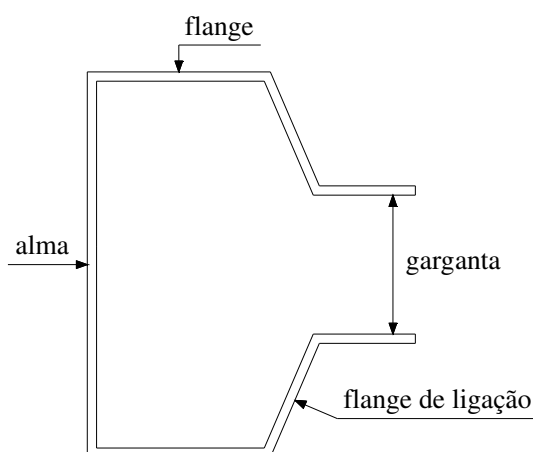


Figura 4 - Seção transversal

2 Programa experimental

O programa experimental consistiu no ensaio de compressão centrada de perfis do tipo rack com a seção apresentada na Figura 5. Foram ensaiados protótipos com diferentes arranjos de perfurações na alma: sem perfurações, com três perfurações na linha média da alma e com seis perfurações, conforme apresentado na Figura 6. Foram ensaiados dois corpos de prova de cada protótipo, diferindo entre si apenas pelas imperfeições oriundas do processo de fabricação. As dimensões foram escolhidas de modo a atenderem parâmetros de fabricação por empresa do setor (Águia, 2011; Águia, 2013).

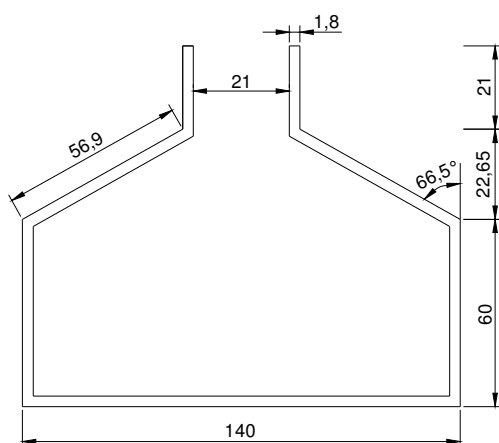


Figura 5 - Dimensões da seção (mm)

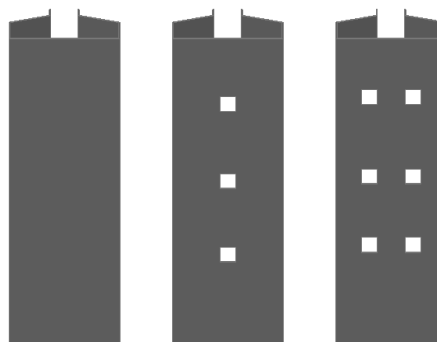


Figura 6 - Perfis para análise

A identificação dos protótipos, baseada na espessura da chapa, quantidades de furos e pela sequência de ensaios é apresentada na Tabela 1. A simbologia foi demarcada nos corpos de prova a fim de se organizar os procedimentos de ensaio. Por exemplo, 3F-1,5-CP1 significa corpo de prova 1 com três perfurações e espessura de 1,5 mm.

Tabela 1 - Identificação dos protótipos

Descrição: WW-X,Y-CPN	
WW {	Perfil sem a presença de furos: SF Perfil com três furos: 3F Perfil com seis furos: 6F
	CPN { Corpo de prova 1: CP1 Corpo de prova 2: CP2 X,Y - Espessura de 1,5 ou 1,8 mm

2.1 Caracterização do material

Ensaio de tração foram realizados para obter a tensão limite de escoamento, f_y , o alongamento residual após a ruptura, a , e a tensão limite de resistência à tração, f_u , conforme especificações da NBR 6892 (NBR ISO 6892, 2002). Os valores médios encontrados estão descritos na Tabela 2. O Módulo de Elasticidade utilizado nas análises foi de 200 GPa. A baixa resistência ao escoamento da chapa de espessura 1,5 mm, se comparada à de 1,8 mm, deve-se ao fato daquela ser constituída por aço do tipo SAE.

Tabela 2 - Caracterização do material

Corpo de prova	Espessura de 1,8 mm			Espessura de 1,5 mm		
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	a (%)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	a (%)
Média	354,88	507,18	19,47	221,98	379,31	29

2.2 Localização das perfurações e altura do modelo

Segundo Silva (2011), a seção em estudo está sujeita à ocorrência de modo associado a flambagem local da alma por meio de 3 meias ondas em forma de senóide, contendo as amplitudes máximas e mínimas numa linha central da alma ao longo do comprimento do pilar. Com isso foram posicionados furos nos pontos de máximo deslocamento da senóide e também em seus pontos de inflexão, conforme Figura 7.

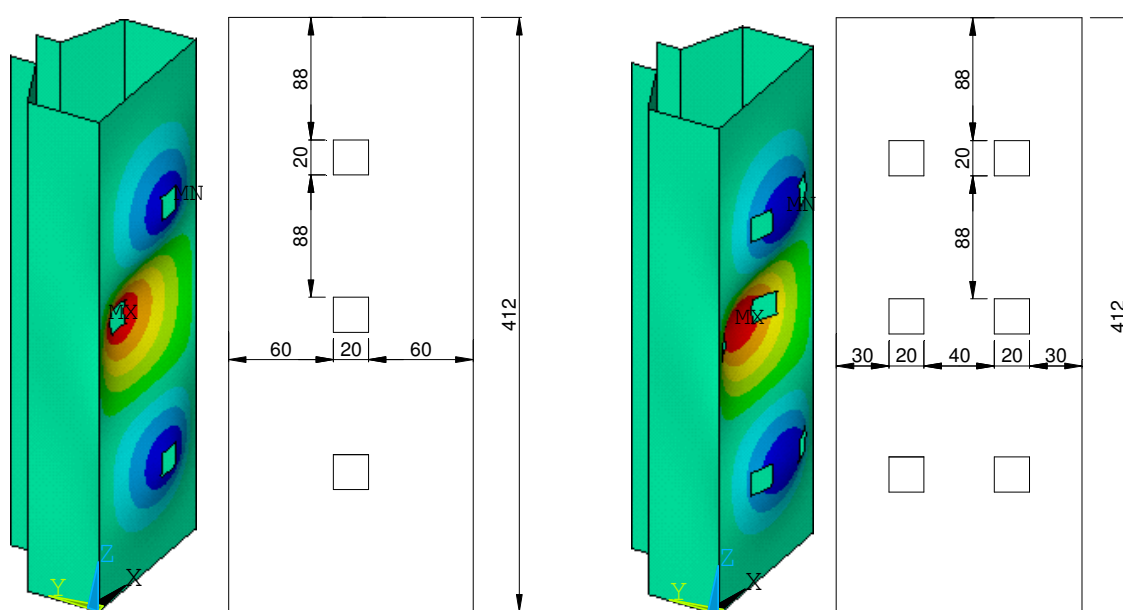


Figura 7 - Dimensões em milímetros e localização dos furos

As dimensões dos protótipos foram definidas por Silva (2011), com o auxílio do software GBTUL (Bebiano et al, 2008). Foi adotado o comprimento do perfil de 412 mm pois neste caso, sob compressão centrada, ocorre modo associado a flambagem local com carga crítica inferior à capacidade resistente dos perfis.

2.3 Montagem experimental

O equipamento utilizado nos ensaios de compressão centrada foi a prensa servohidráulica INSTRON SATEC 5569. Nos ensaios, os corpos de prova foram posicionados entre rótulas, com o objetivo de garantir a verticalidade da força aplicada (Figura 8). Para garantir a aplicação da força no centro de gravidade da seção foi feito o alinhamento geométrico entre o corpo de prova e a prensa, e foram soldadas nas extremidades do perfil chapas de 4,75 mm de espessura para impedir o empenamento da seção (Figura 9). Os ensaios foram realizados com controle de deslocamentos, e a velocidade de aplicação de força foi de 0,1 mm/min.

O modo de instabilidade foi detectado durante os ensaios experimentais por um aumento considerável dos deslocamentos na alma do perfil, indicado pelos transdutores de deslocamentos. Os ensaios foram interrompidos quando se registrou queda de 20% na força aplicada a partir da capacidade resistente do protótipo.

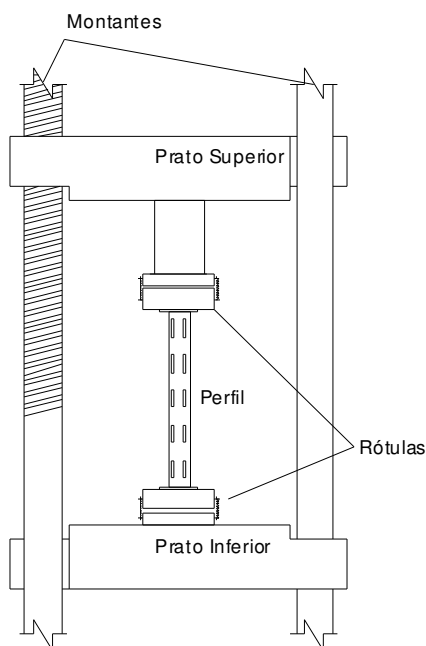


Figura 8 -Montagem experimental



Figura 9 - Posicionamento dos corpos de prova e chapa de extremidade

2.4 Instrumentação e aquisição de dados

Os deslocamentos decorrentes das meias-ondas do modo associado a flambagem local, foram medidos pelos transdutores de deslocamentos (LVDTs) localizados na linha central do perfil, na região com maior amplitude de deslocamento devido ao fenômeno associado a flambagem local. A distância entre os transdutores, para todos os modelos ensaiados, foi de 55 mm. A Figura 10 apresenta a distribuição destes transdutores na alma dos protótipos, onde L1 a L5 representa a sequência dos LVDTs.

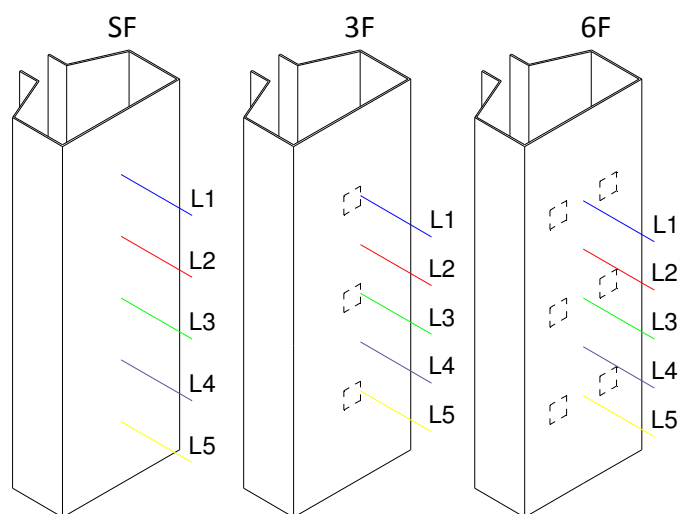


Figura 10 - Posicionamento dos LVDT's nos protótipos

A aquisição de dados foi feita através do software Partner (Instron, 2008), que coletou os dados da célula de carga e também por um sistema de aquisição independente, Spider8 (Hottinger Baldwin Messtechnik, 2003a), controlado através do software Catman 4.5 (Hottinger Baldwin Messtechnik, 2003b), que realizou a aquisição dos dados dos transdutores de deslocamentos.

3 Análise numérica

3.1 Teoria Generalizada de Viga (GBT) - Software GBTUL

A Teoria Generalizada de Vigas (GBT), com o uso do software GBTUL (Bebiano et al, 2008), é um dos métodos numéricos utilizado neste trabalho. Neste

programa, foram analisadas as seções sem a presença de furos, visto que o mesmo não permite criar seções com perfurações.

Inicialmente o GBTUL foi utilizado para definir as dimensões do protótipo, conforme descrito no item 2.2. Num segundo momento, seus resultados foram utilizados na calibração de um modelo via elementos finitos, que permite maior amplitude nas análises com a inclusão das perfurações nos modelos.

3.2 Análise por meio de elementos finitos de casca

O Método dos Elementos Finitos foi utilizado por meio do software ANSYS 14 (ANSYS, 2011). Observa-se que os modelos de elementos finitos têm seus resultados influenciados pelas condições de contorno, refinamento da malha e o tipo de elemento utilizado. Assim, foi realizada a calibração do procedimento por meio da comparação com os resultados da GBT (Freitas et al, 2010; Freitas et al, 2013), definindo-se os procedimentos apresentados a seguir:

- Tipo de elemento: O elemento utilizado em análise foi o SHELL 181, sendo esta escolha baseada em estudos anteriormente realizados considerando seções perfuradas (Freitas et al, 2010; Souza, 2013). Este elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó (translações e rotações em X, Y e Z) e é indicado para análises elastoplásticas.
- Refinamento da malha: Buscou-se um refinamento adequado ao problema, aliando precisão e custo computacional. Foram testados vários níveis de refinamento e, por meio de comparações com os resultados obtidos via GBT, foram adotados 25 elementos na direção longitudinal do perfil, 10 elementos na direção da alma, 4 elementos na direção da mesa e enrijecedor e 2 elementos na direção do flange de ligação.
- Condições de contorno: Para evitar a distorção das seções extremas, foram restringidos os deslocamentos nas direções perpendiculares ao eixo do pilar, conforme Figura 11 (a). Para impedir o deslocamento de corpo rígido na direção axial do modelo, um nó à meia altura do modelo teve sua translação impedida nesta direção. (Figura 11 (b)). As rotações em torno dos eixos perpendiculares ao pilar foram acopladas, com o objetivo de garantir o deslocamento uniforme de todos os nós envolvidos. Com isso o

empenamento é restringido conforme Figura 11 (c). O carregamento foi aplicado uniformemente distribuído em todos os nós das extremidades a fim de se garantir a centralização das forças (Figura 11 (d)). O conjunto das condições de contorno é mostrado na Figura 11 (e). Esta técnica foi utilizada por Silva (2011) e Souza (2013).

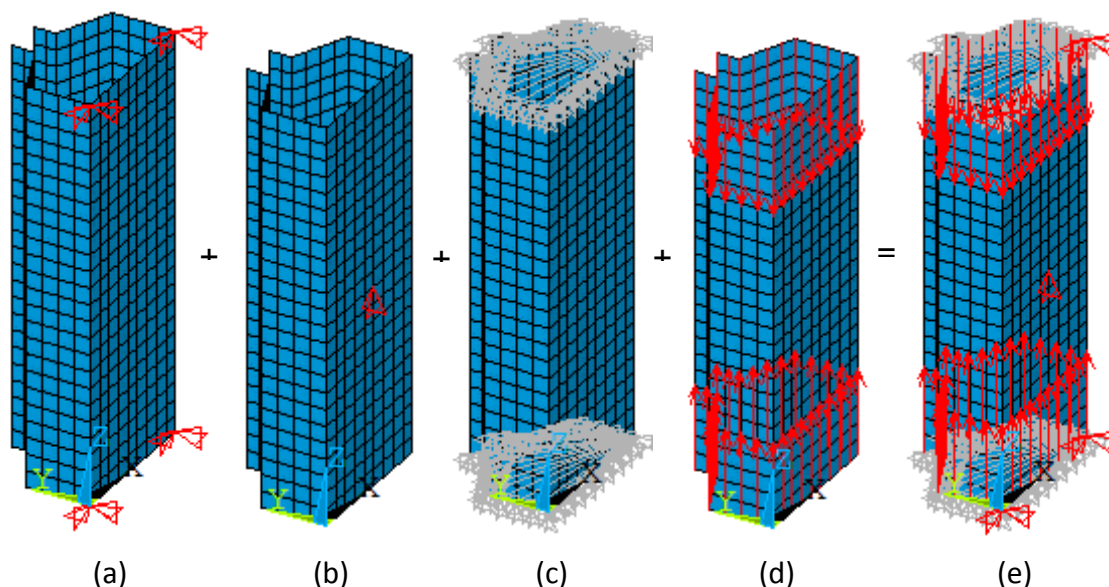


Figura 11 - Condições de contorno implementadas no modelo de elementos finitos:

- (a) Restrições de deslocamentos nas direções perpendiculares ao eixo do pilar;
- (b) Restrição para impedir o deslocamento de corpo rígido;
- (c) Acoplamento das rotações; (d) Aplicação do carregamento;
- (e) Todas as condições de contorno aplicadas.

Além da análise linear de estabilidade dos perfis tipo rack submetidos à compressão centrada, foi feita também a análise não linear considerando os efeitos das não linearidades geométricas e as propriedades elastoplásticas do aço para a análise do comportamento pós crítico e da capacidade resistente dos perfis. Nesta etapa, é fundamental a introdução das imperfeições geométricas no modelo. Para isto, foi feita inicialmente a análise linear de estabilidade, apresentada no item 4.1, onde foram obtidos os modos de instabilidade do pilar. Em seguida, a configuração obtida foi utilizada para atualizar a geometria do modelo, através da aplicação de um fator de imperfeição obtido pelas medidas realizadas nos corpos de prova não ensaiados (apresentados na Tabela 9).

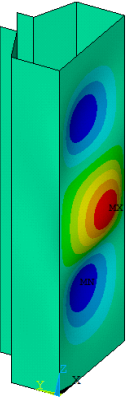
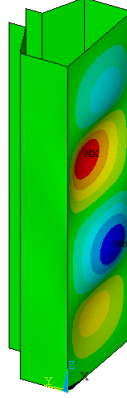
Em todas as análises a linguagem de programação do software ANSYS 14, APDL (ANSYS Parametric Design Language), foi utilizada com o objetivo de automatizar a construção do modelo e viabilizar a parametrização das análises.

4 Resultados e discussões

4.1 Análise linear de estabilidade

Nas análises lineares de estabilidade foram obtidas as cargas críticas e os modos de instabilidade. A Tabela 3 ilustra os dois primeiros modos observados para seção sem furos, obtidos através do software GBTUL e ANSYS.

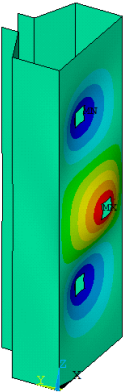
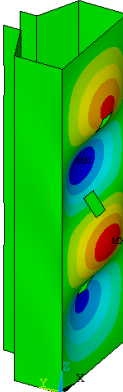
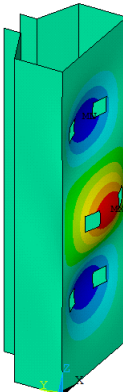
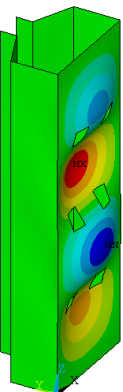
Tabela 3 - Modos de instabilidade da série SF através do GBTUL e ANSYS

GBTUL		ANSYS	
1° Modo	2° Modo	1° Modo	2° Modo
			
$P_{CR-1,5} = 80,47 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 80,91 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 79,00 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 79,01 \text{ kN}$
$P_{CR-1,8} = 139,01 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 139,78 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 136,24 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 136,25 \text{ kN}$
$P_{CR-1,5}$ - Carga crítica para perfis com espessura de 1,5 mm $P_{CR-1,8}$ - Carga crítica para perfis com espessura de 1,8 mm			

Comparando-se as cargas críticas, observa-se diferença de 1,8% e 1,9% para os protótipos SF-1,5 e SF-1,8 aproximadamente, o que demonstra a viabilidade do modelo via elementos finitos na análise. Observa-se também a proximidade entre as cargas críticas para os modos de instabilidade, indicando a possibilidade da ocorrência do modo local com a formação de três (1º modo) ou quatro meias ondas (2º modo). Assim, qualquer dos modos citados poderá prevalecer como dominante ou ocorrer a interação destes, o que foi observado nos ensaios experimentais.

Para os perfis perfurados, apenas o programa ANSYS 14 foi utilizado, em função do GBTUL não possibilitar seções com perfurações. Os dois primeiros modos associados a flambagem local foram expandidos e as cargas críticas comparadas. Diferentemente da seção sem furos, a carga crítica do segundo modo apresentou uma diferença de 12,7% quando comparada com o primeiro. Isto indica a ocorrência do modo local com a formação de três meias ondas (1º modo), uma vez que sua carga crítica é menor. Os modos de instabilidade observados para as séries com furos são representados na Tabela 4.

Tabela 4 - Modos de instabilidade das séries 3Fe 6F através do ANSYS

Série 3F		Série 6F	
1º Modo	2º Modo	1º Modo	2º Modo
			
$P_{CR-1,5} = 77,2 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 87,1 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 75,6 \text{ kN}$	$P_{CR-1,5} = 82,5 \text{ kN}$
$P_{CR-1,8} = 133,2 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 150,2 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 130,4 \text{ kN}$	$P_{CR-1,8} = 142,4 \text{ kN}$
$P_{CR-1,5}$ - Carga crítica para perfis com espessura de 1,5 mm $P_{CR-1,8}$ - Carga crítica para perfis com espessura de 1,8 mm			

4.2 Análise não linear

A fim de analisar o comportamento pós-crítico e o esforço resistente da estrutura, foi realizada a análise não linear dos modelos, com a introdução das imperfeições geométricas e das propriedades elastoplásticas do aço.

Na série de protótipos sem furos, houve a interação dos dois primeiros modos de instabilidade, inicialmente observada nas análises numéricas e comprovada pelos ensaios experimentais. Nas séries com três e seis furos, predominou o primeiro modo, com a formação de três meias ondas associadas a flambagem local. A Tabela 5

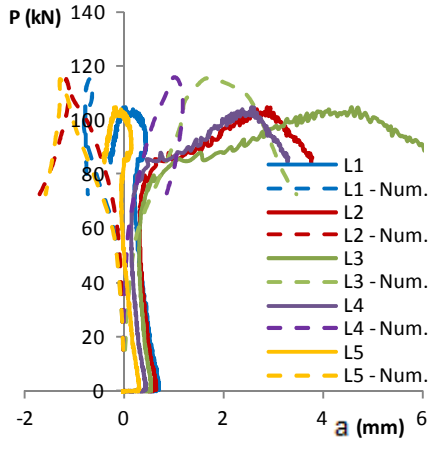
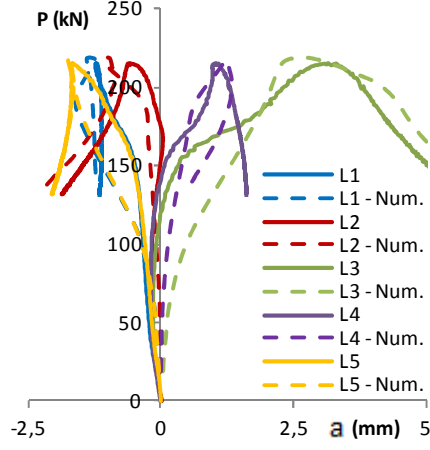
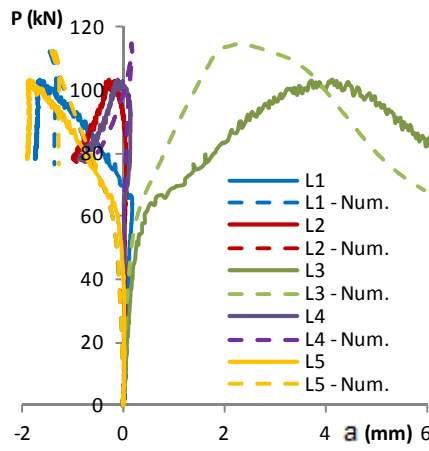
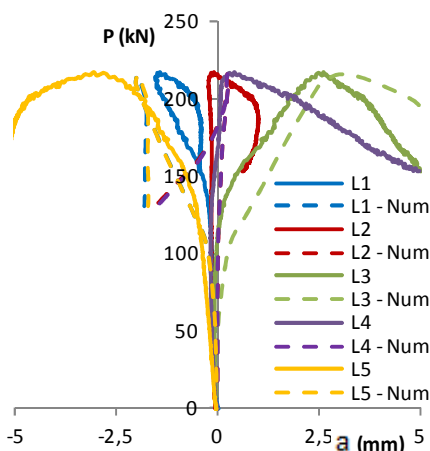
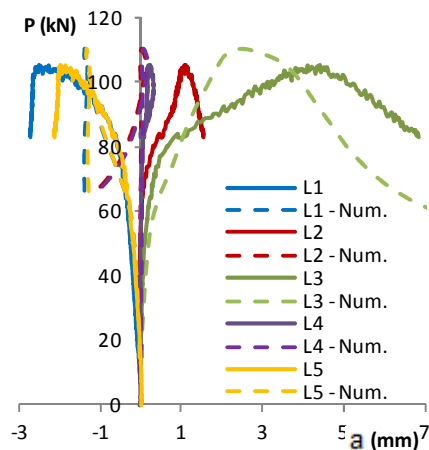
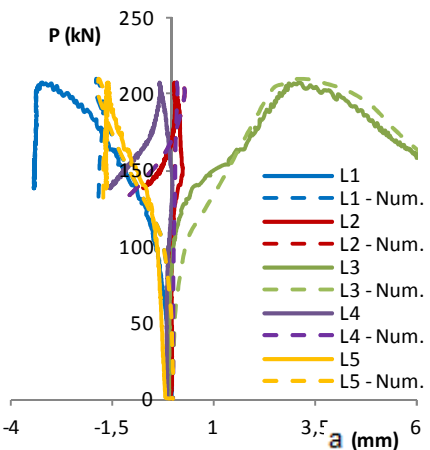
apresenta os deslocamentos observados ao longo da alma do modelo numérico (curvas contínuas) e a comparação com os resultados experimentais (curvas tracejadas). O eixo das ordenadas representa a região onde os transdutores de deslocamentos foram fixados, sendo ilustrada pelas fotos de cada protótipo ensaiado.

Tabela 5 - Comparação das amplitudes da alma (a) a cada intervalo de força (P)

Perfil	t = 1,5 mm	t = 1,8 mm
SF		
3F		
6F		

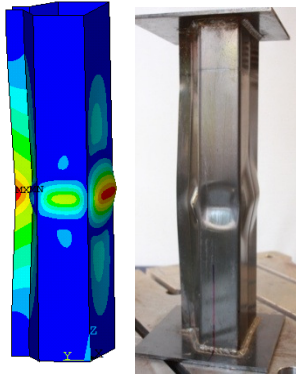
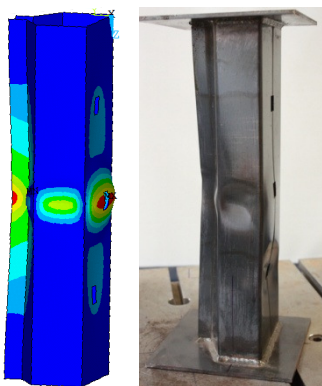
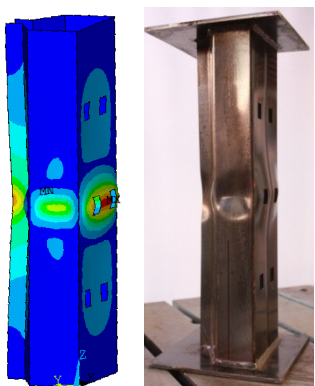
A Tabela 6 apresenta as curvas força (P) versus deslocamento (a) na alma para os protótipos ensaiados e sua comparação com os dados experimentais. As siglas L1 a L5 e L1-Num a L5-Num representam os resultados experimentais, obtidos por meio dos LVDT's, e resultados numéricos via ANSYS, respectivamente.

Tabela 6 - Comparação entre os deslocamentos da alma para cada protótipo

Perfil	t = 1,5 mm	t = 1,8 mm
SF  L1 L2 L3 L4 L5		
3F  L1 L2 L3 L4 L5		
6F  L1 L2 L3 L4 L5		

A Tabela 7 compara os modelos numéricos do ANSYS 14 com os protótipos ensaiados ao nível de carregamento médio de 210 kN. Nota-se boa correlação entre os resultados, o que indica a capacidade do modelo numérico na previsão do comportamento real.

Tabela 7 - Deslocamentos no enrijecedor, flange e na alma do perfil

SF-1,8-CP1	3F-1,8-CP2	6F-1,8-CP2
		

4.3 Considerações sobre as comparações de resultados

Observa-se, em geral, boa correlação entre as cargas críticas numéricas e experimentais. A existência dos furos na alma possui pouca influência sobre a carga crítica, como é observado nos valores da Tabela 8 a seguir.

Os modelos numéricos possuem grande sensibilidade às imperfeições geométricas, o que leva à dispersão entre os resultados numéricos e experimentais. Assim, estas imperfeições devem ser cuidadosamente inseridas no modelo numérico por meio da atualização da geometria inicial a partir dos modos observados. A Tabela 9 apresenta os modos de instabilidade e os fatores de amplitude utilizados na introdução das imperfeições nos modelos numéricos dos protótipos ensaiados.

Tabela 8 - Comparação das cargas críticas numéricas e experimentais

Protótipo	P_{CR-NUM} (kN)	P_{CR-EXP} (kN)	P_{CR-NUM} / P_{CR-EXP}
SF-1,5-CP1	79,0	77,0	1,026
SF-1,5-CP2	79,0	78,0	1,013
SF-1,8-CP1	136,2	136,0	1,001
SF-1,8-CP2	136,2	121,0	1,126
3F-1,5-CP1	77,2	65,0	1,187
3F-1,5-CP2	77,2	60,0	1,286
3F-1,8-CP1	133,2	105,0	1,269
3F-1,8-CP2	133,2	133,0	1,001
6F-1,5-CP1	75,6	71,0	1,065
6F-1,5-CP2	75,6	70,0	1,080
6F-1,8-CP1	130,4	123,0	1,060
6F-1,8-CP2	130,4	125,0	1,043

Tabela 9 - Modos e coeficientes de imperfeições

Protótipos	Modos associados a flambagem local	Coeficientes de imperfeições (mm)	
		1° modo	2° modo
SF-1,5-CP1,CP2	1° e 2° modos	0,1	-0,05
SF-1,8-CP1,CP2	1° e 2° modos	0,2	-0,05
3F-1,5-CP1,CP2	1° modo	0,1	-
3F-1,8-CP1,CP2	1° modo	0,1	-
6F-1,5-CP1,CP2	1° modo	0,1	-
6F-1,8-CP1,CP2	1° modo	0,1	-

5 Conclusões

O objetivo deste trabalho foi avaliar a ocorrência do modo associado a flambagem local de placa, em pilares curtos constituídos por perfis formados a frio tipo *rack*, de sistemas de armazenagem. Estes elementos possuem perfurações ao longo de seu comprimento para facilitar a montagem. Este trabalho considerou a influência destas perfurações no comportamento dos perfis estruturais. Foram realizadas análises numéricas e experimentais. Os resultados indicaram a pequena influência das perfurações na capacidade resistente final da estrutura e na carga crítica associada a flambagem local, apesar de serem determinantes na definição do número de meias ondas formadas no modelo. Observou-se ainda significativa influência das imperfeições no comportamento pós-crítico dos pilares, indicando a necessidade de sua introdução de forma criteriosa nos modelos numéricos via elementos finitos.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Fundação de Amparo à pesquisa do estado de Minas Gerais - FAPEMIG e da empresa Águia Sistemas de Armazenagem, Ponta Grossa – PR.

7 Referências bibliográficas

ÁGUIA. **Águia Sistemas de Armazenagem**: catálogo. Ponta Grossa. 2011.

ÁGUIA. Disponível em: < <http://www.aguiasistemas.com.br/aguiasistemas/>>. Acesso em: 15 out. 2013.

ANSYS. **Manual de operação versão 14**. Swanson Analysis Systems Inc. Inc, Houston, PA. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. Rio de Janeiro. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892**: Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro. 2002.

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D. **GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**. DECivil/IST, Technical University of Lisbon (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>). 2008.

FREITAS, A. M. S. ; FREITAS, M. S. R. ; SOUZA, F. T. **Finite element simulation of perforated rack sections columns**. In: Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cidade do Cabo. Proceedings of Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation. Londres: Taylor & Francis Group, 20, v. 1. p. 1149-1153, 2013.

FREITAS, A. M. S. ; FREITAS, M. S. R. ; SOUZA, F. T. ; SILVA, G. G. ; FARIA, V. O. **Theoretical and experimental analysis of perforated rack columns.** REM. Revista Escola de Minas (Impresso), v. 66, p. 289-294, 2013.

FREITAS, A. M. S. ; FREITAS, M. S. R. ; SOUZA, F. T. **Theoretical analysis of perforated rack columns. In: International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures.** Rio de Janeiro. Proceedings of International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures. Rio de Janeiro: Federal University of Rio de Janeiro, . v. 2. p. 953-960, 2010.

FREITAS, A. M. S. ; FREITAS, M. S. R. ; SOUZA, F. T. **Analysis and behavior of steel storage drive-in racks.** Thin-Walled Structures, v. 48, p. 110-117, 2010.

GODLEY, M.H. R. **Storage Racking In Design of Cold Formed Steel Members.** Chapter 11, Ed Rhodes . Elsevier Aplied Science, Amsterdam, p. 361-399, 1991.

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIC. **Manual de operação Catman 4.5.** 2003b.

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIC. **Manual de operação Spider8 e Spider8-30.** 2003a.

INSTRON. Manual de operação Partner versão 8.4a. 2008.

SILVA, G. G. **Análise teórico-experimental de colunas perfuradas.** Dissertação de Mestrado, UFOP. 2011.

Estudo de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Preenchidos com Concreto

Otávio Prates Aguiar¹, Rodrigo Barreto Caldas², Heloisa Maria Santos Oliveira³ e Ricardo Hallal Fakury⁴

Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da
Universidade Federal de Minas Gerais - Bloco 1, Sala 4108
Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte - MG
CEP 31270-901

¹opaguiar@gmail.com, ²caldas@dees.ufmg.com, ³heloisa@dees.ufmg.br,
⁴fakury@dees.ufmg.br

Study of Crestbond Connectors in Concrete-Filled Composite Tube Columns

Resumo

Neste artigo é apresentado um estudo teórico-experimental do conector Crestbond quando utilizado em pilares mistos preenchidos com concreto. Este conector, originalmente desenvolvido para uso em vigas mistas, foi proposto como um dispositivo de transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto em vista da demanda por soluções mais práticas e eficazes na solidarização entre os componentes deste tipo de pilar. Os resultados obtidos neste trabalho se mostraram bastante consistentes e favoráveis à viabilização desta nova aplicação do Crestbond. Além de se ter obtido valores elevados para a capacidade resistente, pôde-se identificar padrões de funcionamento do conector, definir parâmetros de resistência e estudar a influência de fatores como geometria da seção do pilar e propriedades do concreto sobre o comportamento do conector.

Palavras-chave: *Crestbond, Pilares Mistos Preenchidos com Concreto, Ensaio de Cisalhamento Direto, Simulação Numérica.*

Abstract

This paper presents a theoretical and experimental study of the Crestbond connector when used in composite columns with concrete filled tubes. This connector, which was originally developed for use in composite beams, is now being proposed as a load transferring device in composite columns with concrete filled tubes, due to the demand for solutions more practical and efficient in coupling the two components of this kind of column. The results obtained in this study proved to be quite consistent and favorable to the viability of this new application of the Crestbond. In addition to having obtained high values for the bearing capacity, it was possible to identify functioning patterns of the connector, set resistance parameters and study the influence of factors such as the column section and the concrete properties on the connector's behavior.

Keywords: *Crestbond, Composite Columns With Concrete Filled Tubes, Push Tests, Numerical Simulation.*

1 Introdução

Os pilares mistos (Figura 1) estão cada dia mais frequentes nas edificações brasileiras, e têm viabilizado a execução de projetos cada vez mais arrojados. Contudo, a adoção destes elementos estruturais trouxe consigo a necessidade de se buscar novas soluções e tecnologias, principalmente no que se refere às conexões e aos dispositivos para transferência de carga em seções mistas.

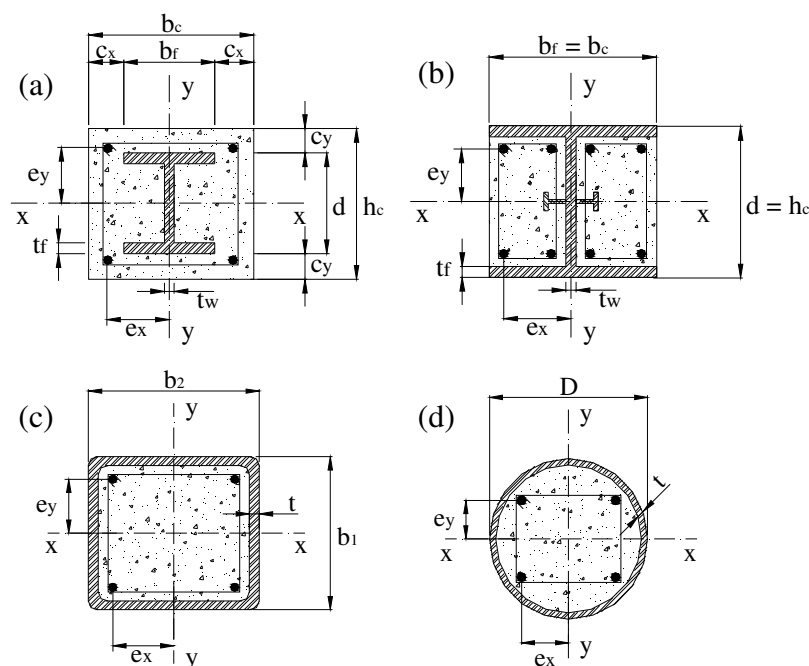


Figura 1 – Exemplos de Pilares Mistos: (a) Pilar revestido com concreto; (b) Pilar parcialmente revestido com concreto; (c) Pilar tubular circular preenchido com concreto; (d) Pilar tubular retangular preenchido com concreto. (ABNT NBR 8800:2008)

Embora pilares mistos já sejam amplamente utilizados principalmente no exterior, as alternativas que se encontram na literatura para a transferência de carga e solidarização entre os componentes destes elementos estruturais (perfil de aço e concreto) nem sempre se mostram práticas ou eficazes, apresentando aspectos que por vezes dificultam sua utilização em certas situações de projeto.

Pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC), em especial, representam um maior desafio construtivo, devido à dificuldade de acesso ao interior do tubo para a instalação de conectores. Alguns dos dispositivos atualmente utilizados para garantir a transferência de carga entre os componentes destes elementos estruturais são apresentados na Figura 2.

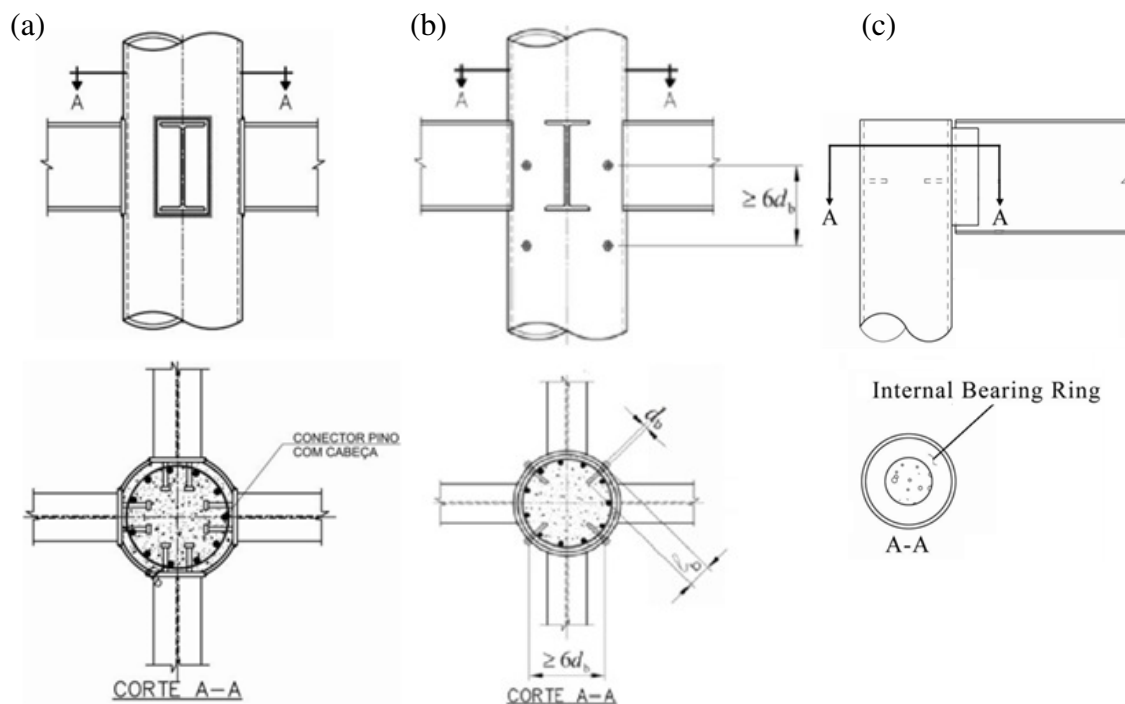


Figura 2 – Principais conectores para pilar mistos preenchidos com concreto: (a) Stud bolts (ABNT NBR 16239:2013); (b) Parafusos (ABNT NBR 16239:2013); (c) Anéis de transferência de carga (JACOBS & HAJJAR, 2010).

Observando a grande eficiência estrutural dos PMPC, particularmente dos de seção circular que proporcionam confinamento ao concreto em seu interior, e, por outro lado, a necessidade de soluções práticas e eficazes para a realização de conexões e transferência de carga nesses elementos, CALDAS *et. al* (2014) propôs o seguinte arranjo:

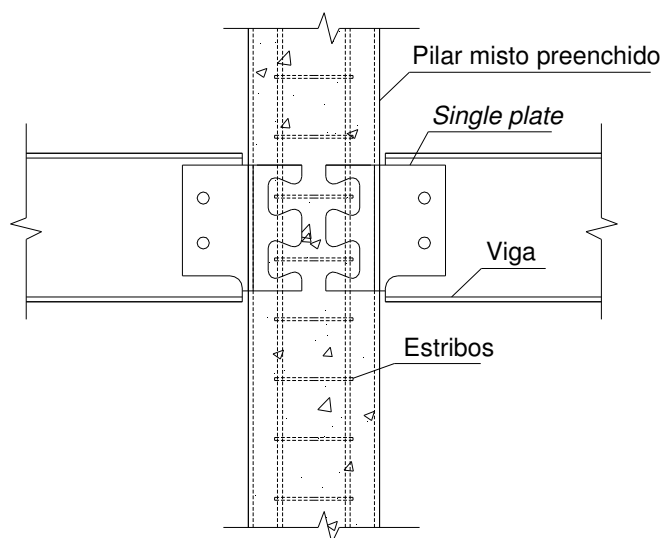


Figura 3 – Proposta de utilização do Crestbond em pilares mistos tubulares (CALDAS et al., 2014).

Neste arranjo, CALDAS *et. al* (2014) propõe a utilização do conector Crestbond como um dispositivo que realiza a solidarização entre os componentes do PMPC ao mesmo tempo que integra a conexão entre viga e pilar. O Crestbond é um tipo de conector de chapa recortada, como o Perfobond (LEONHARDT *et al.*, 1987) e o conector de BODE & KÜNZEL (1988), e foi originalmente desenvolvido para utilização em vigas mistas por VERÍSSIMO (2007).

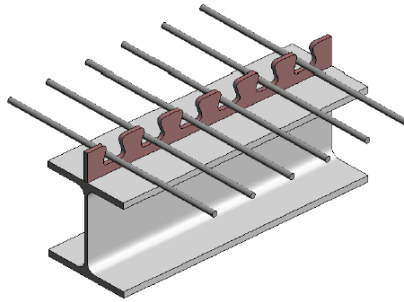


Figura 4 – O Crestbond em sua concepção original para vigas (VERÍSSIMO, 2007).

Neste trabalho é apresentado um estudo teórico-experimental do conector Crestbond quando utilizado como dispositivo de transferência de carga em PMPC, conforme proposto por CALDAS *et. al* (2014).

2 Ensaios Experimentais

Para estudar o comportamento do conector Crestbond quando utilizado segundo o arranjo de CALDAS *et. al* (2014), foi proposto um ensaio de cisalhamento com uma configuração específica para reproduzir as condições observadas em PMPC. A montagem destes ensaios pode ser observada na Figura 5.

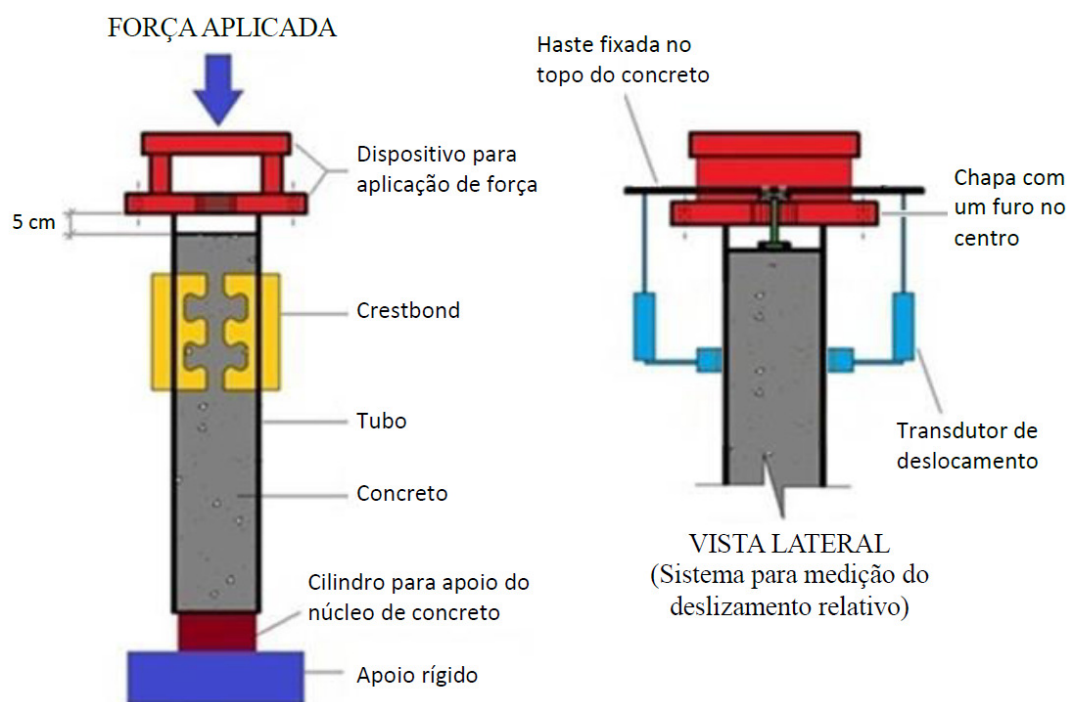


Figura 5 – Configuração dos ensaios de cisalhamento realizados (CALDAS *et. al*, 2014).

Conforme se observa, os protótipos são constituídos por um tubo de aço preenchido com concreto até a 5 cm abaixo do topo, e com conectores Crestbond posicionados através de aberturas longitudinais diametralmente opostas em uma dada elevação do protótipo. Os conectores utilizados apresentam três dentes, quantidade considerada como a mínima a ser adotada em aplicações práticas devido às dimensões usuais das vigas e pilares (Figura 3).

Aplicando o carregamento no tubo na parte superior deste protótipo e apoiando o sistema apenas na parte de concreto da base, garantiu-se que toda a carga aplicada ao tubo fosse transferida para o concreto através do conector.

Assim sendo, a determinação das propriedades mecânicas desse conector em PMPC foram determinadas registrando o deslizamento relativo entre o aço e o concreto através de transdutores de deslocamento (Figura 5) à medida que se elevava a carga aplicada.

Três séries de ensaios foram conduzidas em laboratório, Série B, Série P e Série U. Cada uma destas séries apresentava configurações distintas quanto à geometria da seção transversal dos protótipos. O objetivo dessas variações foi possibilitar observar como a forma e o diâmetro da seção das colunas influencia no comportamento do conector.

Estas três séries eram constituídas, cada qual, por dois protótipos iguais, cujas geometrias são descritas nas Figuras 6 a 9.

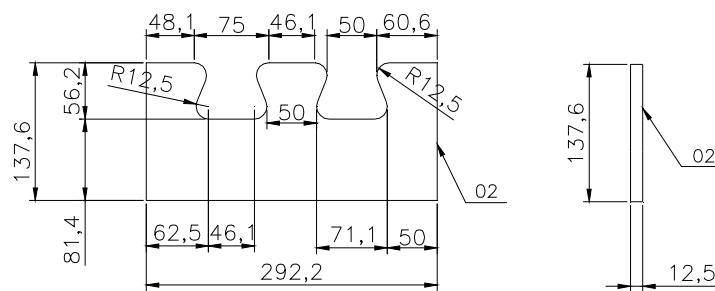


Figura 6 – Dimensões em mm dos conectores Crestbond utilizados nos protótipos.

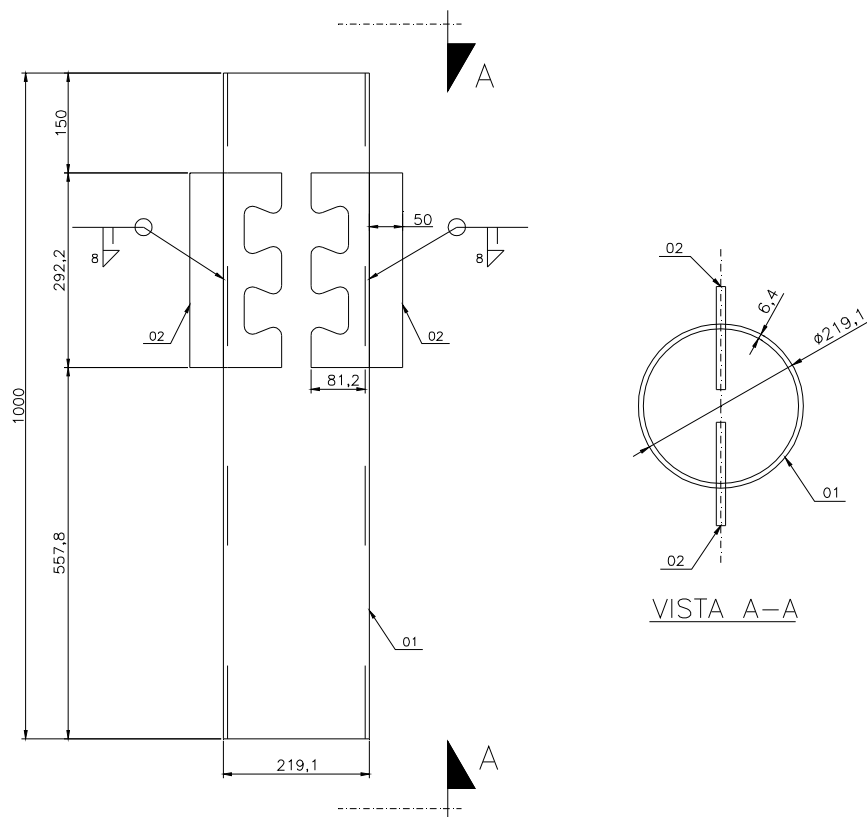


Figura 7 – Dimensões nominais em mm dos protótipos da Série B.

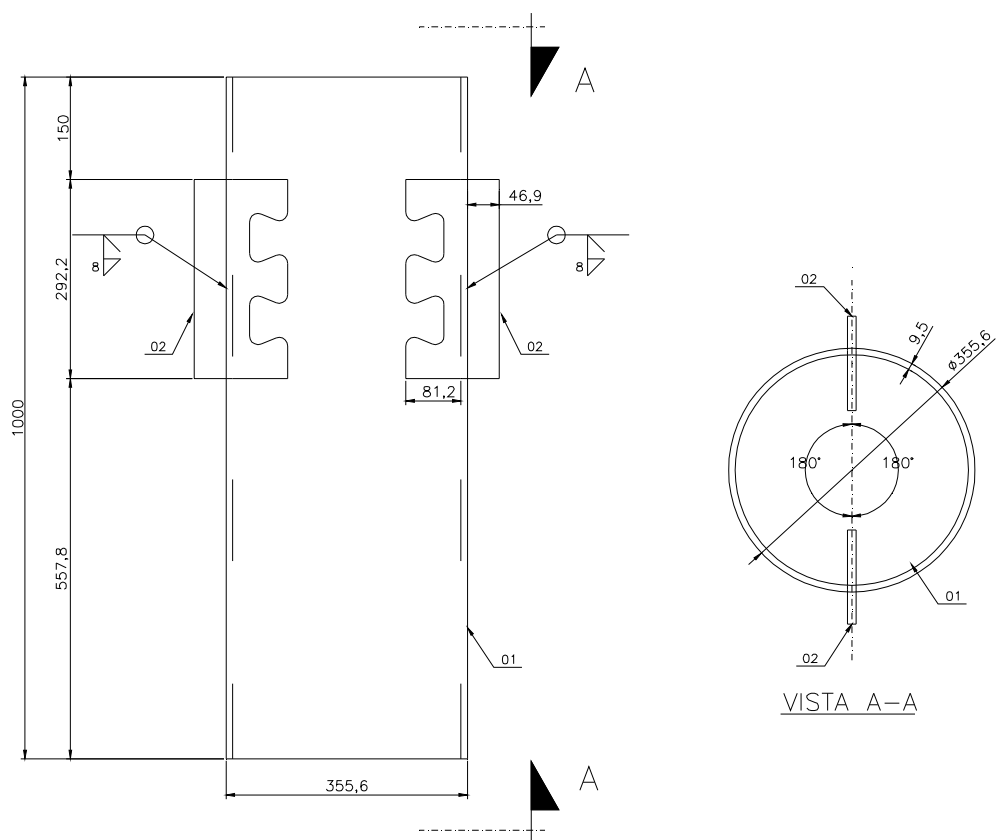


Figura 8 – Dimensões nominais em mm dos protótipos da Série P.

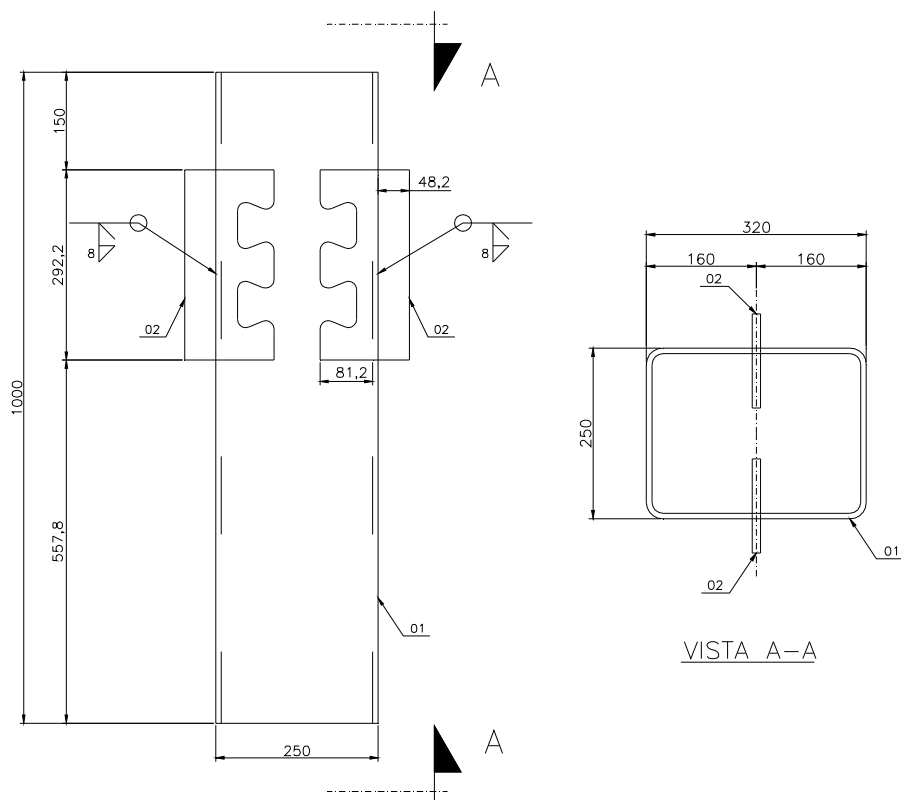


Figura 9 – Dimensões nominais em mm dos protótipos da Série U.

As características referentes ao tubo utilizado em cada uma das séries são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Tubos utilizados nas séries de ensaios

Série	Forma da Seção	Tubo
B	Circular	VMB 350 - 219,1 x 6,4 mm
P	Circular	VMB 250 - 355,6 x 9,5 mm
U	Retangular	VMB 250 - 320 x 250 x 8,2 mm

Quanto às propriedades dos materiais que constituem os protótipos ensaiados, resistências, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson são apresentados na Tabela 2, onde os valores de f_{cm} do concreto e de f_y e f_u do aço do conector foram obtidos a partir de ensaios experimentais, e os demais foram tomados como valor nominal (fornecidos pelo fabricante dos tubos) ou determinados segundo prescrições de normas.

Tabela 2 – Propriedades de material

	AÇO				CONCRETO
	TUBO		CRESTBOND		
	Série B	Séries P e U			
f_y (MPa)	350	250	427	f_{cm} (MPa)	42
f_u (MPa)	485	400	512.5	f_{ctm} (MPa)*	3,14
E_a (MPa)	205000			E_{cm} (MPa)**	33837
ν	0,3			ν	0,2

$$*f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (\text{ABNT NBR 6118: 2014}) \quad (1)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ (MPa)} \quad (\text{EN 1992-1-1:2004}) \quad (2)$$

$$**E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \text{ (GPa)} \quad (\text{EN 1992-1-1:2004}) \quad (3)$$

3 Modelos Numéricos

Utilizando o software ABAQUS, realizou-se uma modelagem numérica de cada um destes protótipos. O elemento finito utilizado nestes modelos foi o C3D8, um elemento linear sólido hexaédrico de oito nós, e foi adotado para modelar tanto o aço quanto o concreto.

Adotou-se 8 mm como tamanho aproximado dos lados dos elementos do Crestbond e entorno, aumentando-se a dimensão longitudinal dos elementos do concreto e tubo a medida em que estes se encontravam mais afastados da região de concentração de esforços. O aspecto final dos modelos pode ser observado na Figura 10.

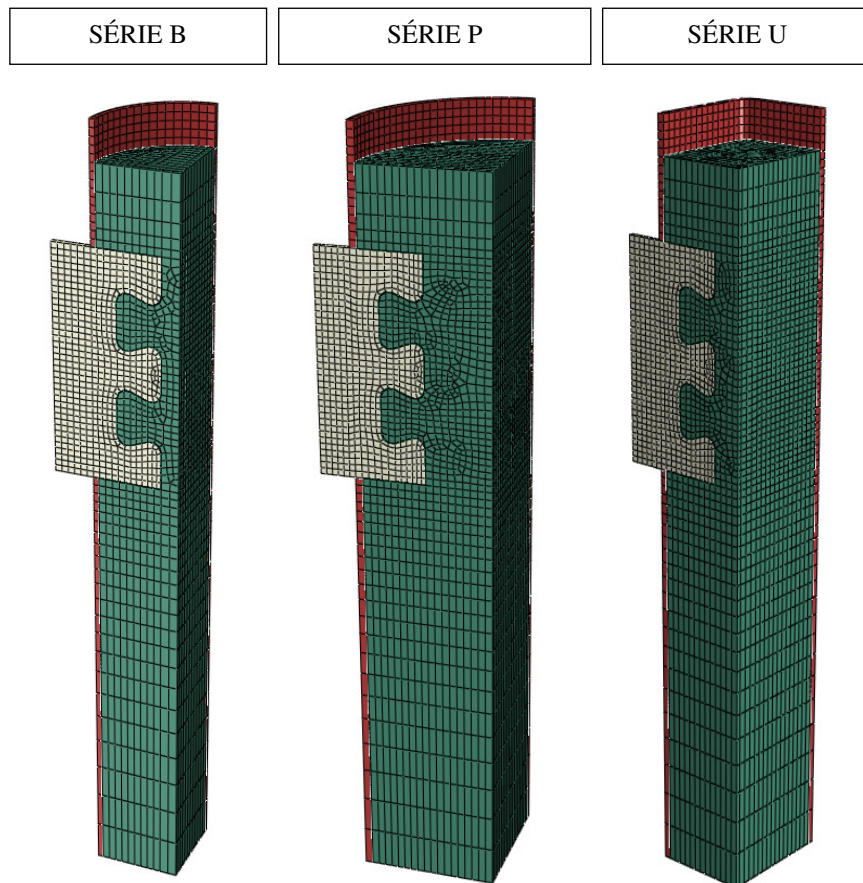


Figura 10 – Configuração dos modelos numéricos.

Conforme se observa, apenas um quarto dos protótipos foi modelado, esta redução foi possível devido à dupla simetria da seção transversal destes protótipos, e, para torná-la viável, impediu-se os nós dos planos de simetria do modelo de se deslocarem perpendicularmente aos mesmos (Figura 12 c e d).

As condições de contorno, bem como as interações de contato entre os componentes dos modelos são elucidadas nas Figuras 11 e 12.

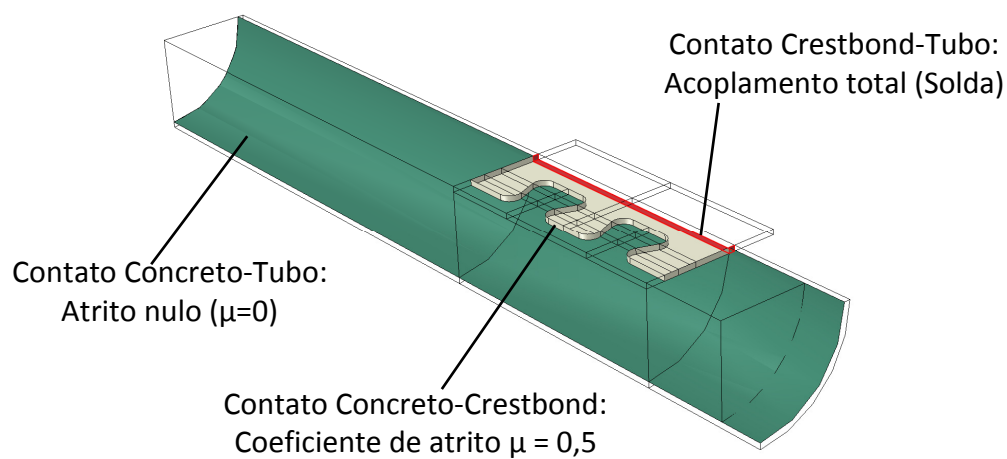


Figura 11 – Superfícies de contato entre as partes do modelo.

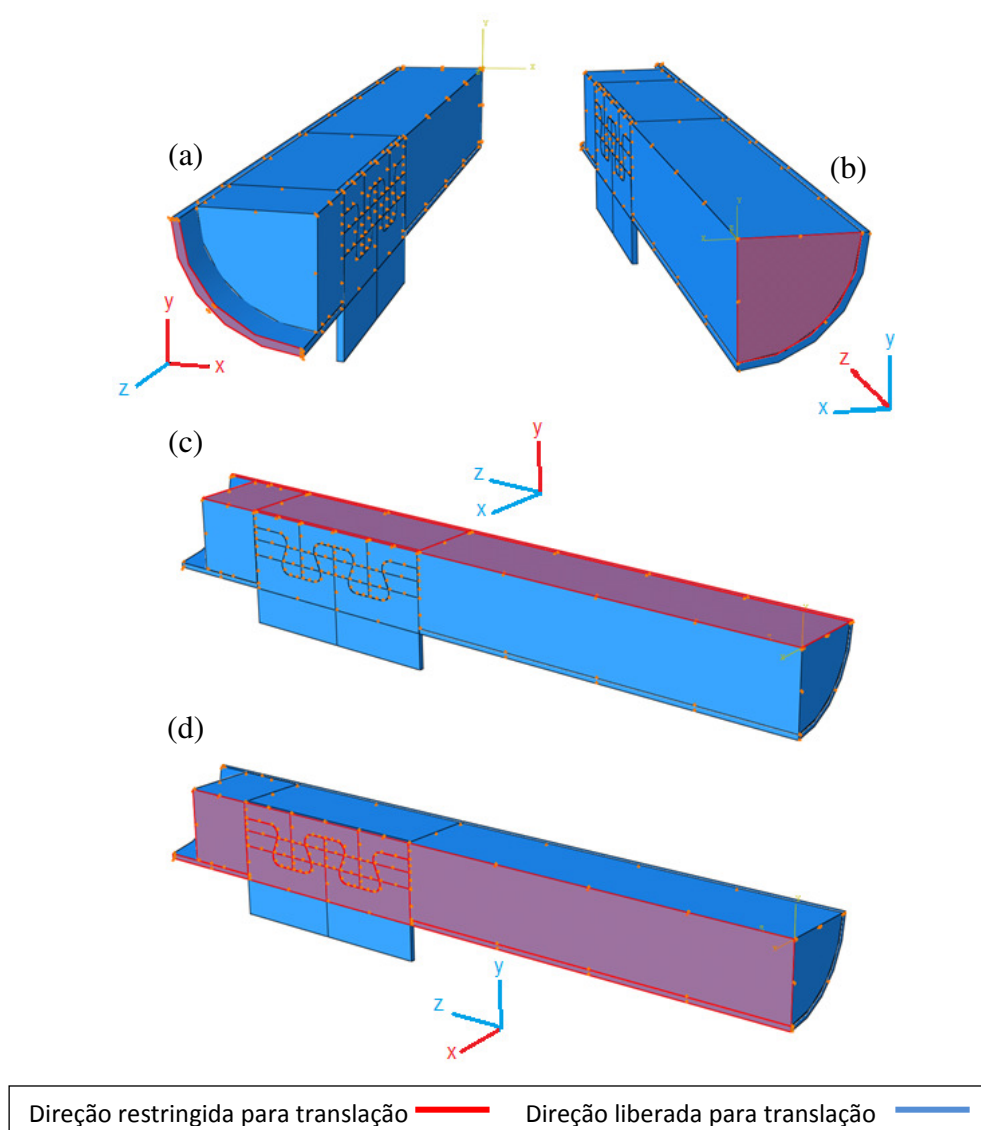


Figura 12 – Condições de contorno: (a) Atuador; (b) Base; (c) Plano de simetria xz; (d) Plano de simetria yz.

Quanto ao carregamento, este foi definido através de uma força concentrada aplicada a um ponto de referência (RP-1: 0;0;1000) conectado aos nós da superfície do topo do tubo por um *constraint* de corpo rígido, conforme ilustrado na Figura 13. Esta força foi gradualmente aumentada ao longo do processo incremental de *Riks*.

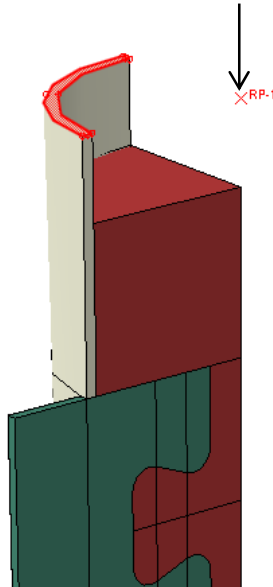


Figura 13 – Aplicação da força.

Com relação à definição do comportamento dos materiais, utilizou-se, para simular o aço, um modelo elastoplástico clássico e, para simular o concreto, o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*, disponibilizado pelo ABAQUS para a simulação de materiais frágeis.

Em ambos os casos, a definição do comportamento do material se dá mediante o fornecimento de pares ordenados que caracterizem a relação tensão *versus* deformação dos mesmos, conforme Figuras 14 e 15.

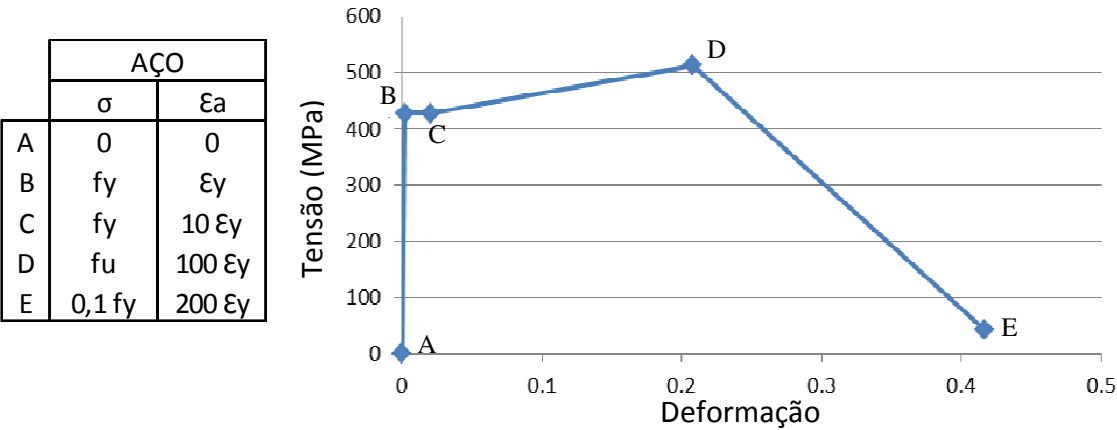


Figura 14 – Definição das curvas tensão *versus* deformação dos aços dos modelos através de seus parâmetros de resistência e elasticidade.

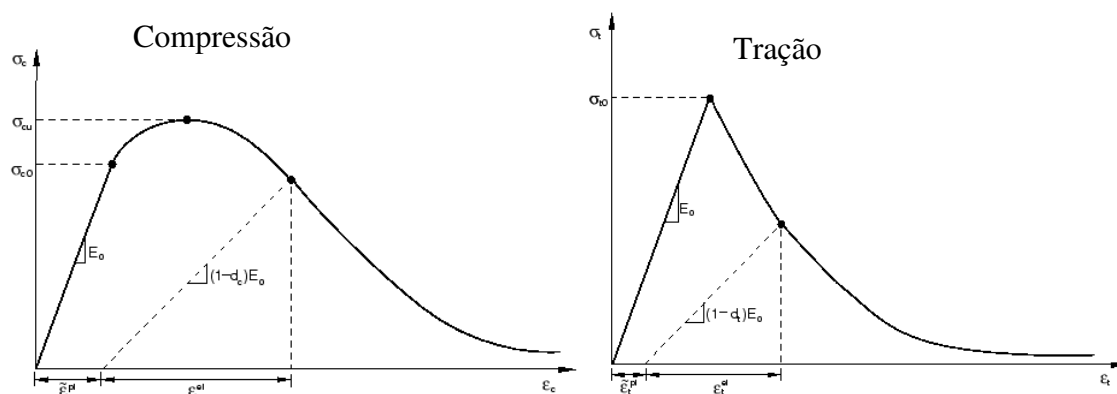


Figura 15 – Aspecto das curvas $\sigma_c \times \varepsilon_c$ e $\sigma_t \times \varepsilon_t$ fornecidas ao software para definição do comportamento do concreto (SIMULIA, 2010).

4 Resultados

Dispondo dos resultados experimentais e numéricos, foi feito um trabalho de análise e comparação dos mesmos de forma a verificar a validade e precisão dos modelos numéricos e compreender o comportamento do Crestbond em PMPC.

Observando as curvas força *versus* deslizamento obtidas nos ensaios experimentais (Figuras 16, 17 e 18), notou-se que comportamento dos conectores foi caracterizado por uma fase inicial linear ascendente, seguida de um trecho curvo com diminuição da inclinação (ou rigidez) que culmina em um patamar horizontal. Desta forma, dois parâmetros de resistência foram definidos para os conectores: P_u , que representa a capacidade resistente e corresponde ao patamar horizontal, e P_1 , que corresponde ao valor da força no momento em que o conector deixa de apresentar comportamento linear.

Os valores de P_1 e P_u apresentados nas Figuras 16, 17 e 18 são valores médios dos dois ensaios que constituem cada série.

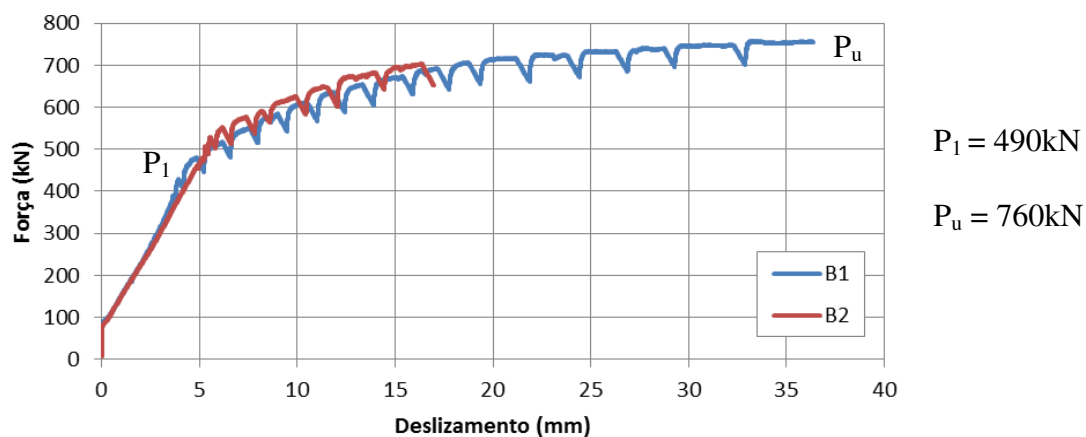


Figura 16 – Resultados experimentais da Série B: Curva força *versus* deslocamento e obtenção dos parâmetros de resistência e deformada final do conector

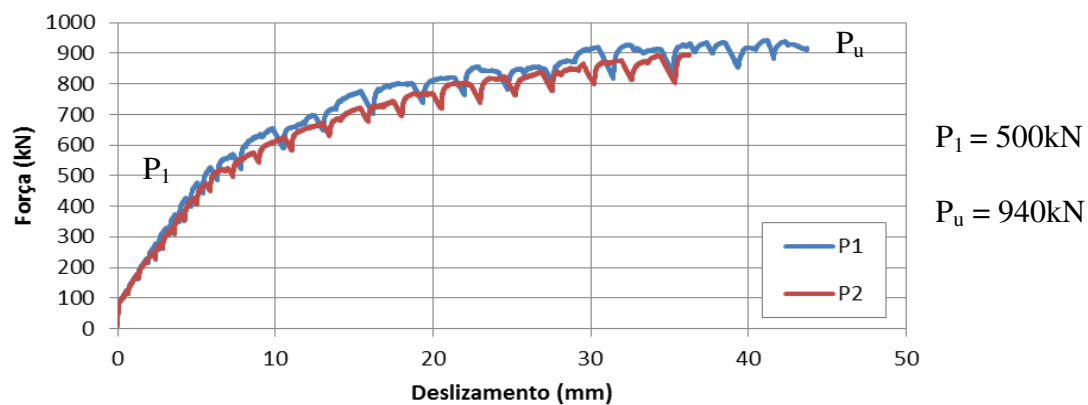


Figura 17 – Resultados experimentais da Série P: Curva força *versus* deslocamento e obtenção dos parâmetros de resistência e deformada final do conector

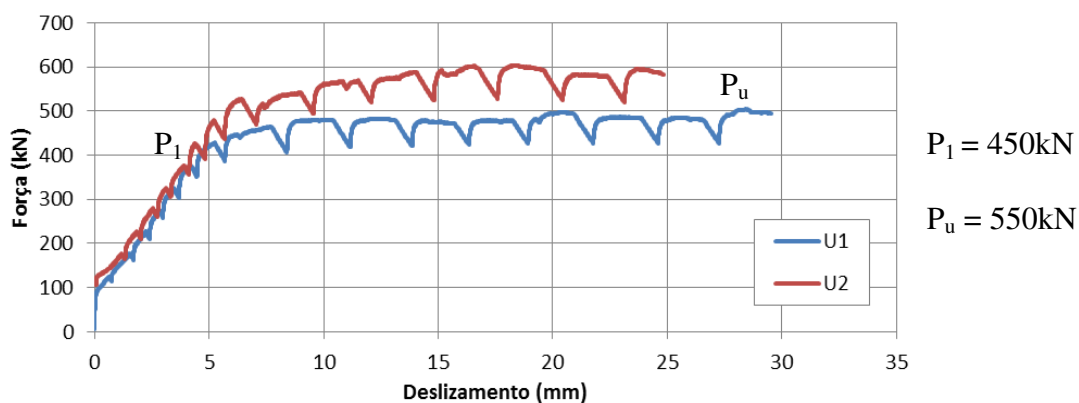


Figura 18 – Resultados experimentais da Série U: Curva força *versus* deslizamento e obtenção dos parâmetros de resistência e deformada final do conector

Sobrepondo estes resultados, pôde-se observar que P_1 variou muito pouco entre as três séries, enquanto que P_u apresentou valores bastante distintos em cada uma delas. Isto leva a crer que P_1 é pouco influenciado por características geométricas da seção do pilar, devendo estar mais fortemente ligado a propriedades do conector em si. E que P_u , por outro lado, está mais relacionado a fatores como diâmetro e forma da seção transversal.

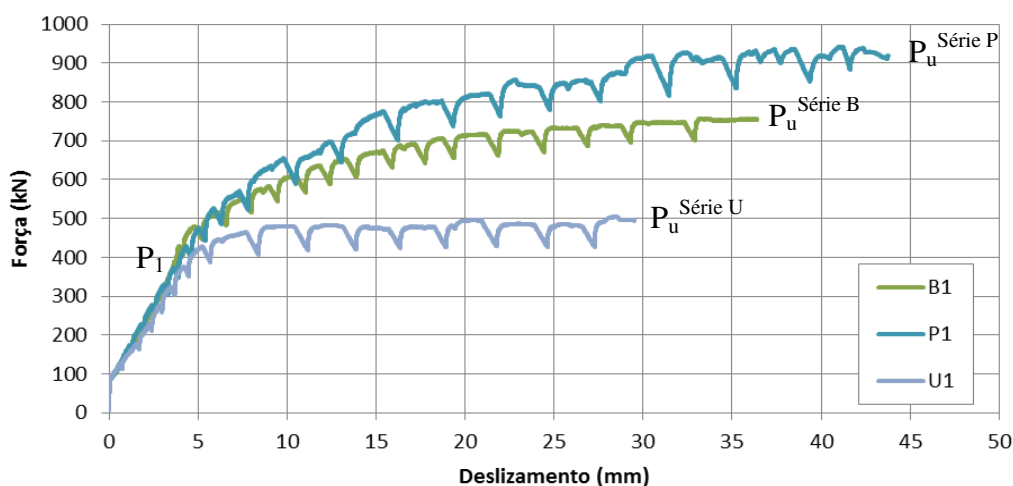


Figura 19 – Sobreposição das curvas força *versus* deslizamento das três séries.

Com relação a este comportamento de P_u , é bem provável que esteja relacionado ao grau de confinamento do concreto, uma vez que foi justamente a série U, cujos tubos têm seção retangular (portanto não proporcionam confinamento ao concreto), que divergiu mais significativamente das demais, tendo descrito o patamar horizontal logo após o fim da fase linear inicial.

Quanto à diferença entre as séries B e P quanto à P_u , provavelmente ela está relacionada ao aumento de resistência que o concreto apresenta quando a região carregada de uma seção de concreto é menor que a área total desta seção. Este aumento é atribuído ao confinamento da região carregada pelo concreto que a circunda e, segundo a ABNT NBR 6118: 2014, é proporcional à raiz quadrada da razão entre a área total da seção e a área carregada (neste caso, a área de contato entre os conectores e o concreto). Desta forma, como a área da seção transversal é maior na Série P que na Série B, a região carregada do concreto teria experimentado maior grau de confinamento na Série P e, por isso, resistido a um valor maior de força.

Confrontando os resultados dos ensaios com os resultados dos modelos numéricos observou-se uma aproximação muito boa entre os parâmetros de resistência, o que não só comprova a validade dos modelos numéricos como também reafirma o que foi dito quanto à influência da forma e diâmetro da seção transversal das colunas nos valores de P_1 e P_u . A Tabela 3 apresenta a precisão dos modelos numéricos quanto à determinação dos parâmetros de resistência.

Tabela 3 – Precisão dos modelos numéricos na obtenção na obtenção de P_u e P_1 .

		EXPERIMENTAL	NUMÉRICO	ERRO
B	P_u	760 kN	769 kN	1,2%
	P_1	490 kN	507 kN	3,5%
P	P_u	940 kN	957 kN	1,8%
	P_1	500 kN	484 kN	3,2%
U	P_u	550 kN	552 kN	0,4%
	P_1	450 kN	433 kN	3,8%

Além disso, observando as representações gráficas da distribuição das tensões de von Mises e do dano no concreto obtidas da modelagem numérica, puderam-se observar importantes mecanismos de comportamento do Crestbond.

(Obs.: Notar a convenção para identificação dos dentes do Crestbond – D1, D2 e D3)

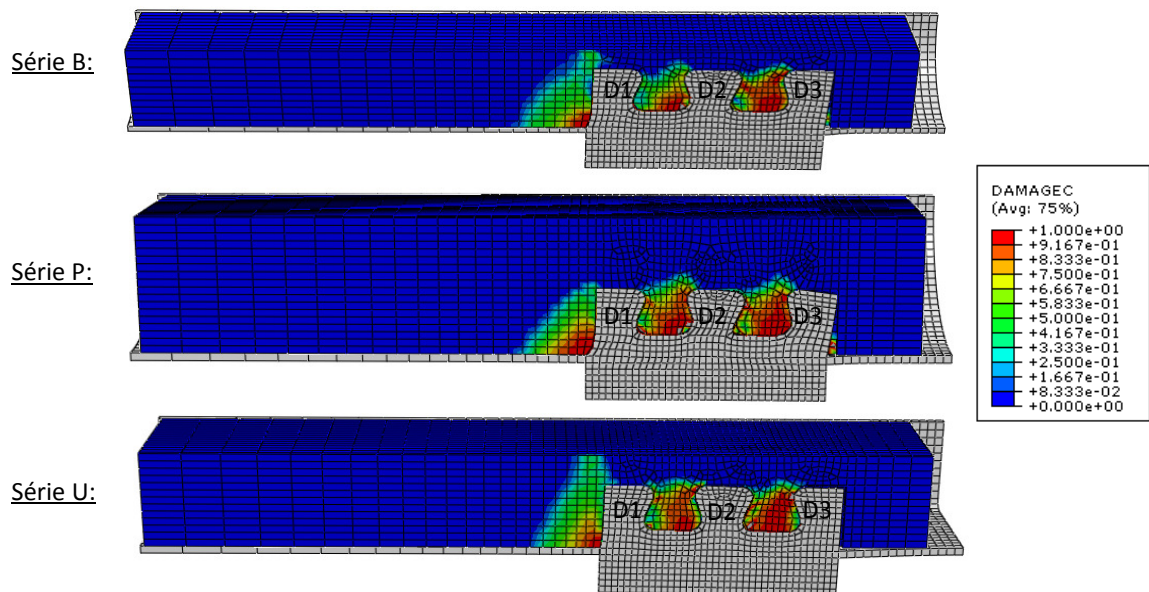


Figura 20 – Dano à compressão no concreto no último incremento de força.

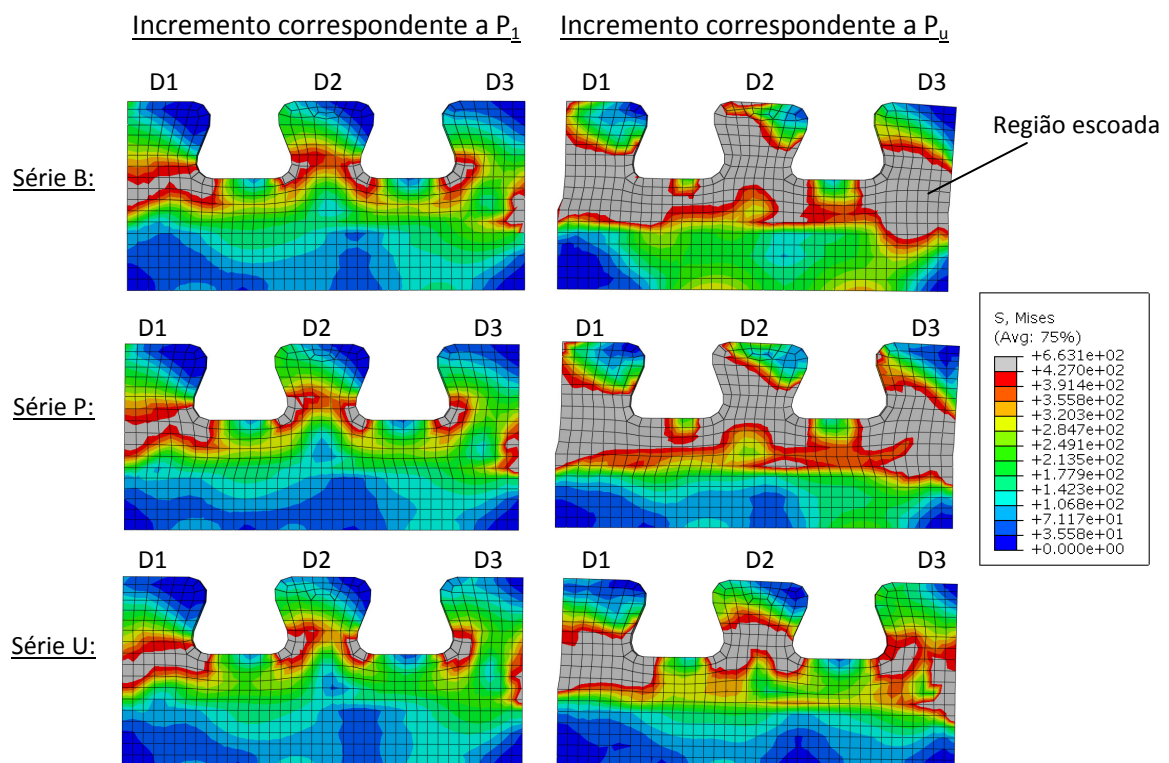


Figura 21 – Distribuição das tensões nos conectores das três séries nos incrementos de força correspondentes a P_1 e P_u . (Regiões escoadas em cinza)

Analisando a propagação do escoamento no Crestbond a cada incremento de força, foi observado que o atingimento de P_1 , isto é, do fim da fase linear, foi marcado pela plastificação total da seção da base de D1 (dente mais solicitado do Crestbond). Quando isso ocorre, este dente subitamente deixa de resistir a novos acréscimos de carga e passa a se deformar de maneira mais acentuada, o que faz com que o deslizamento relativo aumente expressivamente a partir deste evento, desta forma a curva força *versus* deslizamento passa a caminhar para um patamar. A partir desta observação definiu-se um critério para a determinação numérica de P_1 (Figura 21), o qual pode ser bastante útil à construção de um modelo analítico.

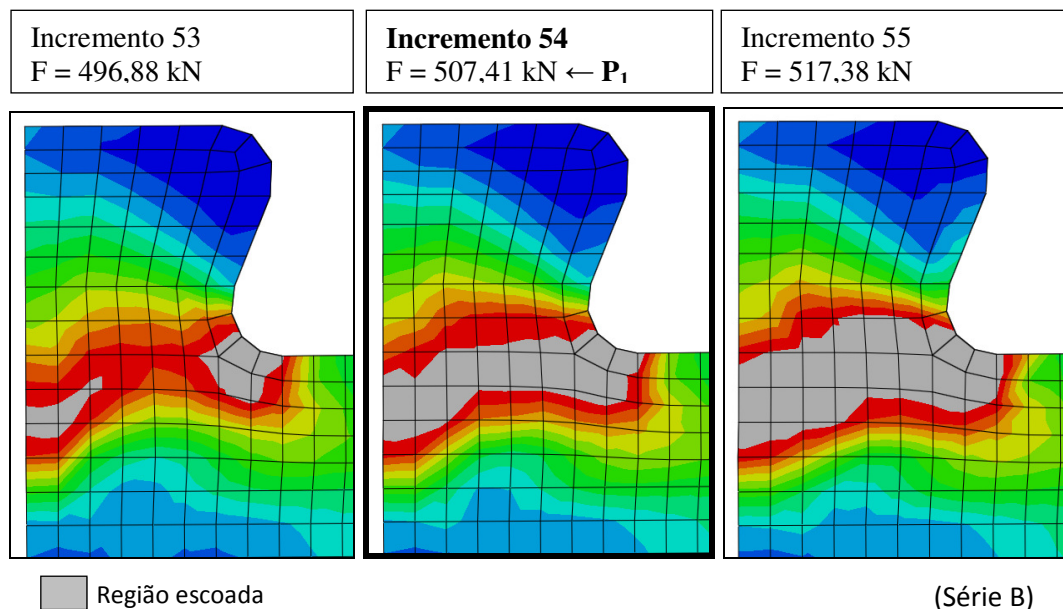


Figura 21 – Critério para determinação de P_1 à partir do nível de escoamento em D1.

Quanto a P_u , o que se observa é o escoamento generalizado e grandes deformações no Crestbond. Desta forma, com todos os dentes do Crestbond tendo atingido o limite de suas capacidades resistentes, a transferência de todo acréscimo de força do tubo para o concreto passa a se dar em regiões muito pequenas na base dos dentes. Com isso o concreto fica submetido a altas concentrações de tensões e, conseqüentemente, se esmaga, levando a grandes deslocamentos. As Figuras 22 e 23 elucidam este mecanismo.

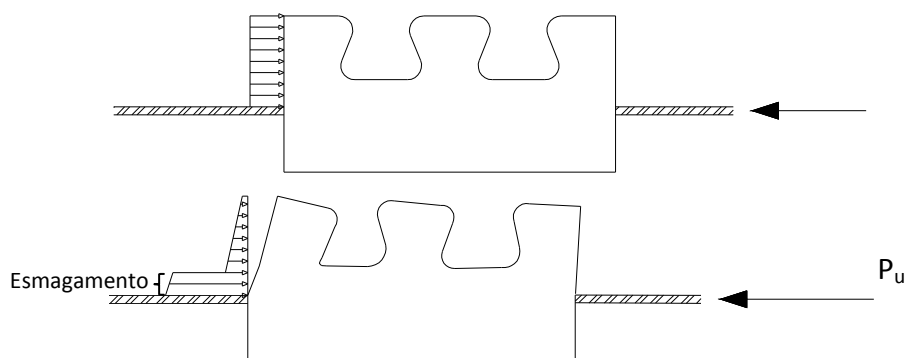
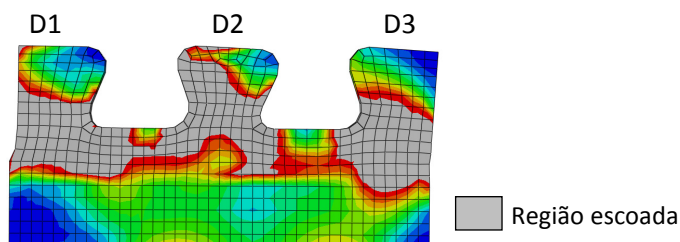


Figura 22 – Esquemática da solicitação e esmagamento do concreto frente à deformação de D1.

Escoamento generalizado do conector:



Degradação do concreto:

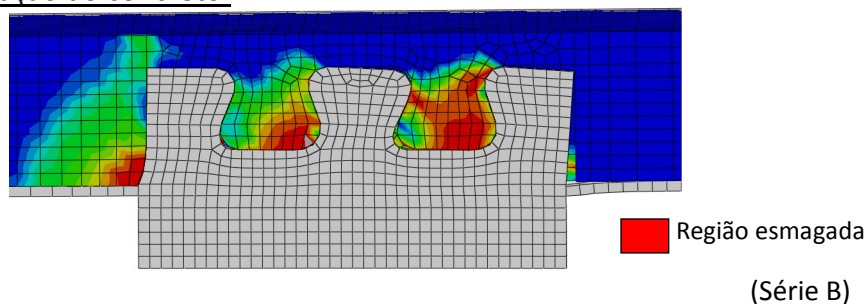


Figura 23 – Escoamento generalizado do Crestbond e esmagamento do concreto.

5 Conclusão

Os resultados obtidos neste estudo apontam uma boa eficiência do conector Crestbond quando empregado em PMPC, tendo apresentado valores elevados de resistência. Ademais, os modelos numéricos se mostraram muito confiáveis na predição de P_1 e P_u , apresentando erros de no máximo 3,8%, o que atesta a validade dos mesmos. Além de terem possibilitado uma melhor compreensão do funcionamento do Crestbond, elucidando os mecanismos que ocorrem ao longo do

ensaio e a influência que fatores como geometria da seção transversal e propriedades mecânicas do concreto exercem sobre os parâmetros de resistência.

6 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), ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), à Vallourec e à Pórtico Construções Metálicas pelo apoio neste projeto de pesquisa.

7 Referências bibliográficas

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, 85p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118:2014 Versão corrigida:2014, Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 221p.

BODE, H.; KÜNZEL, R. (1988) Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausehnehmungen als Verbundmittel. **Relatório de Investigação**, Universität Kaiserslautern, 1988.

CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R; CASTRO E SILVA, A. L. R. (2014) Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto. **Relatório de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP**, 2014.

JACOBS, W, HAJJAR, J. (2010) Load transfer in composite construction. **Proceedings Structures Congress 2010 - ASCE/SEI, p.1229-1240**, Orlando, 2010.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. (1987) Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector with High Fatigue Strength for Composite Structures). **Beton und Stahlbetonbau**, Berlim, No. 12, pp. 325-331, 1987.

SIMULIA (2010) Software ABAQUS 6.10. Dassault Systèmes, USA.

VERÍSSIMO, G. S (2007) Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. **Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia**, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

Análise de Ligações Tubulares Soldadas Tipo “T” entre Perfis SHS

Hugo Duarte^{*}, Luciano Lima, Pedro Vellasco e André Tenchini

Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Maracanã, CEP: 20550-013, Rio de Janeiro, Brasil,
brasilhugo1604@hotmail.com, lucianolima@uerj.br, vellasco@uerj.br e
andre.tenchini@uerj.br

Analysis of T Tubular Joints between SHS Sections

Resumo

Ao longo dos últimos anos, tem-se observado um grande aumento do uso e aplicação de perfis tubulares como elementos estruturais, principalmente devido às suas excelentes propriedades de resistência à compressão, torção e flexão. Deste modo, o objetivo do presente trabalho foi desenvolver um estudo numérico de ligações tipo “T” com base na ABNT NBR 16239 com perfis tubulares quadrados (SHS) sendo empregados no banzo e no montante. O modelo numérico foi desenvolvido no programa ANSYS 12. Inicialmente, considerou-se a aplicação de esforços de tração no montante sem carga no banzo. Posteriormente, foi realizado um estudo adotando-se diferentes modelos aplicando cargas de tração e compressão no montante e variando o carregamento aplicado no banzo em níveis percentuais de tração e compressão correspondentes à resistência plástica (N_{pl}) do perfil do banzo. Os resultados mostraram que quando o montante e o banzo da ligação estão comprimidos a ABNT NBR 16239 fornece uma resistência superior ao que foi observado nos modelos numéricos. Esta diminuição da resistência, em comparação com os outros casos, mostra-se mais evidente para níveis de carga superiores a $-20\%N_{pl}$.

Palavras-chave: ligações tubulares, critério de deformação limite, análise numérica, método dos elementos finitos, análise não linear.

Abstract

Over the last few years, a large increase in the use of hollow sections as structural elements has been observed due to its excellent compression, torsion and bending strength properties. Therefore, the objective of this work was to develop a numerical study of T-type joint with Square Hollow Sections (SHS) through a finite element model developed in program ANSYS 12. Initially the investigation only considered tensile loads acting on the brace. Subsequently, a study was conducted adopting different models, where tensile and compressive load were applied to the braces. The applied load varied in terms of a percentage level of tension and compression corresponding to the chord plastic capacity (N_{pl}). The results showed that when both brace and chord are in compression, the resistance provided by ABNT NBR 16239 is greater than the numerical ones. This resistance decreasing when compared with others cases is more evident for load level exceeding $-20\%N_{pl}$.

Keywords: tubular connections, deformation criteria, numerical analysis, finite element method, nonlinear Analysis.

1 Introdução

Ao longo dos últimos anos, tem-se observado um grande aumento do uso e aplicação de perfis tubulares com finalidades estruturais em obras de engenharia civil. Alguns fatores contribuem para tal aumento, como por exemplo, suas excelentes propriedades de resistência à compressão, torção e flexão nas diversas direções.

O aço, material que compõe tais perfis, representa uma alternativa econômica e tecnicamente viável para diversas aplicações dentro da indústria da construção civil. Dentre as vantagens observadas na utilização do aço, pode-se citar o cumprimento de diversas exigências construtivas, como por exemplo, a pré-fabricação, as elevadas resistências à compressão e tração, as dimensões e peso reduzidos, a praticidade no transporte, a facilidade de montagem em obra, a disponibilidade em diferentes formas e dimensões, a redução do tempo de execução e a excelente relação custo benefício.

Este trabalho tem como objetivo a realização de um estudo baseado em modelos numéricos sobre o comportamento de ligações soldadas do tipo “T” entre perfis tubulares quadrados (SHS) tanto para o banzo quanto para o montante, sendo estes submetidos a variações de carregamentos axiais de compressão e tração. O modelo numérico tem sido desenvolvido através do software ANSYS 12 (2010). Os resultados são baseados na determinação da resistência da ligação através do critério de deformação limite, proposto por diversos pesquisadores, e posterior comparação dos mesmos com as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 16239 (2013) e do guia de projeto para ligações do CIDECT/ISO 14346 (2013).

2 Dimensionamento de Ligações Tubulares

De acordo com o guia de projeto para ligações proposto pelo CIDECT/ISO 14346 (2013), a classificação das ligações é baseada no método de transferência das forças entre os elementos da ligação. Uma ligação é classificada como “T” quando a componente normal da força na diagonal ou montante é equilibrada pelos esforços de cortante ou momento atuantes no banzo.

2.1 Modos de falha

Diferentes modos de falha podem ocorrer em ligações soldadas entre perfis tubulares de aço. A ocorrência destes dependerá da geometria da seção, das dimensões das peças componentes do nó e das condições de carregamento. Os possíveis mecanismos de colapso considerados na norma brasileira ABNT NBR 16239 (2013) foram elaborados com base no EN 1993-1-8 (2005) e estão representados na Figura 1 e descritos a seguir:

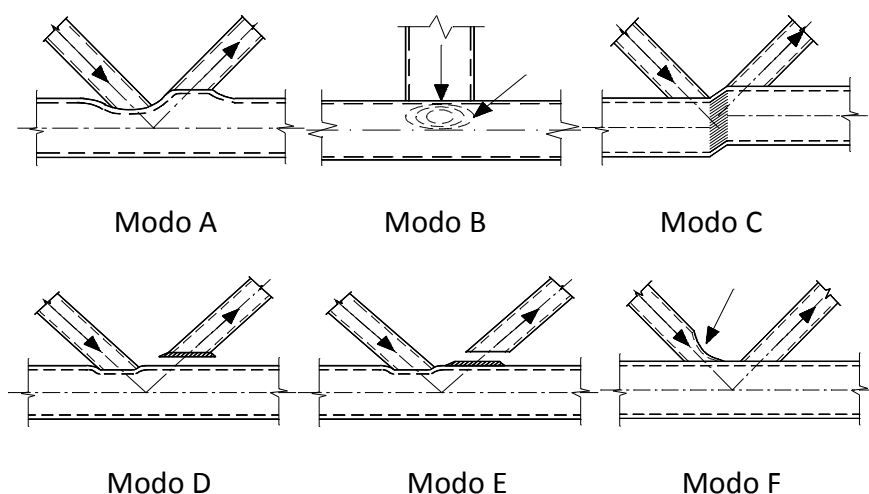


Figura 1 - Modos de falha para ligações tubulares.

Modo A: plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto às diagonais ou montantes;

Modo B: plastificação, amassamento ou instabilidade da face lateral da seção transversal do banzo junto as diagonais ou montantes sob compressão;

Modo C: plastificação ou instabilidade por cisalhamento do banzo, junto as diagonais ou montantes;

Modo D: ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes;

Modo E: ruptura ou plastificação na região da solda ou flambagem localizada de diagonais ou montantes devido à distribuição não uniforme de tensão;

Modo F: flambagem localizada de diagonais ou montantes comprimidos ou do banzo, na região da ligação.

2.2 Limites de geometria

Deve-se observar que as formulações de cálculo prescritas tanto pela ABNT NBR 16239 (2013) quanto pelo CIDECT/ISO 14346 (2013) determinam a verificação de alguns limites de geometria, de modo a garantir a sua validade. A Figura 2 apresenta os parâmetros geométricos deste tipo de ligação:

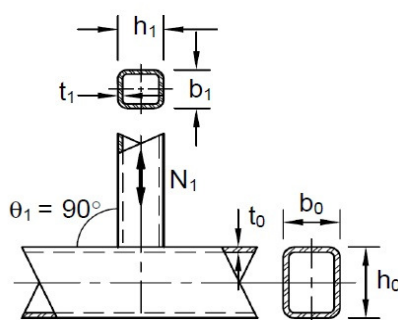


Figura 2 - Dados geométricos de ligação do tipo “T”.

onde:

b_0 = largura da seção transversal do banzo;

h_0 = altura da seção transversal do banzo;

t_0 = espessura do banzo;

b_1 = largura da seção transversal do montante;

h_1 = altura da seção transversal do montante;

t_1 = espessura do montante;

θ_1 = ângulo entre o montante e o banzo.

Para uma ligação “T”, a relação entre a largura do montante e a largura do banzo é representada pelo parâmetro, β , sendo dada por:

$$\beta = \frac{b_1}{b_0} \quad (1)$$

O parâmetro, γ , representa a relação entre a largura do banzo e duas vezes a sua espessura, sendo dada pela Equação (2) ou (3):

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0} \quad (2)$$

$$2\gamma = \frac{b_0}{t_0} \quad (3)$$

A ABNT NBR 16239 (2013) prescreve os seguintes limites de geometria para ligações do tipo “T” com banzo e montante quadrados (SHS):

$$\begin{aligned} 0,25 \leq \beta = \frac{b_1}{b_0} \leq 0,85 \quad & 0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 2,0 \quad & 0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 2,0 \\ & \frac{b_0}{t_0} \leq 35 \text{ e } \frac{b_1}{t_1} \leq 35 \end{aligned} \quad (4)$$

Já o CIDECT/ISO 14346 (2013) prescreve os seguintes limites de geometria:

$$\begin{aligned} \frac{b_1}{b_0} \geq 0,1 + 0,01 \frac{b_0}{t_0} \quad & \frac{b_0}{t_0} \leq 40 \text{ e } \frac{h_0}{t_0} \leq 40 \quad & \frac{b_1}{t_1} \leq 40 \text{ e } \frac{h_1}{t_1} \leq 40 \\ & 0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 2,0 \quad & \frac{b_1}{b_0} \leq 0,85 \end{aligned} \quad (5)$$

2.3 Recomendações da ABNT NBR 16239

De acordo com as recomendações da ABNT NBR 16239 (2013), o estado limite último de plastificação da face superior do banzo (Modo A) controla o dimensionamento de ligações soldadas do tipo “T” entre perfis tubulares quadrados (SHS) submetidas a carregamentos axiais. As equações abaixo descrevem o cálculo da força máxima resistente a ser aplicada no montante (resistência da ligação):

$$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left(\frac{2,2\beta}{\sin \theta_1} + 4,4\sqrt{1 - \beta} \right) / \gamma_{a1} \quad (6)$$

sendo,

$$k_n = 1,3 + \frac{0,4n}{\beta} \leq 1,0 \text{ se } n < 0 \quad k_n = 1,0 \text{ se } n \geq 0$$

$N_{1,Rd}$ = resistência da ligação;

f_{y0} = tensão de escoamento do aço;

β = apresentado na Equação (1);

γ_{a1} = fator de segurança tomado igual a 1,1;

n = relação entre tensões.

2.4 Recomendações do CIDECT/ISO 14346

O CIDECT/ISO 14346 (2013) também considera o estado limite último de plastificação da face superior do banzo (Modo A) como condicionante para o dimensionamento das ligações. As equações abaixo descrevem o cálculo da força máxima resistente a ser aplicada no montante (resistência da ligação):

$$N_i^* = Q_u \cdot Q_f \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \quad (7)$$

$$Q_u = \frac{2 \cdot \eta}{(1 - \beta) \cdot \sin \theta_1} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta}} \quad (8)$$

$$Q_f = (1 - |n|)^{c_1} \quad (9)$$

sendo:

$$\eta = \frac{h_1}{b_0} \cdot Q_f = (1 - |n|)^{c_1} \quad (9)$$

onde:

$$C_1 = 0,6 - 0,5 \cdot \beta \quad \text{se } n < 0 \quad \text{ou} \quad c_1 = 0,10 \quad \text{se } n \geq 0$$

N_i^* = resistência da ligação;

Q_u = função que considera a influência dos parâmetros geométricos β e γ na ligação;

Q_f = função que considera o nível de tensão normal resultante no banzo.

3 Modelo Numérico

O modelo numérico desenvolvido para este trabalho, com o intuito de caracterizar uma ligação tubular do tipo “T” entre banzo e montante quadrados (SHS), foi elaborado no programa de elementos finitos ANSYS 12 (2010) com a utilização de elementos do tipo casca, SHELL181, existente na biblioteca de elementos do referido programa. Este tipo de elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó (translações x, y e z e rotações x, y e z). O elemento também considera esforços de flexão, corte e efeito de membrana.

Com o objetivo de se obter o comportamento global destas ligações em termos de rigidez, resistência e capacidade de deformação, efetuou-se uma análise não linear geométrica e de material. A lei constitutiva do material adotada foi bi-linear com comportamento elasto-plástico perfeito com base no critério de plastificação de von Mises sendo desprezada a influência das tensões residuais como verificado por Saliba e Gardner (2013). A Figura 3 apresenta o modelo e detalhes de sua concepção. No que tange a não-linearidade geométrica, foi considerado o algoritmo de Lagrange Atualizado não sendo necessária a inclusão de imperfeições iniciais no modelo numérico por não se tratar de um problema de instabilidade.

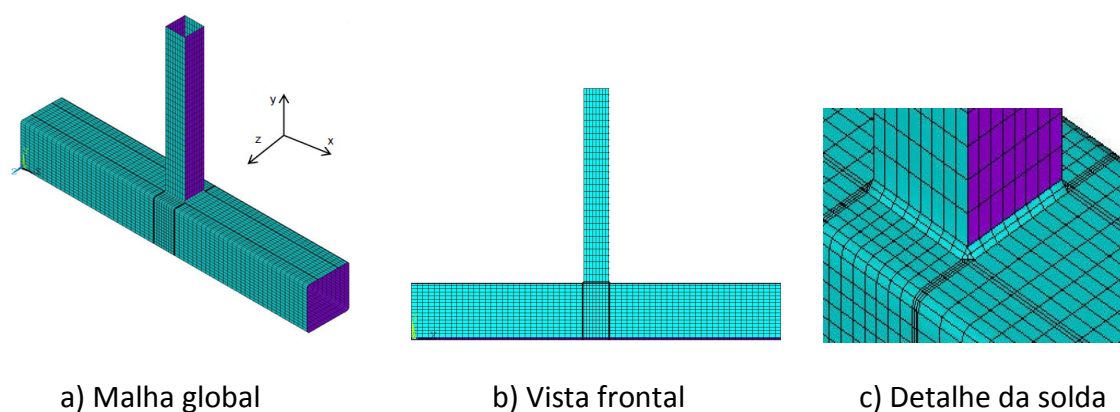


Figura 3 - Malha de elementos finitos do modelo numérico.

Com relação às propriedades do material utilizado, podem-se citar as seguintes características baseadas em recomendações internacionais: Módulo de elasticidade, $E = 205 \text{ GPa}$; Coeficiente do Poisson, $\nu = 0,3$; Resistência ao escoamento do perfil do banzo e do montante, $f_{y0} = 250 \text{ MPa}$ e Tensão de escoamento da solda, $f_w = 600 \text{ MPa}$.

3.1 Calibração do modelo numérico

A calibração do modelo numérico foi realizada para que os resultados apresentados na análise paramétrica deste trabalho sejam confiáveis. Para isso, foram selecionados dois ensaios experimentais realizados por Lie *et al.* (2006) onde o montante está submetido a uma carga de tração. Os dados geométricos dos dois ensaios estão descritos na Tabela 1 com base na geometria da ligação apresentada na Figura 2.

Para fins de comparação dos resultados, foram criados modelos numéricos com as mesmas características dos modelos experimentais. Com relação às propriedades dos materiais, os seguintes parâmetros foram considerados na análise: módulo de

elasticidade, $E = 205 \text{ GPa}$, coeficiente do Poisson, $\nu = 0,3$, tensão de escoamento do perfil do banzo e do montante, $f_{y0} = 380,3 \text{ MPa}$, e tensão de escoamento da solda, $f_w = 600 \text{ MPa}$. A Figura 4 apresenta o detalhamento do ensaio.

Tabela 1 - Características geométricas – Modelos experimentais (Lie *et al.*, 2006)

Modelo	b_0 (mm)	h_0 (mm)	t_0 (mm)	b_1 (mm)	h_1 (mm)	t_1 (mm)
T1	350	350	15	200	200	16
T2	350	350	15	200	200	12

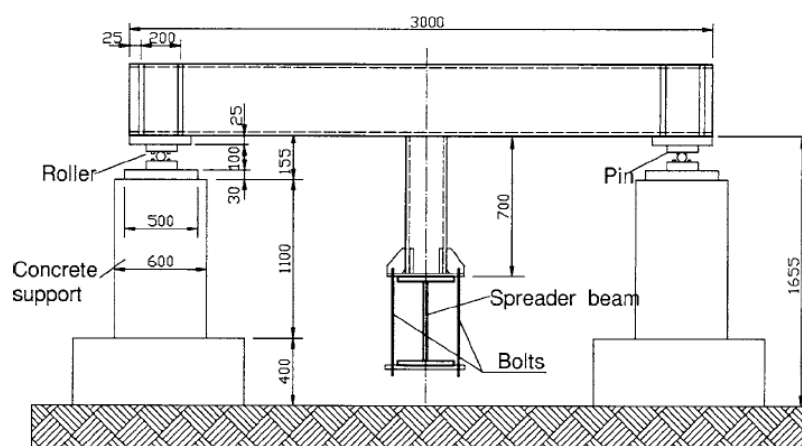


Figura 4 - Ensaio experimental (Lie *et al.*, 2006).

Através de uma análise não linear, foram determinadas as curvas “carga *versus* deslocamento” dos modelos numéricos. Em seguida, foi realizada uma comparação entre as curvas dos modelos experimentais e as do modelo numérico. É possível observar a semelhança entre elas, como exposto na Figura 5, ou seja, pode-se concluir que o modelo numérico possui uma resposta muito próxima do ensaio experimental dando consistência as premissas utilizadas neste trabalho.

3.2 Critério de deformação limite

Uma análise plástica ou critérios de deformações limites, como descritos por Kostas *et al.* (2003) e Zhao (2000), normalmente servem como base para as normas de projeto de ligações de perfis tubulares em aço. Nos critérios de limite de deformação, usualmente associados ao estado limite último da face de um perfil tubular perpendicular ao seu plano, tal limite corresponde à máxima deformação da face naquela direção.

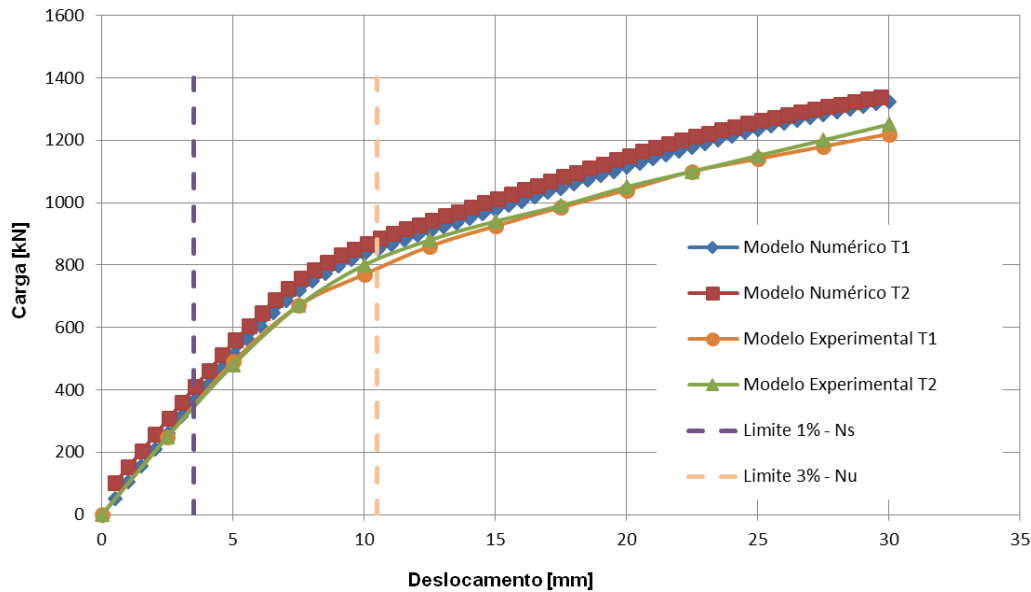


Figura 5 - Curva de calibração – Experimental (Lie *et. al.*, 2006) x Numérico

Segundo Zhao (2000), a resistência da ligação é determinada através da comparação dos deslocamentos na interseção entre banzo e montante para dois níveis de carregamentos: a resistência última, N_u , caracterizada por uma endentação no banzo correspondente ao deslocamento, $\Delta_u = 0,03b_0$, e o limite de serviço, N_s , dado por $\Delta_s = 0,01b_0$. De acordo com o autor, se a razão N_u/N_s for inferior a 1,5, o estado limite último controlará o dimensionamento, ou seja, a resistência da ligação será caracterizada por N_u . Caso a razão, N_u/N_s , seja superior a 1,5, o dimensionamento será controlado pelo estado limite de serviço, ou seja, a resistência da ligação será caracterizada por N_s . Entretanto, Zhao (2000) avaliou que para casos de ligações do tipo “T” entre RHS em que o estado limite de serviço controla o critério de deformação limite, a resistência seria sempre muito inferior àsquelas encontradas através do EN 1993-1-8 (2005) e do CIDECT/ISO 14346 (2013). Sendo assim, Zhao (2000) propôs que em situações como esta, o valor de N_s seja multiplicado por 1,5.

4 Análise paramétrica e resultados

Inicialmente, a análise contemplou apenas a aplicação de carga axial de tração no montante, em que se observou o comportamento da ligação em 15 modelos numéricos distintos, cujas características e parâmetros geométricos encontram-se na Tabela 2 e os resultados obtidos na Tabela 3. Buscou-se uma maior abrangência na

escolha dos perfis de acordo com a gama de perfis tubulares disponíveis comercialmente no Brasil através do catálogo da Vallourec & Mannesmann. Posteriormente, realizou-se um estudo através de 6 modelos numéricos distintos, cujas características geométricas encontram-se na Tabela 4.

Tabela 2 - Casos estudados – Carga axial de tração no montante

Banzo [SHS]						Montante [SHS]							$\beta = b_1/b_0$
b_0	h_0	t_0	b_0/t_0	h_0/t_0	h_0/b_0	b_1	h_1	t_1	b_1/t_1	h_1/t_1	h_1/b_1	θ_1	
110	110	5	22	22	1	50	50	3,6	13,89	13,89	1	90	0,45
						60	60	4	15	15	1	90	0,55
						70	70	5	14	14	1	90	0,64
150	150	6,3	23,81	23,81	1	70	70	5	14	14	1	90	0,47
						90	90	5,6	16,07	16,07	1	90	0,6
180	180	6,3	28,57	28,57	1	70	70	5	14	14	1	90	0,39
						90	90	5,6	16,07	16,07	1	90	0,5
						100	100	6,3	15,87	15,87	1	90	0,56
200	200	6,3	31,75	31,75	1	90	90	5,6	16,07	16,07	1	90	0,45
						100	100	6,3	15,87	15,87	1	90	0,5
						110	110	6,3	17,46	17,46	1	90	0,55
250	250	7,1	35,21	35,21	1	100	100	6,3	15,87	15,87	1	90	0,4
						140	140	6,3	22,22	22,22	1	90	0,56
300	300	8	37,5	37,5	1	110	110	6,3	17,46	17,46	1	90	0,37
						140	140	6,3	22,22	22,22	1	90	0,47

Dimensões em [mm] e ângulos em [°]

Tabela 3 - Análise paramétrica comparativa - Carga axial de tração no montante

b_0	h_0	t_0	b_1	h_1	t_1	β	2Y	$N_{1,Rd}$	N_i^*	N_s	N_u	N_u/N_s	N_{def}	$N_{1,Rd}/N_{def}$	N_i^*/N_{def}
110	110	5,0	50	50	3,6	0,45	22,00	50,90	44,27	46,00	58,74	1,28	58,74	0,87	0,75
110	110	5,0	60	60	4,0	0,55	22,00	60,25	52,08	59,02	74,88	1,27	74,88	0,80	0,70
110	110	5,0	70	70	5,0	0,64	22,00	73,74	63,33	76,60	87,91	1,15	87,91	0,84	0,72
150	150	6,3	70	70	5,0	0,47	23,81	82,52	71,71	74,43	93,86	1,26	93,86	0,88	0,76
150	150	6,3	90	90	5,6	0,60	23,81	107,44	92,52	109,18	141,37	1,29	141,37	0,76	0,65
180	180	6,3	70	70	5,0	0,39	28,57	72,59	63,40	54,94	75,50	1,37	75,5	0,96	0,84
180	180	6,3	90	90	5,6	0,50	28,57	87,62	75,98	76,12	98,54	1,29	98,54	0,89	0,77
180	180	6,3	100	100	6,3	0,56	28,57	97,63	84,34	88,42	113,44	1,28	113,44	0,86	0,74
200	200	6,3	90	90	5,6	0,45	31,75	80,18	69,75	63,13	85,15	1,35	85,15	0,94	0,82
200	200	6,3	100	100	6,3	0,50	31,75	87,62	75,98	71,9	95,25	1,32	95,25	0,92	0,80
200	200	6,3	110	110	6,3	0,55	31,75	96,53	83,42	83,12	110,04	1,32	110,04	0,88	0,76
250	250	7,1	100	100	6,3	0,40	35,21	93,82	81,88	64,53	95,16	1,47	95,16	0,99	0,86
250	250	7,1	140	140	6,3	0,56	35,21	125,14	108,08	103,53	141,19	1,36	141,19	0,89	0,77
300	300	8,0	110	110	6,3	0,37	37,50	113,14	98,95	72,52	112,91	1,56	108,78	1,04	0,91
300	300	8,0	140	140	6,3	0,47	37,50	133,06	115,64	97,32	140,07	1,44	140,07	0,95	0,83

Dimensões em [mm], Resistências em [kN]

Foi aplicado um carregamento axial de tração no montante, e logo após, carregamentos axiais de tração e compressão foram aplicados no banzo em níveis percentuais correspondentes à sua resistência plástica (N_{pl}).

Tabela 4 - Casos estudados - Carga axial no montante e no banzo

Banzo [SHS]						Montante [SHS]							$\beta = b_1/b_0$
b_0	h_0	t_0	b_0/t_0	h_0/t_0	h_0/b_0	b_1	h_1	t_1	b_1/t_1	h_1/t_1	h_1/b_1	θ_1	
110	110	5	22	22	1	60	60	4	15	15	1	90	0,55
150	150	6,3	23,81	23,81	1	70	70	5	14	14	1	90	0,47
180	180	6,3	28,57	28,57	1	90	90	5,6	16,07	16,07	1	90	0,5
200	200	6,3	31,75	31,75	1	100	100	6,3	15,87	15,87	1	90	0,5
250	250	7,1	35,21	35,21	1	100	100	6,3	15,87	15,87	1	90	0,4
300	300	8	37,5	37,5	1	140	140	6,3	22,22	22,22	1	90	0,47
Dimensões em [mm] e ângulos em [°]													

Finalmente, para os mesmos modelos apresentados na Tabela 4, aplicou-se um carregamento axial de compressão no montante e em seguida a mesma variação de carregamento em níveis percentuais correspondentes à resistência plástica (N_{pl}) foi aplicada no banzo. Apesar de alguns modelos não atenderem à todas as restrições, as resistências destes também foram calculadas, de modo a auxiliar em um melhor entendimento do impacto dos parâmetros 2γ e β nos resultados finais.

4.1 Carga axial de tração no montante

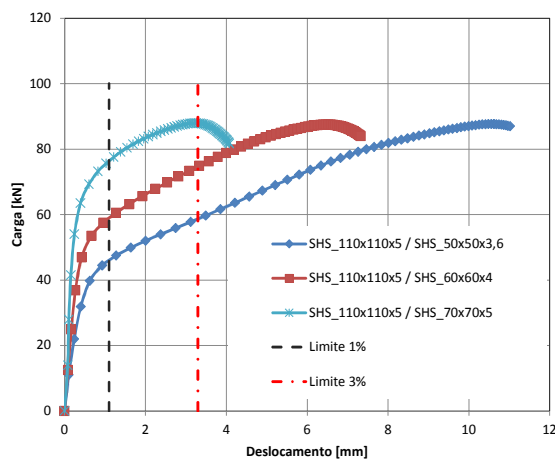
Aplicando as equações de dimensionamento de ligações tubulares, bem como o critério de deformação limite de $1\%b_0$ e $3\%b_0$, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 3. Os gráficos resultantes das análises numéricas encontram-se na Figura 6. Pôde-se verificar que os valores de resistência da ligação estão em sua maioria a favor da segurança, ou seja, $N_{1,Rd}/N_{def} \leq 1$ e $N_i^*/N_{def} \leq 1$.

Porém, observa-se que alguns modelos (banzos 250x250x7,1 e 300x300x8,0) não atendem à exigência $b_0/t_0 \leq 35$ imposta pela ABNT NBR 16239 (2013). Verifica-se que para estes modelos, a razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ é muito próxima ou até mesmo superior a 1, ou seja, a resistência $N_{1,Rd}$ obtida através da equação de dimensionamento não estaria a favor da segurança.

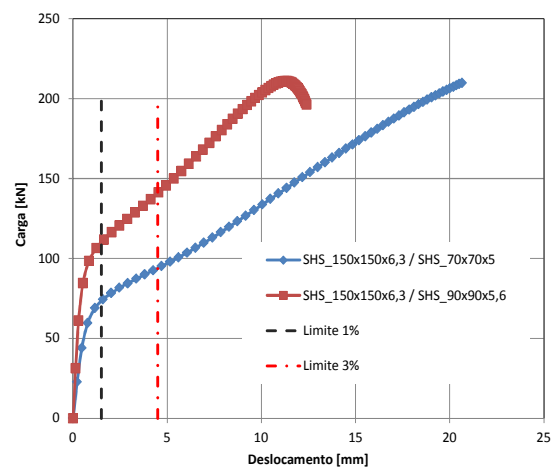
4.2 Carga axial de tração no montante e tração / compressão no banzo

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos para o modelo SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3 através da aplicação das equações de dimensionamento de ligações e do critério de deformação limite.

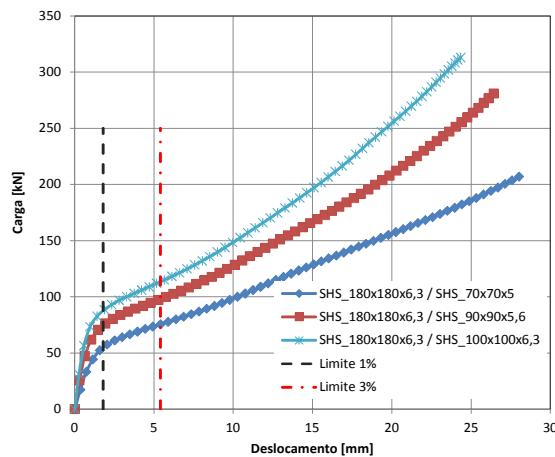
A Figura 7 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento resultantes das análises numéricas de todos os modelos estudados.



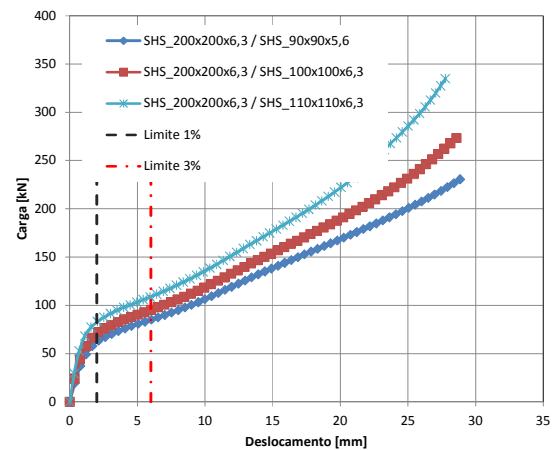
a) Banzos SHS 110x110x5



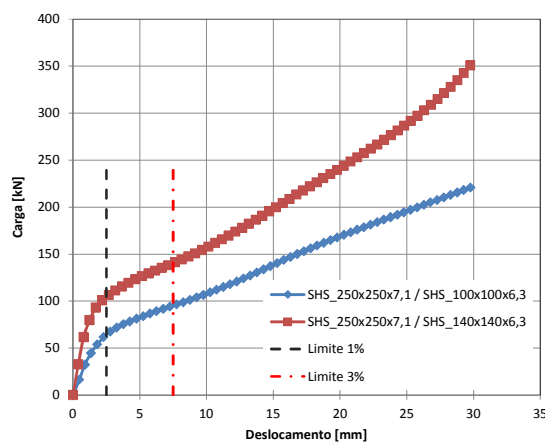
b) Banzos SHS 150x150x6,3



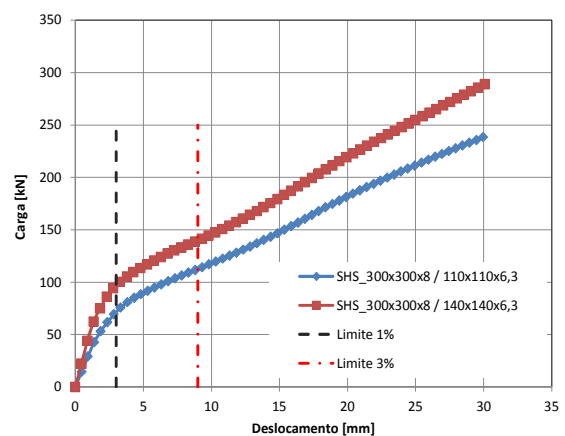
c) Banzos SHS 180x180x6,3



d) Banzos SHS 200x200x6,3



e) Banzos SHS 250x250x7,1



f) Banzos SHS 300x300x8

Figura 6 - Carga x deslocamento – tração no montante

Em alguns casos, a curva carga *versus* deslocamento apresentou uma rápida queda de resistência, impossibilitando a aplicação do critério de deformação limite com $1\%b_0$ e $3\%b_0$. Para estes casos, considerou-se a resistência como sendo a carga correspondente ao primeiro ponto com perda de rigidez na curva, conforme recomenda Lu *et al.* (1994).

Tabela 5 - Análise paramétrica comparativa com tração no montante e variação de carregamento no banzo - SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3

%Npl,banzo	N_{sd}	K_n	$N_{1,Rd}$	N_i^*	N_s	N_u	N_u/N_s	N_{def}	$N_{1,Rd}/N_{def}$	N_i^*/N_{def}
-80%	-968,00	0,66	50,14	43,25	-	-	-	68,20	0,73	0,63
-70%	-847,00	0,74	56,22	49,85	64,57	78,79	1,22	78,79	0,71	0,63
-60%	-726,00	0,82	62,30	55,13	64,56	85,16	1,32	85,16	0,73	0,65
-50%	-605,00	0,90	68,38	59,61	65,85	89,27	1,36	89,27	0,77	0,67
-40%	-484,00	0,98	74,46	63,54	66,91	92,56	1,38	92,56	0,80	0,69
-30%	-363,00	1,00	75,98	67,06	67,76	94,42	1,39	94,42	0,80	0,71
-20%	-242,00	1,00	75,98	70,27	68,47	95,69	1,40	95,69	0,79	0,73
-10%	-121,00	1,00	75,98	73,22	68,97	96,62	1,40	96,62	0,79	0,76
0%	0,00	1,00	75,98	75,98	69,37	97,20	1,40	97,20	0,78	0,78
10%	121,00	1,00	75,98	75,18	69,60	97,24	1,40	97,24	0,78	0,77
20%	242,00	1,00	75,98	74,30	71,29	97,07	1,36	97,07	0,78	0,77
30%	363,00	1,00	75,98	73,31	70,83	97,27	1,37	97,27	0,78	0,75
40%	484,00	1,00	75,98	72,19	70,00	96,44	1,38	96,44	0,79	0,75
50%	605,00	1,00	75,98	70,89	68,74	95,81	1,39	95,81	0,79	0,74
60%	726,00	1,00	75,98	69,32	66,69	94,28	1,41	94,28	0,81	0,74
70%	847,00	1,00	75,98	67,36	64,89	91,36	1,41	91,36	0,83	0,74
80%	968,00	1,00	75,98	64,68	59,91	83,51	1,39	83,51	0,91	0,77
Resistências em [kN]										

A Figura 8 apresenta uma comparação entre os diferentes valores de resistência encontrados para cada modelo. Verificou-se que para os modelos estudados nesta análise os valores de resistência da ligação obtidos através da ABNT NBR 16239 (2013) e do CIDECT/ISO 14346 (2013) estão em sua maioria a favor da segurança quando comparados àqueles obtidos através do critério de deformação limite, ou seja, $N_{1,Rd}/N_{def} \leq 1$ e $N_i^*/N_{def} \leq 1$.

4.3 Carga axial de compressão no montante e tração/compressão no banzo

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos para o modelo SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3 através da aplicação das equações de dimensionamento de ligações e do critério de deformação limite. Assim como no caso anterior, a Figura 9 apresenta as curvas “carga x deslocamento” resultantes das análises numéricas de todos os

modelos estudados. Já a Figura 10 apresenta a comparação entre os diferentes valores de resistência encontrados para cada modelo.

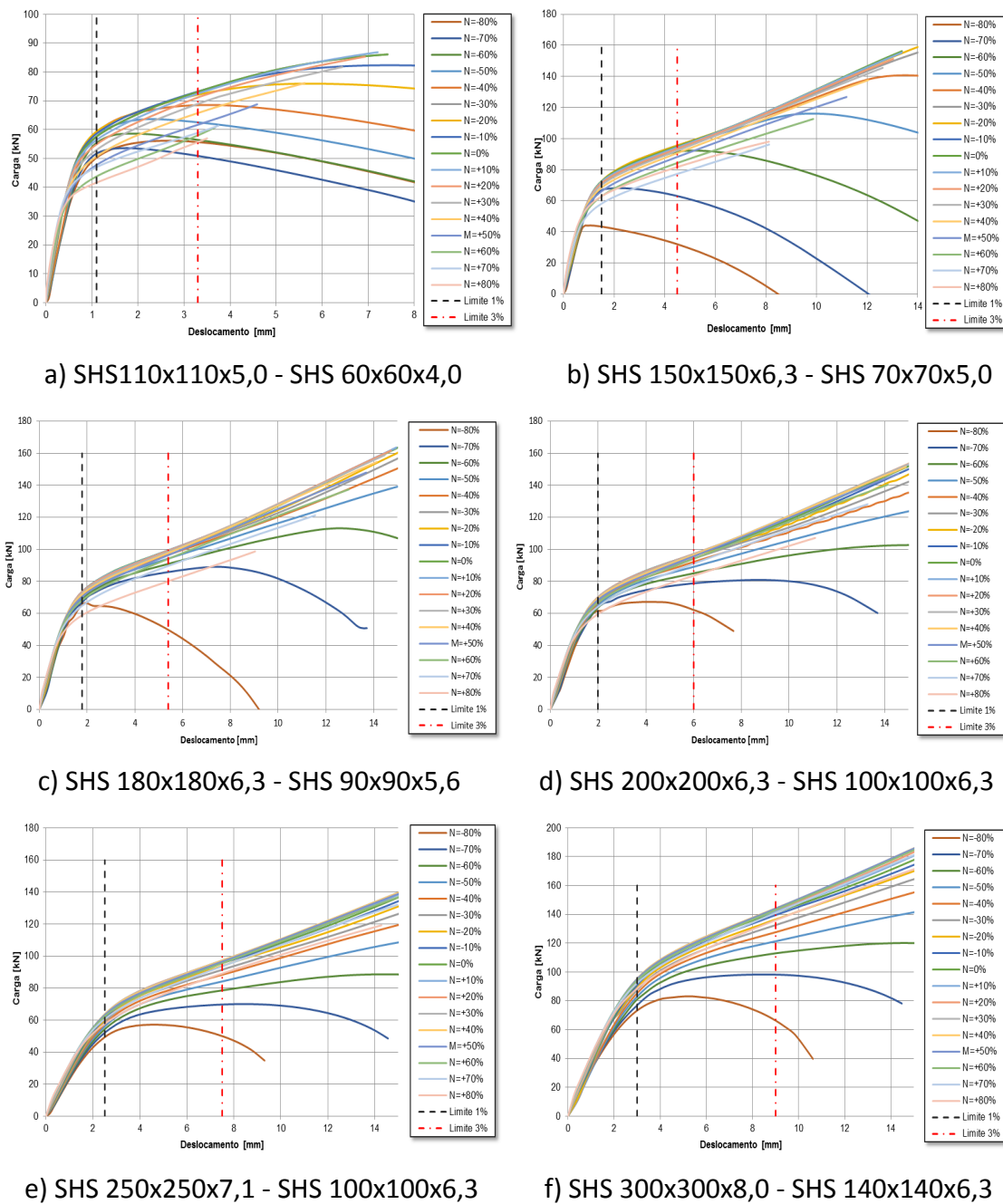
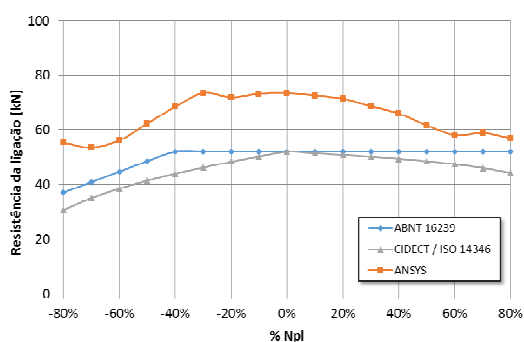
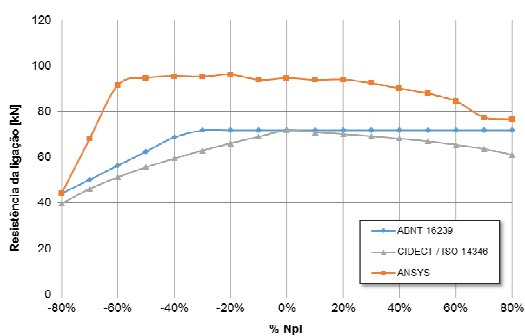


Figura 7 - Curvas “carga x deslocamento” – esforço axial no banzo e carga de tração no montante

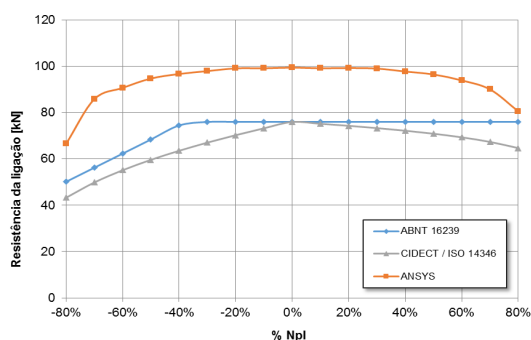
Para os modelos estudados nesta análise, verificou-se que os valores de resistência da ligação obtidos através da ABNT NBR 16239 (2013) e do CIDECT/ISO 14346 (2013) encontram-se a favor da segurança nos casos em que o banzo é tracionado, ou seja, $N_{1,Rd}/N_{def} \leq 1$ e $N_{i^*}/N_{def} \leq 1$.



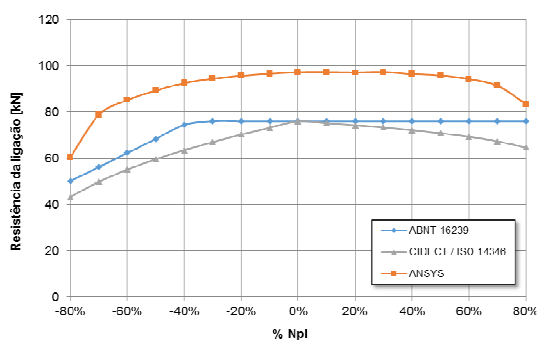
a) SHS 150x150x6,3 - SHS 70x70x5,0



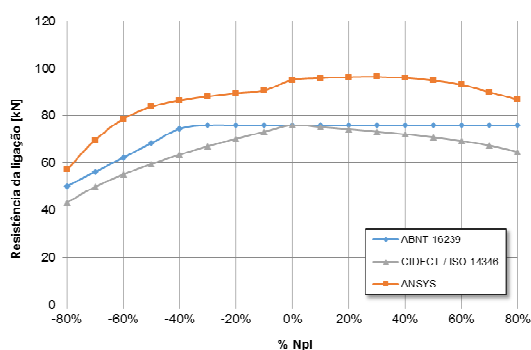
b) SHS 180x180x6,3 - SHS 90x90x5,6



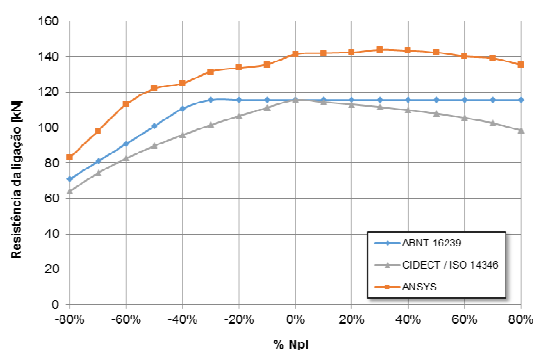
c) SHS 180x180x6,3 - SHS 90x90x5,6



d) SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3



e) SHS 250x250x7,1 - SHS 100x100x6,3



f) SHS 300x300x8,0 - SHS 140x140x6,3

Figura 8 - Comparação de resistências - esforço axial no banzo e carga de tração no montante

Para os casos em que houve compressão no montante associada à compressão no banzo, verificou-se uma diminuição na resistência da ligação obtida através do critério de deformação limite, bastante evidente em cargas de compressão superiores a $-20\%N_{pl}$. Em alguns destes casos, as razões $N_{1,Rd}/N_{def}$ e N_i^*/N_{def} são superiores a 1, e portanto, não podem ser consideradas a favor da segurança.

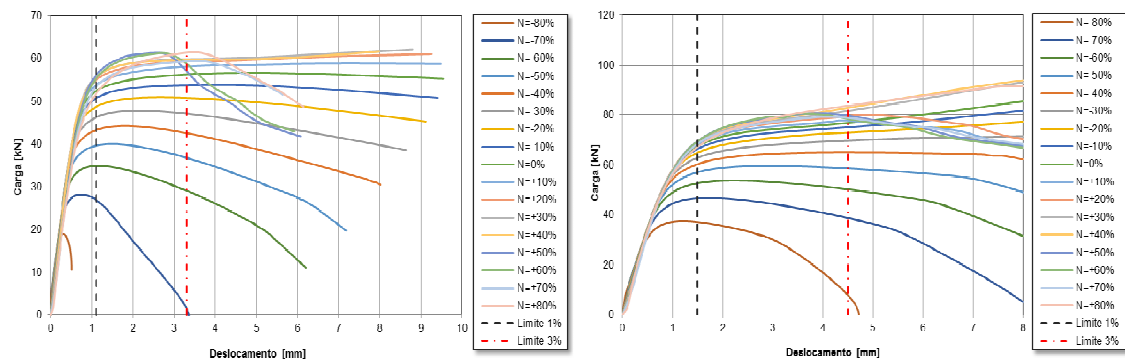
Tabela 6 - Análise paramétrica comparativa com compressão no montante e variação de carregamento no banzo - SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3

%Npl,banzo	N_{sd}	K_n	$N_{1,Rd}$	N_i^*	N_s	N_u	N_u/N_s	N_{def}	$N_{1,Rd}/N_{def}$	N_i^*/N_{def}
-80%	-968,00	0,66	50,14	43,25	-	-	-	44,03	1,14	0,98
-70%	-847,00	0,74	56,22	49,85	-	-	-	47,26	1,19	1,05
-60%	-726,00	0,82	62,30	55,13	-	-	-	58,40	1,07	0,94
-50%	-605,00	0,90	68,38	59,61	-	-	-	62,90	1,09	0,95
-40%	-484,00	0,98	74,46	63,54	-	-	-	68,10	1,09	0,93
-30%	-363,00	1,00	75,98	67,06	62,06	72,28	1,16	72,28	1,05	0,93
-20%	-242,00	1,00	75,98	70,27	63,38	74,57	1,18	74,57	1,02	0,94
-10%	-121,00	1,00	75,98	73,22	64,30	78,21	1,22	78,21	0,97	0,94
0%	0,00	1,00	75,98	75,98	65,86	81,32	1,23	81,32	0,93	0,93
10%	121,00	1,00	75,98	75,18	65,52	83,16	1,27	83,16	0,91	0,90
20%	242,00	1,00	75,98	74,30	65,91	84,94	1,29	84,94	0,89	0,87
30%	363,00	1,00	75,98	73,31	66,13	86,43	1,31	86,43	0,88	0,85
40%	484,00	1,00	75,98	72,19	66,25	87,25	1,32	87,25	0,87	0,83
50%	605,00	1,00	75,98	70,89	66,26	87,58	1,32	87,58	0,87	0,81
60%	726,00	1,00	75,98	69,32	66,00	87,36	1,32	87,36	0,87	0,79
70%	847,00	1,00	75,98	67,36	65,48	87,38	1,33	87,38	0,87	0,77
80%	968,00	1,00	75,98	64,68	63,58	86,49	1,36	86,49	0,88	0,75
Resistências em [kN]										

A perda de resistência também é observada nas curvas carga *versus* deslocamento, em que verifica-se uma rápida perda de rigidez nas curvas correspondentes aos carregamentos de compressão no banzo. Esta perda de rigidez está associada à plastificação das faces superior e lateral do banzo, proveniente do somatório de tensões decorrentes do carregamento axial de compressão no banzo e do momento fletor que surge no banzo devido ao carregamento axial de compressão no montante, conforme observado nas Figuras 11 e 12.

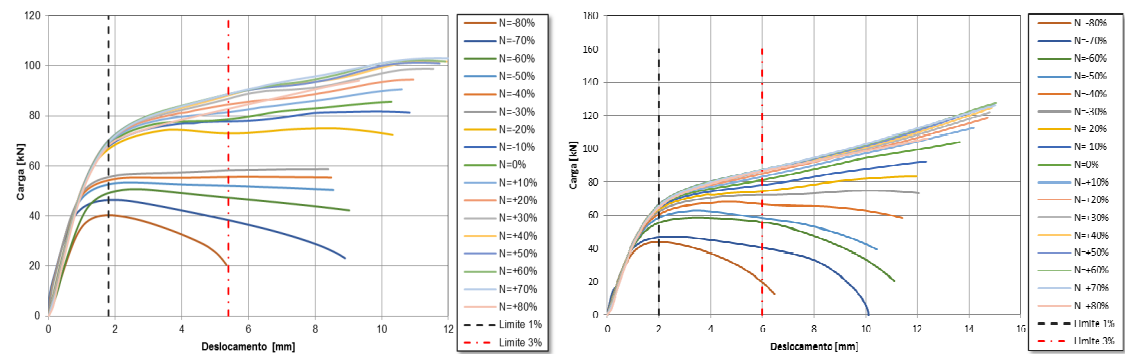
5 Conclusões

O modelo numérico desenvolvido no programa ANSYS 12 (2010) demonstrou-se bastante eficaz, onde, pode-se concluir que o modelo numérico possui uma resposta muito próxima do ensaio experimental (Lie et. al., 2006) dando consistência as premissas utilizadas neste trabalho.



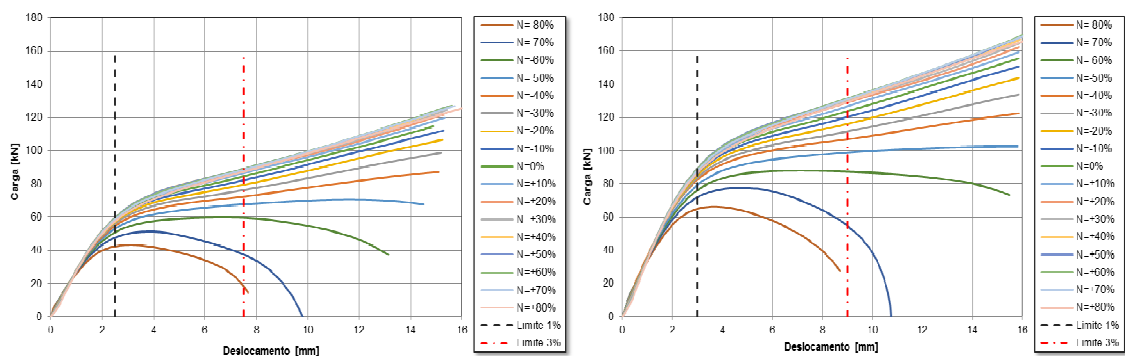
a) SHS110x110x5,0 - SHS 60x60x4,0

b) SHS 150x150x6,3 - SHS 70x70x5,0



c) SHS 180x180x6,3 - SHS 90x90x5,6

d) SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3

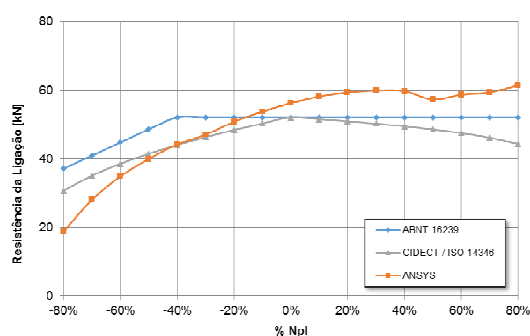


e) SHS 250x250x7,1 - SHS 100x100x6,3

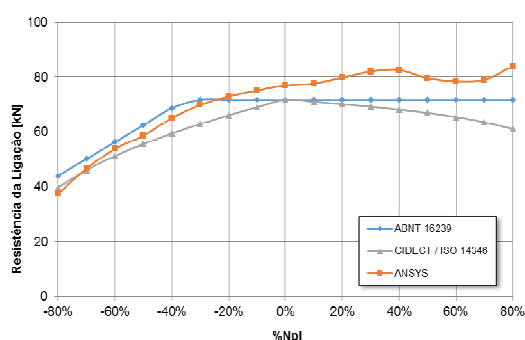
f) SHS 300x300x8,0 - SHS 140x140x6,3

Figura 9 - Curvas “carga x deslocamento” – esforço axial no banco e carga de compressão no montante.

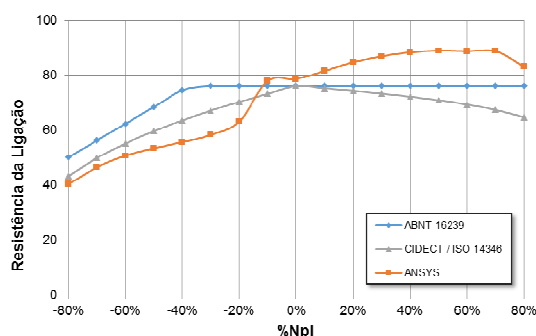
Com relação aos resultados observados, verificou-se que na análise em que se aplicou apenas carga axial de tração no montante em diversos modelos os valores de resistência da ligação estiveram em sua maioria a favor da segurança, ou seja, $N_{1,Rd}/N_{def} \leq 1$ e $N_{i*}/N_{def} \leq 1$.



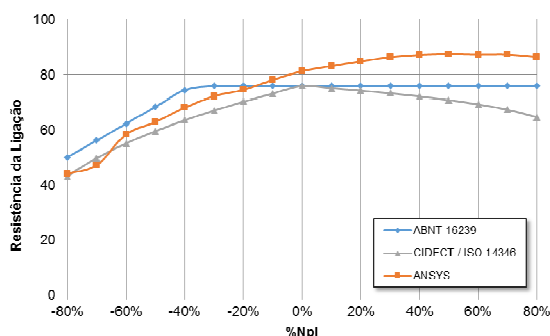
a) SHS 150x150x6,3 - SHS 70x70x5,0



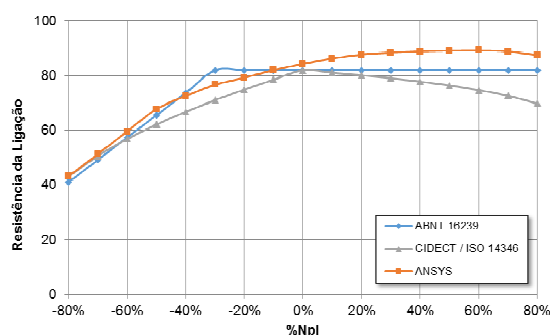
b) SHS 180x180x6,3 - SHS 90x90x5,6



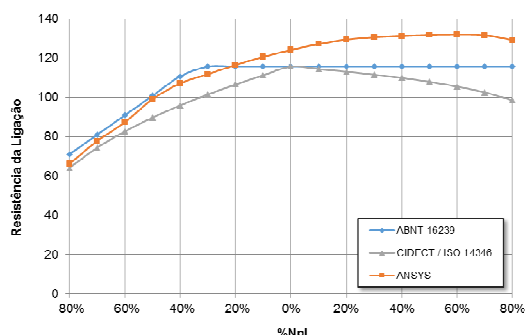
c) SHS 180x180x6,3 - SHS 90x90x5,6



d) SHS 200x200x6,3 - SHS 100x100x6,3



e) SHS 250x250x7,1 - SHS 100x100x6,3



f) SHS 300x300x8,0 - SHS 140x140x6,3

Figura 10 - Comparação de resistências - esforço axial no banço e carga de compressão no montante

Porém, observou-se que alguns modelos não atenderam à exigência $b_0/t_0 \leq 35$ imposta pela ABNT NBR 16239 (2013). Para estes modelos, a razão $N_{1,Rd}/N_{def}$ resultou em valores muito próximos ou até mesmo superiores a 1, ou seja, contra a segurança. É importante ressaltar que os resultados apresentados neste artigo devem ser validados através de estudo de confiabilidade baseado na comparação com resultados experimentais que não foi objeto de estudo neste trabalho.

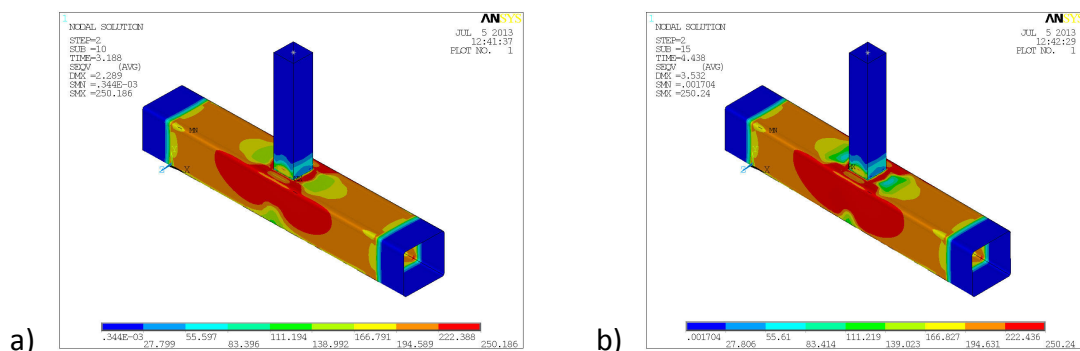


Figura 11 - Distribuição de tensões – plastificação da face superior (a) e lateral do banzo (b).

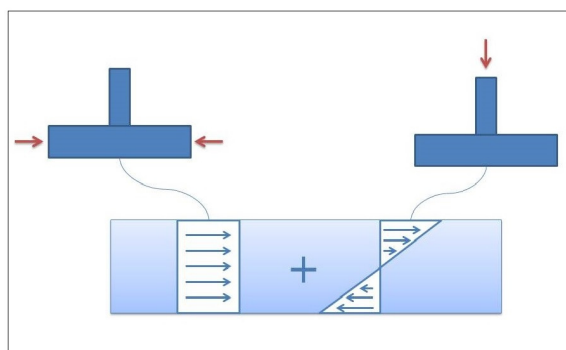


Figura 12 - Representação do somatório de tensões na face superior e lateral do banzo.

Na análise em que se considerou carga de tração no montante e variou-se o esforço atuante no banzo (tração e compressão), vale ressaltar que os valores de resistência da ligação obtidos através da NBR 16239 (2013) e do CIDECT/ISO 14346 (2013) estiveram em sua maioria a favor da segurança quando comparados àqueles obtidos através do critério de deformação limite, ou seja, $N_{1,Rd}/N_{def} \leq 1$ e $N_i^*/N_{def} \leq 1$.

Ao se aplicar um carregamento axial de compressão no montante, e em seguida carregamentos axiais de tração e compressão no banzo, verificou-se que os valores de resistência da ligação obtidos através da ABNT NBR 16239 (2013) e do CIDECT/ISO 14346 (2013) encontraram-se a favor da segurança apenas nos casos em que o banzo foi tracionado. Nos casos em que houve compressão no montante associada a compressão no banzo, verificou-se uma diminuição na resistência da ligação, bastante evidente em cargas de compressão superiores a $-20\%N_{pl}$. Portanto, as razões $N_{1,Rd}/N_{def}$ e N_i^*/N_{def} resultaram em valores superiores a 1, ou seja, contra a segurança.

Concluiu-se que a queda de resistência observada nas curvas “carga x deslocamento” e no critério de deformação limite está associada à plastificação das faces superior e lateral de banzo, em virtude do somatório de tensões decorrentes do carregamento

axial de compressão no banzo e do momento fletor que surge no banzo devido ao carregamento axial de compressão no montante.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro concedido pelas agências brasileiras de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico: CNPq, CAPES e FAPERJ.

7 Referências bibliográficas

Ansys 12.0[®], **ANSYS - Inc.** Theory Reference, 2010

Associação Brasileira de Normas Técnicas – **ABNT NBR 16239:2013. Projetos de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares**, Rio de Janeiro, 2013.

CIDECT/ISO 14346:2013, **International Standard: Static design procedure for welded hollow-section joints -Recommendations**, 1a. Edição, 2013.

CEN, European Committee for Standardisation, **EN 1993-1-8, Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints**, Brussels, 2005.

8LIE, S.T.; CHIEW, S.P.M.; LEE, C.K.; YANG, Z.M. **Static Strength of Cracked Square Hollow Section T Joints under Axial Loads. I: Experimental**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 3, March 1, 2006.

KOSTESKI, N.; PACKER, J.A.; PUTHLI, R.S. **A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections**, Journal Constructional Steel Research, vol. 59, nº 4, pp. 427-559, 2003.

SALIBA, N.; GARDNER, L. **Cross-section stability of lean duplex stainless steel welded I-sections**, Journal Constructional Steel Research, vol. 80, pp. 1-14, 2013.

ZHAO, X. **Deformation limit and ultimate strength of welded T-joints in cold-formed RHS sections**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 53, pp 149-165, 2000.

Valourec & Mannesmann, **Tubos estruturais, Seção circular, Quadrada e Retangular**.

LU, L.H.; DE WINKEL, G.D.; YU, Y.; WARDENIER, J. **Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints**, 6th International Symposium on Tubular Structures, Melbourne, Australia, p. 341-347, 1994.

Análise numérica de vigas mistas de aço e concreto protendidas

Alex Sander Clemente de Souza^{1*}, Wanderson Fernando Maia¹, Silvana De Nardin¹

¹ Prof. Dr. do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, alex@ufscar.br

NUMERICAL ANALYSIS OF PRESTRESSED STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS

Resumo

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento de uma metodologia para análise numérica de vigas mistas de aço e concreto protendidas. Para modelagem numérica foi utilizado o pacote computacional Ansys, o qual permite modelagens via método dos elementos finitos. São discutidos os aspectos condicionantes para a escolha dos tipos de elementos finitos, malha, condições de vinculação, interação entre os materiais e procedimentos de aplicação do carregamento de modo a reproduzir adequadamente o comportamento estrutural. O modelo numérico foi validado utilizando resultados experimentais disponíveis na literatura e mostrou-se adequado para prever deslocamentos, deformações, tensões e forças de protensão nos cabos. A correlação entre resultados numéricos e experimentais foi satisfatória permitindo que o modelo numérico possa ser utilizado para outras configurações de vigas mistas de aço e concreto protendidas. Além disso, foi possível avaliar também os efeitos localizados como concentrações de tensões e deformações nas ancoragens.

Palavras-chave: viga mista protendida, protensão, estruturas mistas

Abstract

This paper reports the methodology adopted to represent the behavior of prestressed steel-concrete composite beam by finite element models using software ANSYS. Aspects as choice of finite element types and mesh, boundary conditions, steel-concrete interaction and sequence of loading are discussed in present paper. The non-linear 3D finite model was constructed and calibrated from experimental results of other researchers and the model was considered adequate to represents displacements, strains, stress and loads on steel tendons. Based on the good agreement between numerical and experimental results, the numerical model can be used to parametric analysis including others prestressed composite beam configurations. Besides, using the finite element model it was possible evaluated the localized effects as stress and strains concentration in the anchorages of prestressed composite beams.

Keywords: prestressed composite beam, prestressed structures, composite structures

1 Introdução

Vigas mistas de aço e concreto podem ser utilizadas como uma alternativa bastante vantajosa para vencer grandes vãos e elevados carregamentos como, por exemplo, em pontes, viadutos, ancoradouros e etc. No entanto, em geral a combinação de grandes vãos e carregamentos elevados resulta em alguns fatores indesejáveis do ponto de vista estrutural como: fissuração intensa na laje de concreto, redução da rigidez e aumento das deformações e deslocamentos. Nestes casos, para satisfazer aos requisitos de projeto tanto no tocante aos estados limites de serviço quanto aos estados limites últimos, a técnica da protensão mostra-se uma alternativa eficiente, originando o sistema estrutural aqui denominado *viga mista de aço e concreto protendida*.

Desde a década de 1950, diversas pesquisas têm tratado desse tema e o interesse por tal sistema estrutural e construtivo vem ganhando adeptos, gerando pesquisas teóricas e experimentais no sentido de entender o comportamento estrutural de vigas de aço e mistas de aço e concreto com protensão externa. Entre as pesquisas mais recentes abordando o comportamento de vigas de aço e mistas protendidas destacam-se os seguintes autores: Brandford (1991); Nunziata (1999); Nunziata (2003); Nunziata (2004), Belletti & Gasperi (2010), Safan & Kohoutková (2001), Chen (2005) e Chen & Jia (2010).

Os primeiros estudos envolvendo a protensão em vigas de aço e mistas investigaram experimentalmente o comportamento destes elementos com protensão externa, inicialmente considerando vão simples e, posteriormente, avaliando a influência da continuidade. Neste contexto podem ser destacados os estudos de Belenya (1977), Klaiber et al (1982), Nouraeyan (1987), Saadatmanesh et al (1989), Nunziata (1999) Safan & Kohoutková (2001), Chen & Gu (2005), Chen (2005) e Lorenc & Kubica (2006).

Entre as décadas de 1980 e 1990 as pesquisas evoluíram no sentido do desenvolvimento de modelos analíticos que permitissem fomentar códigos normativos, critérios de projeto e detalhes construtivos para vigas de aço e mistas de

aço e concreto protendidas (Nie et al. (2009), Nie et al. (2011), Ronghe & Gupta (2002)).

A partir da década de 1990 a análise numérica torna-se uma ferramenta importante e robusta para o avanço das pesquisas e a melhor compressão e reprodução do comportamento destas estruturas. A maior parte destes estudos tem como objetivo principal o desenvolvimento de formulações numéricas com base no método dos elementos finitos incluindo efeitos não-lineares, distorções e instabilidade dos elementos de aço. Em outra frente de estudos, diversas pesquisas investigam o comportamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas utilizando pacotes computacionais comerciais também baseados no método dos elementos finitos. Neste caso, o desafio reside na modelagem e calibração dos resultados teóricos frente aos resultados experimentais; esta calibração permite a posterior extrapolação do modelo numérico para situações não analisadas experimentalmente. Nesta linha destacam-se os estudos de Brandford (1991), Dall'Asta & Zona (2005), Dall'Asta & Dezi (1998), Dabaon, Sakr & Kharoub (2005), Gara & Leoni (2006), Mahmoud et al. (2009), Belletti & Gasperi (2010) e Chen & Jia (2010).

No Brasil, o tema ainda é bastante incipiente e há um campo vasto para estudo. Dentre os estudos brasileiros destacam-se Sampaio Júnior (1976) e Gonçalves (1992) que desenvolveram procedimentos analíticos para dimensionamento de vigas de aço com protensão externa visando sua aplicação no reforço de pontes. Mais recentemente, Ferreira (2007) e Rezende (2007) analisaram, via modelagem numérica, o comportamento estrutural de vigas de aço com seção transversal tipo I protendidas externamente. Nelsen (2012) apresentou um estado da arte sobre o comportamento estrutural, critérios de projeto e construção de vigas mistas de aço e concreto protendidas, além de procedimentos para dimensionamento com base em adaptações na formulação da NBR 8800:2008 para vigas mistas convencionais. Um estudo paramétrico avaliando a influência da intensidade e da excentricidade da força de protensão, e do instante de aplicação desta força (antes ou após a cura do concreto da laje) foi apresentado por Souza et al. (2013).

Tendo em mente o panorama apresentado, o presente estudo se destina ao desenvolvimento de uma metodologia de análise numérica, para vigas mistas de aço

e concreto protendidas, utilizando o pacote computacional ANSYS e a validação deste modelo numérico por meio de resultados experimentais encontrados na literatura. Como desdobramento, uma vez validado o modelo numérico, será possível avançar para um estudo paramétrico no qual será avaliada a influência de aspectos geométricos como o traçado do cabo, dentre outros, além da análise de efeitos localizados como os que ocorrem na região de ancoragem e nos desviadores dos cabos de protensão.

2 Configuração e comportamento estrutural da viga mista protendida

O elemento estrutural aqui tratado é formado por um perfil de aço conectado por meio de conectores de cisalhamento a uma laje de concreto moldada *in loco*, e cabos de protensão. Os cabos de protensão podem ser posicionados fora da seção transversal ou no interior da mesma (Figura 1).

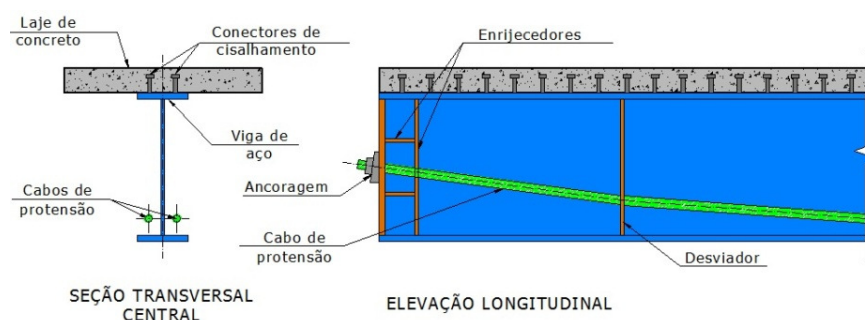


Figura 1 – Configuração usual de viga mista de aço e concreto protendida

Além da configuração apresentada na Figura 1, outras configurações e associações dos materiais aço, concreto e cabos de protensão são possíveis para formar as seções mistas protendidas. Algumas dessas possibilidades são apresentadas esquematicamente na Figura 2.

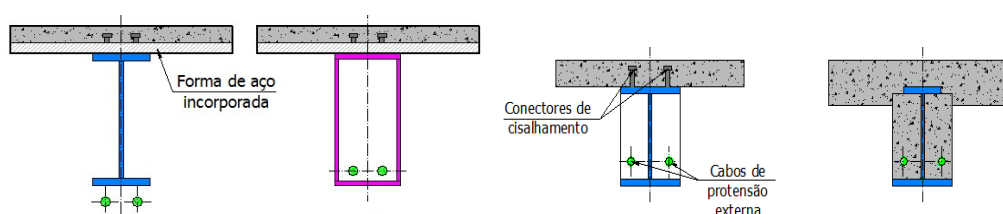


Figura 2 – Outras configurações de vigas mistas de aço e concreto protendidas

A forma de aplicação da protensão, bem como o traçado dos cabos, os acessórios de ancoragem e desviadores são basicamente aqueles já largamente utilizados nas estruturas de concreto protendido.

Quanto ao traçado dos cabos, a configuração retilínea é a mais utilizada; embora não seja a mais eficiente do ponto de vista estrutural, trata-se da mais simples do ponto de vista construtivo e de manutenção. Em Nelsen & Souza (2012), Nelsen (2012) e Nelsen & Souza (2013) são apresentadas discussões sobre o traçado e posicionamento dos cabos de protensão bem como de detalhes construtivos usuais para ancoragem e desviadores.

3 Análise numérica: metodologia

A análise numérica aqui apresentada e discutida foi desenvolvida com base no método dos elementos finitos utilizando o pacote computacional ANSYS versão 14.0 que, a partir deste ponto será referenciado apenas como ANSYS. Para o desenvolvimento desta modelagem numérica tomou-se como referência o estudo de Kotinda (2006) no qual foram desenvolvidos modelos numéricos para vigas mistas convencionais fazendo uso do mesmo pacote computacional. Também foram consideradas as estratégias de modelagem apresentadas por Ferreira (2007), Mahmoud et al. (2009), Dabaon, Sakr & Kharoub (2005) desenvolvidas para o estudo de vigas de aço e mistas de aço e concreto, ambas protendidas.

Para análise e validação do modelo numérico fez-se uso de resultados experimentais apresentados em Chen & Gu (2005) que, devido à sua importância para o presente estudo, são detalhadamente descritos a seguir.

3.1 Modelo experimental de Chen & Gu (2005)

Trata-se de uma viga mista de aço e concreto com vão de 5,0m, formada por um perfil de aço com seção transversal tipo I, laje de concreto e dois cabos de protensão. Os cabos de protensão têm configuração retilínea ao longo de todo o comprimento da viga e são formados por 7 ϕ 5mm com área nominal de 137,4 mm². Para constituir o comportamento conjunto, a ligação laje-perfil de aço foi executada com duas linhas

de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça com ϕ 16 x 65 mm soldados ao longo da extensão da mesa superior do perfil considerando espaçamento longitudinal de 200 mm. Na laje de concreto foi utilizada taxa de armadura de 1%. Alguns detalhes da geometria do modelo físico são apresentados na Figura 3, enquanto na Tabela 1 são dadas as propriedades mecânicas dos materiais constituintes da viga msita.

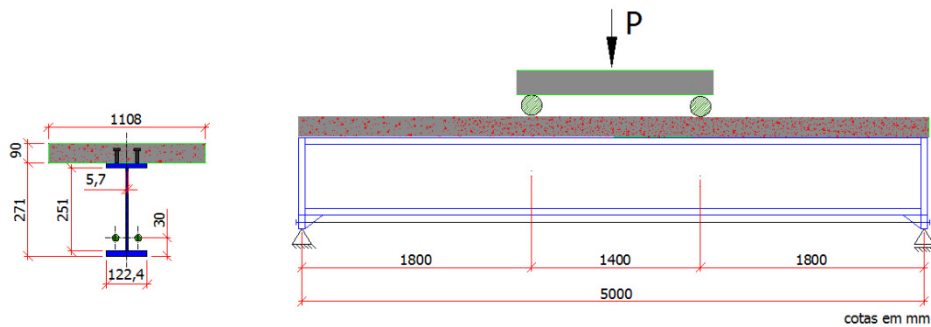


Figura 3 – Geometria da viga do protótipo analisado (Chen & Gu 2005)

Tabela 1 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizados (Chen & Gu 2005)

Elemento	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)
Mesas do perfil de aço	492,6	593,6	-	-
Alma do perfil de aço	327,7	406,5	-	-
Concreto	-	-	41,0	3,00
Cabo de protensão	1680	1860	-	-
f_y = Resistência ao escoamento do aço f_u = Resistência a ruptura do aço f_c = Resistência à compressão do concreto f_t = Resistência à tração do concreto				

Estas propriedades mecânicas e características geométricas foram utilizadas no desenvolvimento da modelagem numérica descrita a seguir.

3.2 Elementos finitos

Para modelagem do perfil de aço e dos enrijecedores foi utilizado o elemento finito de casca *SHELL43* disponível na biblioteca do pacote computacional Ansys. A laje de concreto foi modelada com o elemento sólido *SOLID65*, o qual permitiu introduzir as armaduras com taxa de 1% representando as armaduras de flexão do modelo

experimental. Para modelar os cabos de protensão foi selecionado o elemento de barra denominado *LINK10*, que permite simular a protensão por meio de deformações iniciais. E, finalmente, os conectores de cisalhamento que fazem a ligação entre o perfil de aço e a laje de concreto foram modelados com o elemento de viga *BEAM 189*. Detalhes da formulação destes elementos finitos podem ser encontrados na documentação do pacote computacional ANSYS (2014).

3.3 Modelos constitutivos para os materiais

Para representar o comportamento dos materiais envolvidos neste estudo, foram utilizados três modelos constitutivos distintos respectivamente para o concreto, o aço estrutural e o aço dos cabos de protensão (Figura 4).

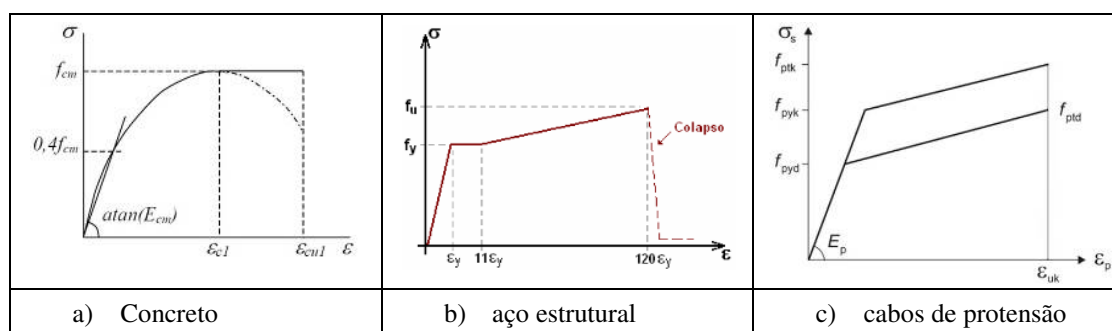


Figura 4 – Modelos constitutivos para os materiais

O comportamento do concreto na compressão foi representado por um modelo constitutivo multilinear com encruamento isotrópico, comportamento este apresentado no Eurocode 2 (2002 draft of prEN 1992-1-1). Para o aço estrutural foi adotado um diagrama tensão x deformação multilinear com encruamento isotrópico e consideradas as tensões equivalentes de Von Mises como critério de plastificação. Para o aço de protensão foi adotado o diagrama tensão x deformação bilinear com encruamento positivo recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2007.

As características mecânicas necessárias aos modelos dos materiais foram extraídas de Chen & Gu (2005) - Tabela 1.

3.4 Geometria e malha de elementos finitos

Para representar, na modelagem numérica, a geometria e os componentes do modelo físico investigado experimentalmente foram modelados a laje de concreto

com as armaduras de flexão (com taxa de 1%), o perfil de aço, enrijecedores de borda, enrijecedores intermediários, cabos de protensão e conectores de cisalhamento. A Figura 5 e a Figura 6 apresenta, de forma esquemática, a geometria do modelo e seus componentes.

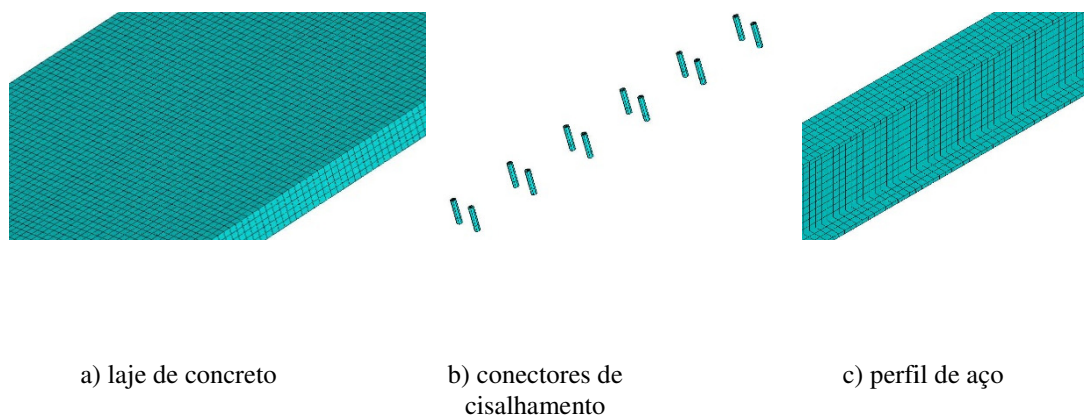


Figura 5 – Geometria e componentes do modelo numérico

A viga mista foi modelada com seu comprimento total e cada conjunto discretizado separadamente, mas de maneira a coincidir os nós de cada um nas interfaces, como ilustrado na Figura 6, facilitando assim a vinculação entre os vários componentes no modelo numérico.

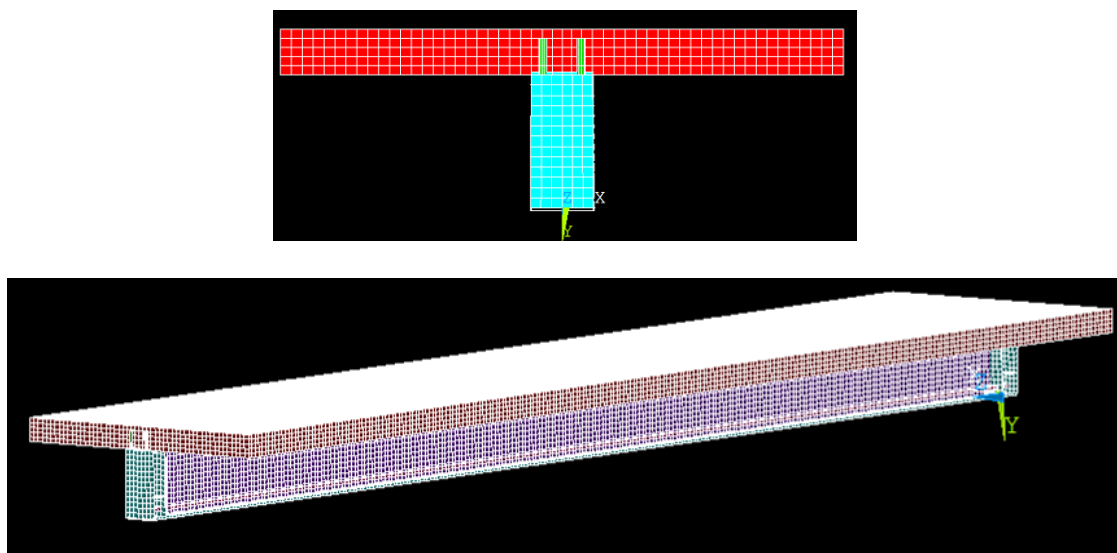


Figura 6 – Discretização da malha de elementos finitos

3.5 Vínculos e aplicação de carga

Para os vínculos internos, ou seja, entre os elementos que compõem o modelo, inicialmente foram acoplados os nós de cada grupo de elementos observando os seguintes critérios:

- perfil de aço-conectores: o nó da base de cada conector foi acoplado ao nó correspondente da mesa superior do perfil de aço e em outros quatro nós no seu entorno; acoplamento este para todos os graus de liberdade. Essa estratégia evita concentrações de tensões pontuais e permite a evolução da solução numérica tornando o modelo numérico mais representativo da ligação real entre conector e perfil de aço.
- laje–conectores: foram compatibilizados os três graus de liberdade correspondentes às translações do nó na cabeça do conector e do nó coincidente da laje de concreto. Na base do conector o acoplamento dos graus de liberdade foi feito para os nós coincidentes a 1/5 da altura do conector, medido em relação à sua base. Nesta altura as malhas do conector e da laje são coincidentes. A rigor, esse acoplamento deveria ser na base do conector, mas nesta região já há o acoplamento entre o conector e a mesa do perfil de aço, razão pela qual o acoplamento foi levemente deslocado para cima.
- Perfil-Laje: foram deixados livres os nós coincidentes, sendo o vínculo laje-viga obtido pela vinculação laje-conectores. Para evitar problemas de contato foi criada uma folga de 1mm entre laje e perfil de aço. Com essa estratégia a interação entre laje e perfil é representada pela rigidez dos conectores de cisalhamento. Assim, o atrito e/ou contato entre laje e perfil são desconsiderados.
- Cabo de protensão-perfil: Para simular os pontos de ancoragem optou-se por criar acoplamentos restringindo todos os graus de liberdade dos elementos de barra e de casca das extremidades, transmitindo assim os esforços solicitantes devido à atuação do cabo nas extremidades do perfil de aço. Para representar os desviadores foram impedidos os deslocamentos vertical e transversal nos nós coincidentes dos elementos do perfil e do cabo nas respectivas posições dos desviadores, deixando livre a translação ao longo do comprimento da viga. Na Figura 7 apresentam-se alguns detalhes das vinculações internas e externas aqui descritas.

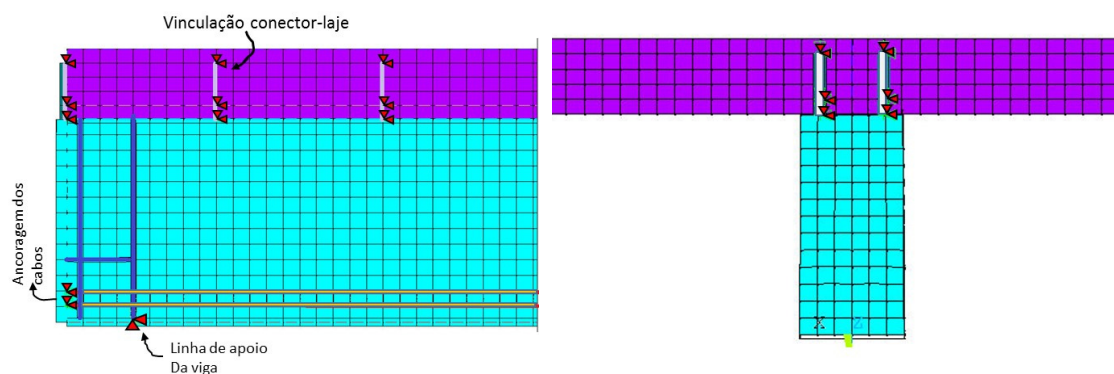


Figura 7 – Detalhes de alguns vínculos internos e externos

Externamente, a vinculação utilizada no modelo numérico procurou representar as condições do ensaio experimental, portanto os vínculos externos foram localizados somente na mesa inferior da seção de aço.

O carregamento foi aplicado em duas etapas: primeiro, por meio de deformações no cabo e, depois, do deslocamento na estrutura. Na primeira etapa, o cabo foi protendido e posteriormente foi aplicado o carregamento externo na viga, na forma de deslocamento, nos pontos correspondentes ao modelo experimental (Figura 3).

4 Resultados numéricos x experimentais

4.1 Observações do ensaio experimental

Durante a realização do ensaio experimental foi aplicada inicialmente uma força de protensão de 112,6 kN em cada cabo e este procedimento foi realizado após a cura do concreto, ou seja, na seção mista. Decorrente da aplicação desta força de protensão foi observado um deslocamento de 5,7 mm no meio do vão. O início do escoamento na mesa inferior do perfil de aço foi observado para um momento fletor de 248,6 kN.m e força de protensão de 148,7 kN em cada cabo. As primeiras fissuras na laje foram observadas para momento no meio do vão de 367,1 kN.m e o momento máximo desenvolvido no modelo experimental foi de 373,2 kN.m com flecha de 82,1mm e 218,5 kN de força axial em cada cabo de protensão.

4.2 Capacidade resistente, deslocamentos e configuração deformada

A capacidade resistente ao momento fletor obtida experimentalmente foi de 373,2 kN.m com deslocamento vertical correspondente, no meio do vão, de 82,1 mm. Na modelagem numérica o momento último foi de 415,0 kN.m que representa uma diferença de 11% em relação ao experimental. Uma síntese dos principais resultados é apresentada na Tabela 2.

O gráfico da Figura 8 permite comparar os comportamentos Momento x Deslocamento no meio do vão obtidos experimentalmente e via modelagem numérica. No caso da modelagem numérica, também foi analisada uma viga sem protensão, ainda que este modelo não tenha correlato experimental.

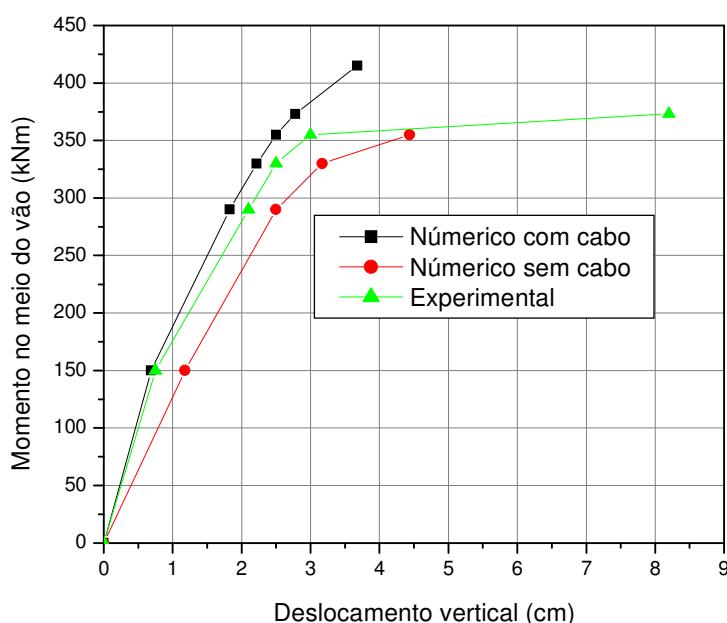


Figura 8 – Comportamento Momento aplicado x Deslocamento no meio do vão

Da comparação entre resultados numéricos e experimentais (Figura 8) verifica-se que, de modo geral, há uma boa correlação de resultados e o modelo numérico consegue reproduzir o comportamento experimental com bastante representatividade, sobretudo na fase inicial de carregamento. Até momentos fletores de aproximadamente 350 kN.cm os dois modelos (numérico e experimental) seguem juntos, sendo que o modelo experimental apresenta deslocamentos levemente superiores. A partir deste ponto, o modelo experimental apresenta redução acentuada de rigidez, aumentos consideráveis de deslocamento para pequenos incrementos no valor do momento fletor. Por outro lado, o modelo

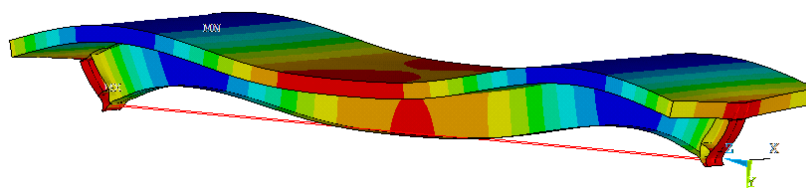
numérico segue com aumentos nos valores de momento fletor e correspondentes aumentos nos deslocamentos. Mas, neste caso, foi observada convergência até deslocamento igual a 36 mm de deslocamento, ao passo que o modelo experimental segue se deformando.

A avaliação da influência da protensão e as mudanças decorrentes desta foi possível apenas com os modelos numéricos. Neste caso, não são observadas mudanças significativas no comportamento *Momento vs. Deslocamento vertical* (Figura 8) pois as duas curvas numéricas seguem paralelas até aproximadamente 300 kN.m. Em relação às flechas, a protensão reduz os valores de flecha tornando o modelo com protensão menos deformável se comparado ao modelo sem a protensão dos cabos. Quanto à capacidade resistente (Tabela 2), também é observado o efeito benéfico da protensão, que aumenta a capacidade resistente da viga mista.

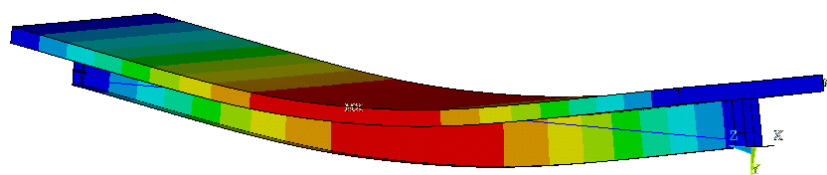
Tabela 2 – Síntese dos resultados numéricos e experimentais

Experimental		Numérico sem protensão		Numérico com protensão	
Momento Último (kN.m)	Flecha (mm)	Momento Último (kN.m)	Flecha (mm)	Momento Último (kN.m)	Flecha (mm)
373,2	82,1	355,0	44,0	415,0	36,8

A modelagem numérica também permite analisar a configuração deformada dos modelos e a Figura 9 apresenta uma visão geral desta configuração para duas situações: aplicação da força inicial de protensão (Figura 9a) e configuração final (Figura 9b).



a) Configuração deformada para força inicial de protensão

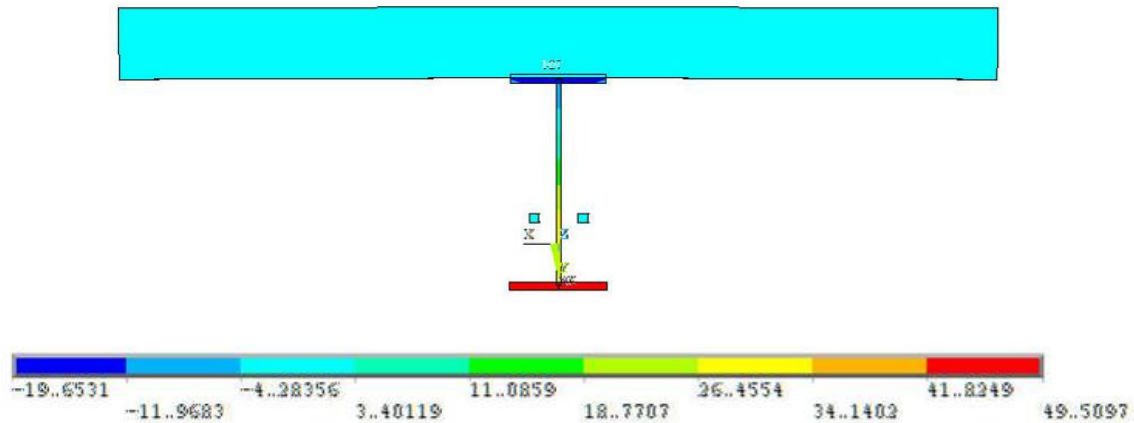


b) Configuração deformada final para 461,3 kN de força aplicada à viga

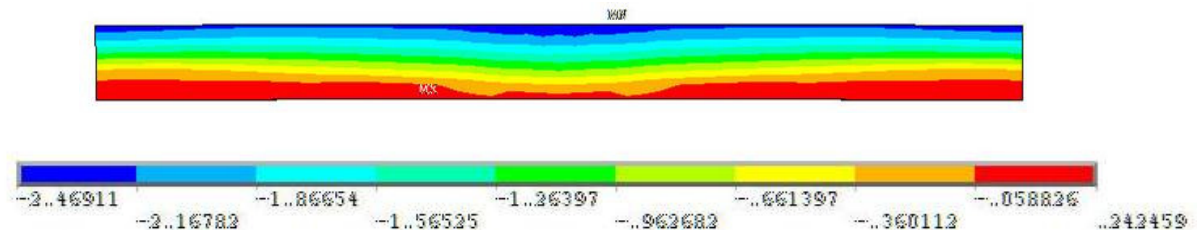
Figura 9 – Configuração deformada da viga mista com cabos protendidos

4.3 Distribuição de tensões e deformações

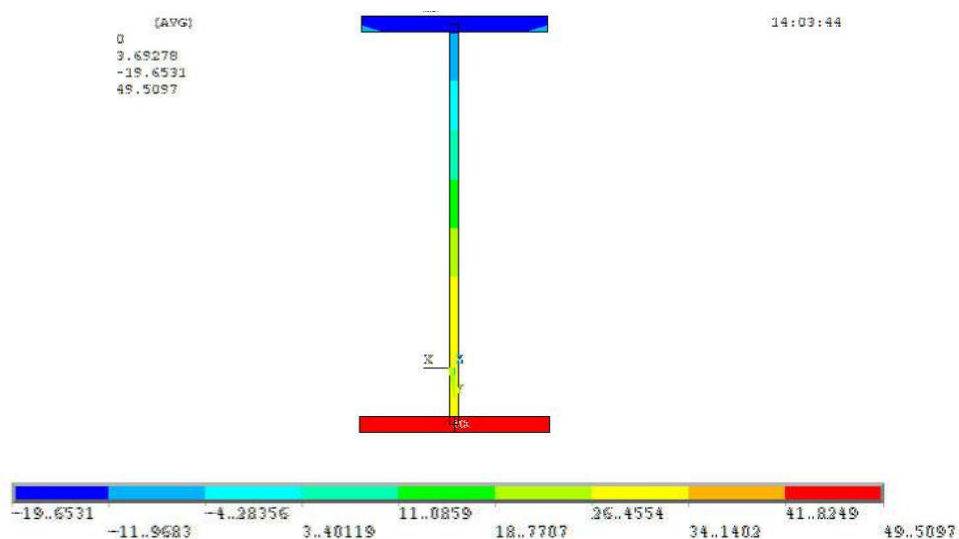
A distribuição de tensões no meio do vão para o estágio final de carregamento (Figura 10) mostra tensões elevadas na mesa inferior do perfil (Figura 10c) e na laje de concreto (Figura 10b).



a) Tensões normais na seção mista (kN/cm^2)



b) Tensões normais na laje de concreto (kN/cm^2)

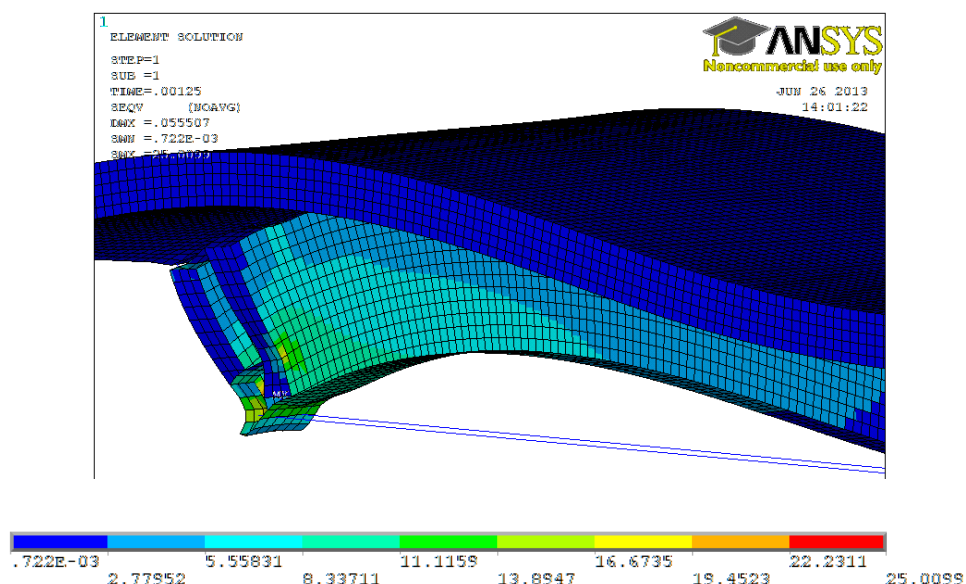


c) Tensões normais no perfil de aço (kN/cm^2)

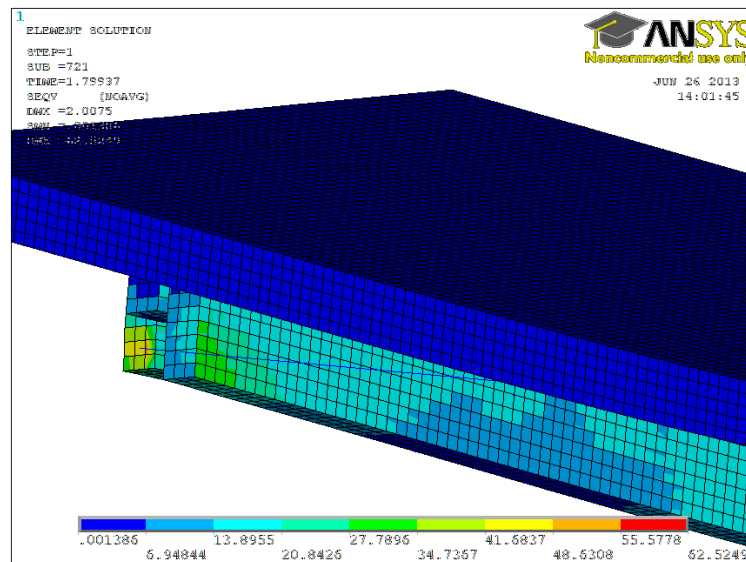
Figura 10 – Panorama de tensões normais na seção central da seção mista

Pela distribuição de tensões na seção transversal e os detalhes destas tensões na laje e no perfil é possível identificar a posição da linha neutra plástica; esta encontra-se na alma, na porção superior.

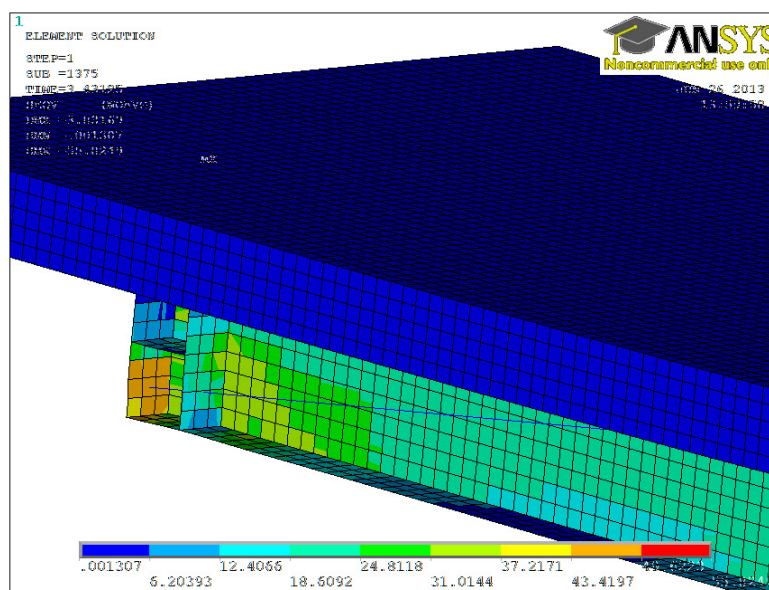
A modelagem numérica também pode subsidiar aspectos voltados ao projeto de vigas mistas protendidas. Neste sentido, um dos aspectos importantes na fase de projeto é a verificação dos elementos na região das ancoragens. A Figura 11 apresenta a distribuição de tensões nas placas de ancoragem, localizadas nas extremidades da viga mista, para alguns estágios de carregamento.



a) Protensão inicial



b) Força aplicada na viga igual a 336 kN



c) Força máxima aplicada (461,3 kN)

Figura 11 – Tensões de Von Mises nas placas de ancoragem (kN/cm^2)

Percebem-se concentrações de tensões importantes no início do processo de protensão, ou seja, na aplicação da protensão inicial nos cabos. No entanto, no decorrer do carregamento, mesmo com o incremento da força de protensão, as tensões tornam-se menos concentradas na região das ancoragens.

4.4 Força nos cabos de protensão

O gráfico da Figura 12 apresenta a variação da força de protensão no cabo em função do momento fletor no meio do vão da viga. Obviamente, a força de protensão sofre incrementos com a aplicação de carregamento na estrutura. Como pode ser visto na Figura 12, o modelo numérico representa, de forma satisfatória esse comportamento.

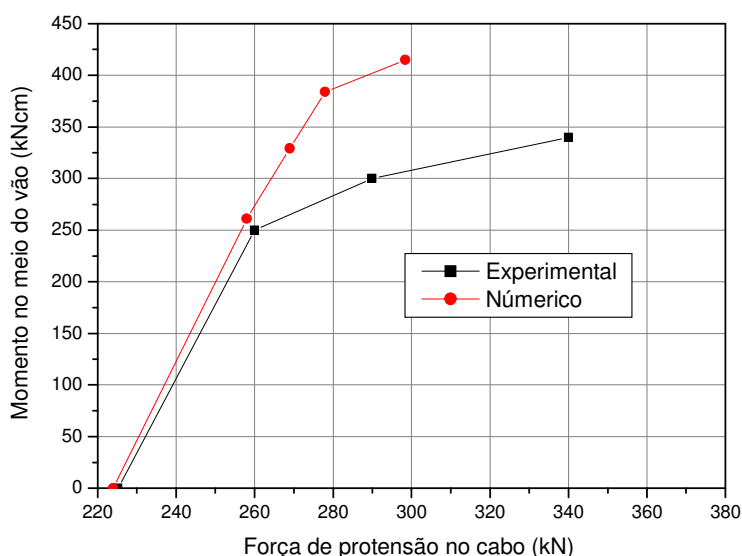


Figura 12 – Comportamento Momento fletor x Força de protensão

5 Conclusões

Pelos resultados expostos aqui é possível afirmar que a metodologia para modelagem numérica desenvolvida é satisfatória para representar o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com protensão externa, ensaiadas experimentalmente, cumprindo, portanto, o objetivo inicialmente proposto. Obviamente, o modelo numérico desenvolvido deverá evoluir com o desenvolvimento de pesquisas futuras mas já permite análises bastante interessantes. Um dos pontos que merecerão atenção em estudos futuros será a melhoria da representação da interface entre aço e concreto e entre o cabo de protensão e o perfil de aço. Imagina-se que a diferença entre resultados teóricos e experimentais, sobretudo no que se refere à ductilidade e rigidez, tenha sido influenciada pelo comportamento da interface aço-concreto. Apesar deste fato, a metodologia para modelagem numérica se mostrou bastante satisfatória, além disso,

com o arquivo de entrada de dados parametrizado é possível gerar modelos numéricos com geometrias diversas facilitando a continuidade das pesquisas.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP pelo suporte financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa.

7 Referências bibliográficas

ANSYS. Ansys reference manual, version 14.0, 2013.

BELENYA, E. **Prestressed load-bearing metal structures**. 1a ed. Moscow: MIR Publishers, English translation, 1977. 463 p.

BELLETTI, B.; GASPERI, A. Behavior of prestressed steel beams. **Journal of Structural Engineering, [S.I.]**, v. 136, no. 9, p. 1131-1139, Sept. 2010.

BRADFORD, M. A. Buckling of prestressed steel girders. **Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, [S.I.]**, v. 34, p. 98-101, 1991.

CHEN, S. Experimental study of prestressed steel-concrete composite beams with external tendons for negative moments. **Journal of Constructional Steel Research, [S.I.]**, v. 61, n. 12, p. 1613-1630, Dec. 2005.

CHEN, S.; JIA, Y. Numerical investigation of inelastic buckling of steel-concrete composite beams prestressed with external tendons. **Thin-Walled Structures, [S.I.]**, v. 48, p. 233-242, Nov. 2010.

CHEN, S.; GU, P. Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment. *Journal of Constructional Steel Research, [S.I.]*, v. 61, p. 515-530, Apr. 2005.

DABAON, M. A.; SAKR, M. A.; KHAROUB, O. Long-term behavior of externally prestressed composite beams with partial shear connection. In: ELEVENTH INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11th, 2005, Cairo. Proceedings... Cairo: Ain Shams University, Faculty of Engineering, Department of Structural Engineering, 2005. p. 1-10.

DALL'ASTA, A.; DEZI, L.; LEONI, G. Flexible connection influence on the ultimate capacity of externally prestressed composite beams. *Advances in steel structures - ICASS'99. Proceedings... THE SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCES IN STEEL STRUCTURES 15-17 December 1999, Hong Kong, China. Edited by S.L. Chan and J.G. Teng. Elsevier. p.939-946. Dec. 1999.*

DALL'ASTA, A.; ZONA, A. Finite element model for externally prestressed composite beams with deformable connection. **Journal of Structural Engineering, [S.I.]**, v. 131, n. 5, p. 706-714, May 2005.

FERREIRA, A. C. **Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. 2007. 276 f.

Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

GONÇALVES, R. M. **Alguns aspectos relativos à inspeção e recuperação de pontes de aço: ênfase em pontes ferroviárias.** 1992. 309 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

KLAIBER, F.W.; DUNKER, K.F. ; SANDERS, W.W. Strengthening of single span steel beam bridge. *Journal Structural Division*. V.108, n.12 , p2766-2780, 1982.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas de aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase no estudo da interface laje-viga.** 2006. 116 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LORENC , W.; KUBICA, E. Behavior of composite beams prestressed with external tendons: experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, [S.I.], v.62, n.12, p. 1353-1366, Dec. 2006.

MAHMOUD, N. S.; BADR, A.; SALEM, F. A.; GHANNAM, M. Strengthening of multi-story and double bay steel frames using post tensioned cables. In: THIRTEENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 13th ICSGE, 2009, Cairo. Proceedings... Cairo, Egypt: Ain Shams University, 2009. p. 666-675.

NELSEN, A. C. H. **Comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com protensão externa.** 195f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2012.

NELSEN, A. C. H. ; SOUZA, A. S. C. . Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: conceitos e aplicações. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2012, São Paulo. Congresso Latinoamericano da Construção Metálica. São Paulo: Congresso Latinoamericano da Construção Metálica, 2012. v. 1. p. 1-10.

NELSEN, A. C. H. ; SOUZA, A. S. C. . Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas. *Construção Metálica*, v. 119, p. 38-43-43, 2013.

NIE, J.; TAO, M.; CAI, C. S.; LI, S. Deformation analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams. *Journal of Structural Engineering*, [S.I.], v. 135, n. 11, p. 1377-1389, Nov. 2009.

NIE, J.; TAO, M.; CAI, C. S.; LI, S. Analytical and Numerical Modeling of Prestressed Continuous Steel- Concrete Composite Beams. *Journal of Structural Engineering*, [S.I.], v. 137, n. 12, p. 1405-1418, Dec. 2011.

NOURAEYAN, A. **Analytical and experimental study on the behaviour of prestressed and poststressed composite girders.** 1987. 70 p. Thesis (Degree of Master of Engineering) - Concordia University, Montréal, Québec, Canada, 1987.

NUNZIATA, V. **Prestressed steel structures. Structure in acciaio precompresso.** In. CONGRESSO C.T.A., XVII, 1999. Napoli. Proceedings... Napoli: [s.n.], 1999. p. 6.

- NUNZIATA, V. **Prestressed steel structures design a new frontier for structural engineering.** In: ISCE-02 Second International Structural Engineering and Construction Conference, 2nd, 2003. Roma. Proceedings... Roma: [s.n.].
- REZENDE, C. R. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas.** 2007. 119 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2007.
- RONGHE, G. N.; GUPTA, L. M. Parametric Study of tendon profiles in prestressed steel plate girder. *Advances in Structural Engineering*, [S.l.], v. 5, n. 2, p 75-85, Apr. 2002.
- SAADATMANESH, H.; ALBRECHT, P.; AYYUB, B. M. Guidelines for flexural design of prestressed composite beams. *Journal of Structural Engineering*, [S.l.], v. 115, n. 11, p. 2944-2961, Nov. 1989.
- SAFAN, M.; KOHOUTKOVÁ, A. **Experiments with externally prestressed continuous composite girders.** Acta Polytechnica, Czech Technical University Publishing House, v. 41, n. 3/2001, p. 65-73, 2001.
- SAMPAIO JR., C. F. **Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço.** 1976. 133 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1976.
- TROITSKY, M. S. **Prestressed steel bridges: theory and design.** 16th ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1990. 386 p.
- TROITSKY, M. S.; ZIELINSKI, Z. A. & NOURAEYAN, A. Pre-tensioned and posttensioned composite girders. *Journal of Structural Engineering*, [S.l.], v. 115, n. 12, p. 3142-3153, Dec. 1989.
- SOUZA, A. S. C. ; NELSEN, A. C. H. ; MAIA, W. F. ; De NARDIN, Silvana . Estudo paramétrico do comportamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas. *Revista da Estrutura de Aço*, v. 2, p. 186, 2013.