

## **COLAPSO DE VIGAS DE SEÇÃO I AFUNILADAS EM ESTRUTURAS DE AÇO DE GRANDE VÃO: VALIDAÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

**Tiago C. Zampaolo**

**Ernesto Massaroppi Jr.**

*cztiago@hotmail.com*

*massaroppi@sc.usp.br*

*Laboratório de Mecânica Aplicada e Computacional da Escola de Engenharia de São Carlos - USP*

*Av. Trabalhador São-carlense nº 400, 13566-590 – São Carlos/SP, Brasil*

**Miguel Abambres**

*miguel.abambres@tecnico.ulisboa.pt*

*Instituto Superior de Educação e Ciências*

*Alameda das Linhas de Torres nº 179, 1750-142, Lisboa/Lisboa, Portugal*

**Tiago P. Ribeiro**

*tpribeiro@gmail.com*

*Tal Projecto – Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, LDA*

*Av. Infante Santo nº 70, 1350-180 – Lisboa/Lisboa, Portugal*

**Abstract.** Tapered steel beams and columns have been increasingly used as primary load carrying members. The determination of their accurate ultimate capacity can only be achieved by means of advanced numerical methods such as the finite element method. This paper presents a systematic study on the influence of the finite element model parameters on the ultimate load of I-section tapered beam-columns typically used in large-span steel frames. It aims the determination of optimal sub-step number to be used during the arc-length scheme and the finite element mesh size for the performance of an accurate, robust and efficient inelastic post-buckling parametric analysis. This is part of an ongoing investigation aimed to use the parametric analysis results to develop analytical predictive models of buckling and collapse loads of this type of members, using artificial neural networks. Once validated the finite element model, using hexahedral 8-node finite elements, 5 sub-steps and finite element edge sizes of 30 and 40 mm have been selected for use in the future parametric analysis.

**Keywords:** finite element analysis, inelastic post-buckling collapse, mesh quality, steel beam-column, tapered member

## 1 Introdução

Estruturas com seções transversais não prismáticas são amplamente utilizadas em construções atuais em indústrias Civil, Mecânica e Aeronáutica, principalmente devido a sua (i) eficiência estrutural, (ii) funcionalidade e (iii) baixo custo de fabricação (Zuang e Tong [1]). A Fig. 1 mostra duas aplicações típicas de vigas de aço afuniladas de estruturas utilizadas na construção civil.

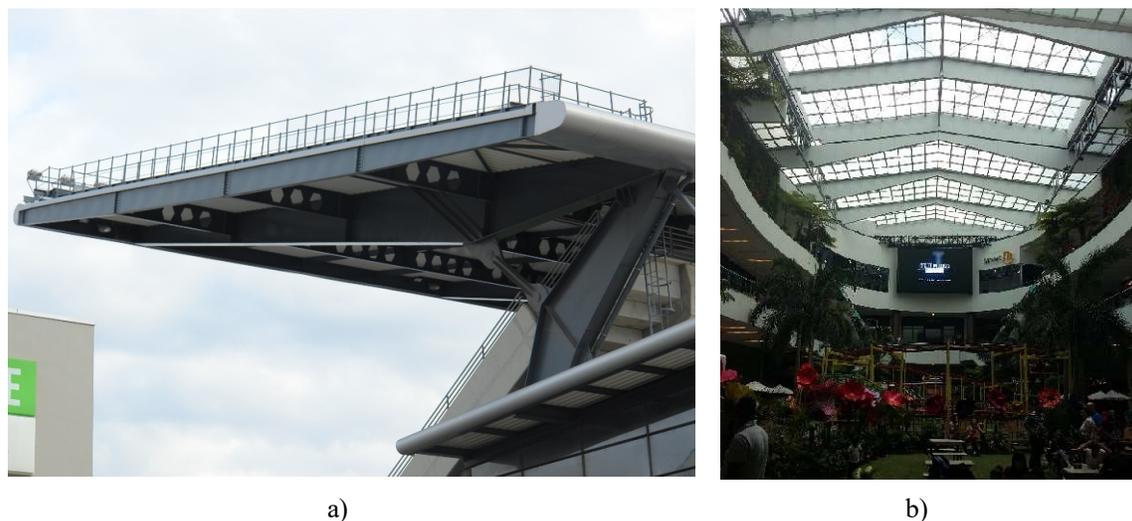


Figura 1. Vigas de aço afuniladas de coberturas:  
a) estádio de futebol (Coimbra, Portugal), b) shopping center (Medellín, Colombia)

A fim de se utilizar essas vantagens, métodos de projeto acurados, simples e eficientes precisam ser disponibilizados. Entretanto, é sabido que (Marques *et al.* [2]) as verificações de segurança nas normas de construções em aço (CEN [3 e 4], AISC [5], SA [6]), na maioria concebidas para seções prismáticas, podem ser inseguras, em até 300% em alguns casos (Bedynek *et al.* [7]), difíceis de se construir e/ou significativamente conservadoras, não aproveitando a economia das seções não prismáticas. Uma alternativa comumente adotada para esses casos, como recomendado pelas normas de projeto, é o uso de análise avançadas (não linearidades geométrica e de material) utilizando o Método dos Elementos Finitos, que, obviamente, é inviável na prática atual de projetos devido ao alto tempo de modelagem e processamento e ao custo dos programas comerciais. Embora a pesquisa realizadas nos últimos anos seja sobre (i) formulações numéricas e/ou analíticas (Asgatian e Soltani [8], Trahair [9], Mohri *et al.* [10], Ghadban *et al.* [11], Kim e Jang [12], Balduzzi *et al.* [13], Lee e Lee [14]) ou (ii) métodos de projeto (Marques *et al.* [2], Zhang *et al.* [15], Papp [16]), ainda é necessário o desenvolvimento de inovações, ou seja, regras e/ou ferramentas precisas, fáceis de se usar, versáteis, eficientes e acessíveis para o projeto de membros afunilados de aço com quaisquer seções. Dentro desse contexto o trabalho aqui apresentado é parte de uma pesquisa em andamento que visa propor um método de projeto baseado em Redes Neurais Artificiais para vigas afuniladas de aço de seção transversal em I usadas em construções com grandes vãos livres, como aqueles utilizados em sistemas estruturais de instalações industriais, esportivas, estações de meios de locomoção e salas multifuncionais. Para esse propósito, o primeiro passo consiste na execução extensiva de uma análise paramétrica de elementos finitos para o cálculo (i) do modo de flambagem elástica e (ii) da carga de colapso levando-se em consideração o comportamento elasto-plástico do material. A análise paramétrica utiliza quatorze variáveis de entrada independentes, definidas na Tab. 1. Todas as combinações de valores das variáveis de entrada devem ser utilizadas como entrada da análise paramétrica, resultando em um total de 393660 vigas distintas a serem simuladas usando o método dos

elementos finitos utilizando o pacote computacional Ansys® [17].

Tabela 1. Variáveis e valores envolvidos na análise paramétrica pelo método dos elementos finitos

VARIÁVEIS DE ENTRADA		VALORES POSSÍVEIS				
Geometria	$L$ (mm)	30000	35000	40000	45000	50000
	$H_1$ (mm)	1500	2250	3000		
	$H_2$ (mm)	700	1000	1300		
	$\alpha$ (°)	10	20	30		
	$b_f$ (mm)	500	900	1300		
	$t_f$ (mm)	20	35	50		
	$t_w$ (mm)	12	16	20		
Imperfeição Geométrica (global e local)	$\delta_{global}$ (mm)	0	$L/2000$	$L/1000$		
	$\delta_{local}$ (mm)	0	$t_w/100$	$t_w/10$	DW <sub>I-sec</sub> ( $\gamma = 0.01$ )	DW <sub>I-sec</sub> ( $\gamma = 0.2$ )
Tensão de Membrana Residual Longitudinal	<b>Distribuição</b>	ECCS [41]	Swedish code (BSK [42])	Wang <i>et al.</i> [43]		
Material (lei bi-linear)	$S_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	355	460	355 (alma) 460 (aba)		
	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000				
	$E/E_t$	10000				
Carregamento	<b>Simetria</b>	simétrico	antisimétrico			
	<b>Orientação das Forças</b>	vertical	ortogonal			

As variáveis geométricas de entrada podem ser vistas na Fig. 2, sendo que na Fig. 2 a) e b) mostram-se as grandezas  $L$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  e  $\alpha$ , enquanto que na Fig. 2 c) são apresentadas as dimensões  $b_f$ ,  $t_f$  e  $t_w$  da seção transversal. Ainda na Fig. 2 a) são mostradas as cargas verticais e simétricas, resultantes do peso próprio da estrutura ou de uma eventual carga de neve acumulada sobre a cobertura. A Fig. 2 b) apresenta o caso em que as cargas são ortogonais ao plano da cobertura, resultantes tipicamente de um carregamento proveniente da pressão exercida pelo vento, podendo ser simétrico atuando para baixo ou antissimétrico atuando para baixo em um lado da estrutura e para cima no outro. Observar que as figuras apresentam apenas metade da estrutura a ser analisada e o seu respectivo plano de simetria.

As redes neurais artificiais disponibilizam, para a engenharia civil, soluções adequadas e muitas vezes altamente precisas para problemas das diversas subáreas, surgindo a partir de publicações em estatísticas como um dos grandes sucessos em computação (Flood [18]). O primeiro artigo de periódico sobre aplicações de redes neurais artificiais em engenharia civil foi publicado por Adeli e Yeh [19]. Os autores usaram um modelo simples de um neurônio para o projeto de vigas de aço. Desde então, surgiram diversas outras aplicações de redes neurais artificiais em todos os campos da Engenharia Civil com maior complexidade e sofisticação (Adeli [20]).

Áreas como (i) predição de flambagem (Mukherjee *et al.* [21], Sharifi e Tohidi [22]), (ii) predição da capacidade de carga (Chuang *et al.* [23], Gandomi *et al.* [24]), (iii) modelo constitutivo (Jung e Ghaboussi [25], Oeser e Freitag [26]), (iv) confiabilidade e/ou otimização estrutural (Adeli e Park [27], Papadrakakis e Lagaros [28]) ou (v) monitoramento estrutural (Masri *et al.* [29], Min *et al.* [30]) recebem atenção especial até hoje. Muitos modelos bem sucedidos baseados em redes neurais artificiais foram propostos para avaliar o comportamento de estruturas metálicas compostas por membros prismáticos (Sourmail *et al.* [31], Guzelbey *et al.* [32], Efstathiadesa *et al.* [33], Lu *et al.* [34], Sheidaii e Bahraminejad [35], Xu *et al.* [36], Tohidi e Sharifi [37 e 38], Nazari *et al.* [39], Banu e Rani [40]). Diversos trabalhos mostram uma enorme redução no tempo de cálculo computacional quando se compara o modelo de rede neural artificial proposto com aquele despendido pela análise pelo método dos elementos finitos correspondente, sem comprometer a precisão. Ao estimar a temperatura de uma treliça tubular sob fogo, Xu *et al.* [36] concluíram que a rede neural artificial

calcula a resposta desejada 1800 vezes mais rápido que a análise feita pelo método dos elementos finitos. Surpreendentemente, ao contrário dos membros estruturais prismáticos, praticamente nenhum esforço foi feito para se desenvolver métodos de análise e projeto para membros estruturais metálicos afunilados, baseado em redes neurais artificiais.

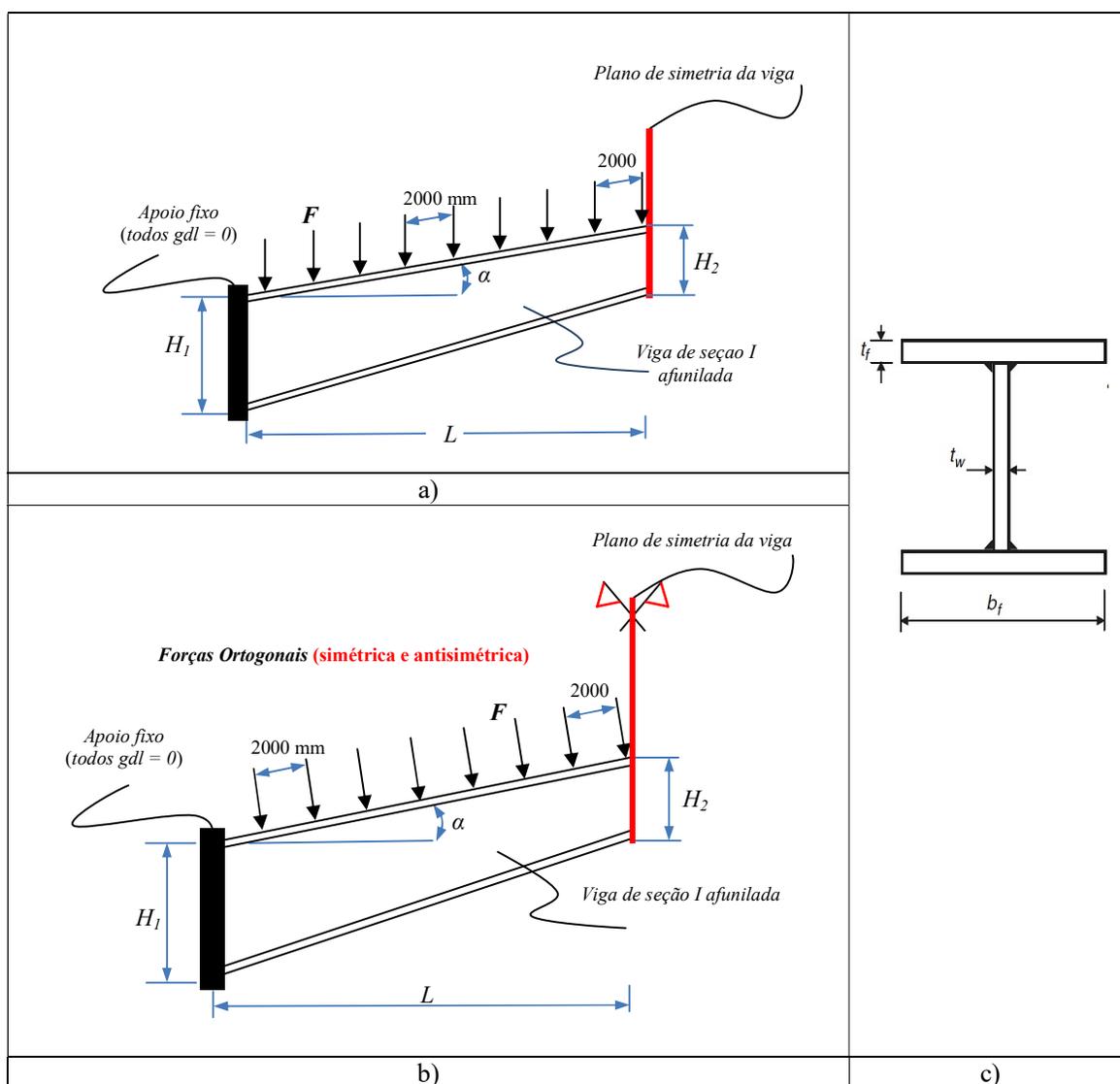


Figura 2. Vigas de seção I adotadas: a) carga vertical b) carga ortogonal c) seção transversal

## 2 Objetivos principais

Como as abas e a alma da seção transversal não podem ser consideradas como elementos de parede fina para todos os casos a serem simulados, foram adotados elementos finitos hexaédricos de 8 nós (SOLID185 no Ansys® [17]).

A vinculação do modelo de elementos finitos é dada por:

(i) fixação de todos os graus de liberdade dos nós localizados na coordenada  $x = 0$  (região de apoio da estrutura);

(ii) condição de simetria no plano médio da estrutura ( $x = L$ ), que para elementos tridimensionais somente com os graus de liberdade de translação, correspondem a fixar o grau de liberdade em  $x$  de

todos os nós localizados na seção;

(iii) fixação na direção  $z$ , perpendicular à alma da seção, de todos os nós nas posições correspondentes aos travamentos laterais da estrutura. Este travamento é realizado em cinco posições igualmente espaçadas, em  $1.L/6$ ,  $2.L/6$ ,  $3.L/6$ ,  $4.L/6$ ,  $5.L/6$ , para vigas de comprimento  $L$  entre 30000 mm e 36000 mm, seis posições para vigas entre 36000 mm e 42000 mm, sete posições para vigas entre 42000 mm e 48000 mm e oito posições para vigas entre 48000 mm e 50000 mm;

(iv) fixação também na direção  $z$  de todos os nós posicionados nas linhas localizadas na face superior da seção transversal, nas coordenadas  $x$  em que há a aplicação da carga  $F$  (a cada 2000 mm), pois nesses pontos existe a estrutura secundária de suporte direto dos elementos da cobertura.

O carregamento é aplicado de forma distribuída nos nós localizados na face superior da seção transversal a cada 2000 mm, na direção vertical ou ortogonal ao plano da cobertura, ao longo do comprimento da viga (direção  $x$ ). O esforço é distribuído entre os nós presentes nessa linha, de forma que o seu somatório seja igual a um e com valores proporcionais aos tamanhos dos elementos ao qual cada nó pertence.

A análise para cálculo da carga de colapso elasto-plástico da estrutura é realizada da seguinte forma:

(i) análise linear estática da estrutura com carregamento unitário, para a montagem da matriz de rigidez;

(ii) análise da instabilidade estrutural linear elástica (*buckling*), obtida a partir da solução do autoproblema da matriz de rigidez, em que o autovetor representa o modo de instabilidade (ou flambagem) e o autovalor a carga crítica associada ao respectivo modo. São determinados modos em quantidade suficiente até que seja detectado o primeiro modo de instabilidade global e o primeiro modo local;

(iii) imperfeições geométricas, correspondentes aos primeiros modos global e local, com valores máximos correspondentes àqueles apresentados na Tab. 1, são introduzidas na estrutura para que estes modos sejam excitados na análise elasto-plástica;

(iv) análise elasto-plástica da estrutura, considerando grandes deslocamentos e não linearidade do modelo constitutivo do material, com carregamento monotonicamente crescente até obter-se a singularidade da matriz de rigidez, ou seja, até que a curva carregamento em função do deslocamento tenha derivada nula. O valor correspondente a esse ponto é considerado como carga de colapso elasto-plástico.

A precisão das simulações realizadas com o método dos elementos finitos é significativamente dependente das técnicas de modelagem adotadas, das condições de contorno empregadas, da malha gerada e, também, dos tipos de elemento utilizados. Assim, deve-se realizar uma validação completa do modelo de elementos finitos, antes de iniciar a análise paramétrica, a fim de garantir que os resultados futuros sejam confiáveis. Este trabalho aborda detalhes e conclusões importantes sobre os procedimentos de modelagem e de cálculo, que foram utilizados para definir a quantidade de sub-passos de carregamento nas análises não lineares e a dimensão dos elementos da malha.

### 3 Resultados preliminares

No escopo deste trabalho utilizou-se apenas o caso em que o carregamento é vertical e simétrico, assim como, não se considerou o efeito da tensão residual. Três versões da viga, com valores dos parâmetros pequenos, médios e grandes, conforme mostrados na Tab. 2, foram utilizadas para se obter o número de sub-passos de carregamento e a dimensão dos elementos da malha ideais para a futura análise paramétrica, ou seja, em quais condições se obtêm resultados precisos no menor tempo computacional possível.

Tabela 2. Valores dos parâmetros para as versões da viga

Variáveis		Pequena	Média	Grande
Geometria	$L$ (mm)	30000	40000	50000
	$H_1$ (mm)	1500	2250	3000
	$H_2$ (mm)	700	1000	1300
	$\alpha$ (°)	10	20	30
	$b_f$ (mm)	500	900	1300
	$t_f$ (mm)	20	35	50
	$t_w$ (mm)	12	16	20
Imperfeição geométrica	$\delta_{global}$ (mm)	$L / 2000$	$L / 1000$	$L / 500$
	$\delta_{local}$ (mm)	$t_w / 1000$	$t_w / 100$	$t_w / 10$
Material	$S_{y\ alma}$ (N/mm <sup>2</sup> )	355	355	460
	$S_{y\ aba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	355	460	460
	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000	210000	210000
	$E / E_t$	10000	10000	10000

A análise não linear de flambagem, que leva em consideração tanto o escoamento do material, como grandes deslocamentos, é realizada por meio das seguintes etapas: (i) análise linear estática com carregamento unitário, para se obter a matriz de rigidez do modelo de elementos finitos, (ii) análise de flambagem elástica (linear), para se determinar a forma de flambagem e a carga crítica correspondente, dadas respectivamente pelo autovetor e autovalor da matriz de rigidez, (iii) alteração do modelo de elementos finitos de acordo como os modos de flambagem elástica, para simular imperfeições na geometria e (iv) análise estática não linear considerando a não linearidade da relação constitutiva do material e grandes deslocamentos. Na última etapa utilizou-se o método do comprimento de arco, sendo que o número de sub-passos até a aplicação total do passo de carregamento, foi definido como uma variável paramétrica, que pode assumir os valores entre 1 e 20. Para as três versões da viga foram utilizadas malhas com elementos de arestas de 30 mm, 40 mm e 50 mm, respectivamente. Essas dimensões dos elementos posteriormente mostraram-se dentro da condição de convergência dos resultados do refinamento da malha de elementos finitos para esses casos particulares.

Após ser fixado o número de sub-passos e observado que apenas um elemento finito foi utilizado na espessura, tanto da alma como da aba, as dimensões das arestas dos demais elementos finitos foram definidos como uma única variável. Optou-se por realizar as análises com arestas de elementos de dimensão de 150 mm, 100 mm, 80 mm, 60 mm, 50 mm, 40 mm, 35 mm, 30 mm e 25 mm, até que o número de graus de liberdade ultrapassasse o valor de 500000. A partir deste ponto, o tempo computacional, para se obterem os resultados, se tornou demasiadamente grande, inviabilizando a sua realização. As Figuras 3 a 5 mostram a carga de colapso como função do tamanho da aresta do elemento e do número de graus de liberdade.

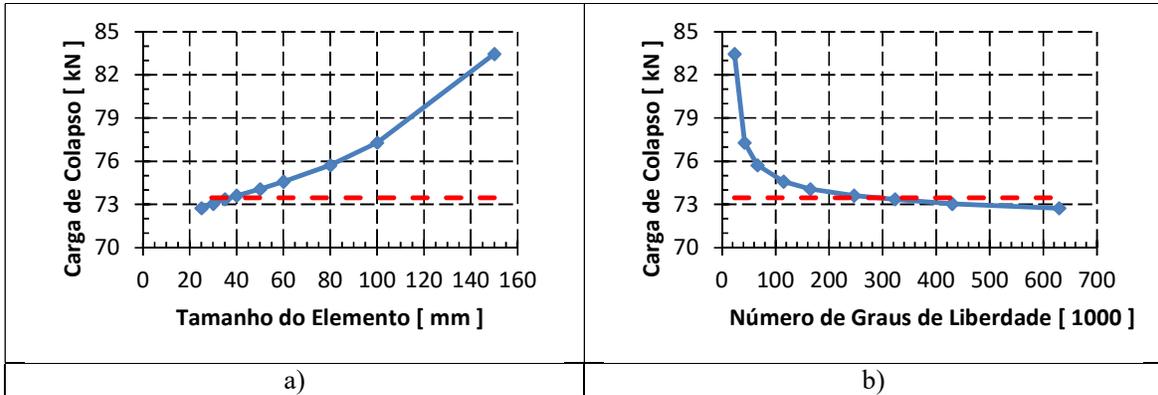


Figura 3. Carga de colapso da versão pequena da viga: a) em função do tamanho do elemento  
b) em função do número de graus de liberdade

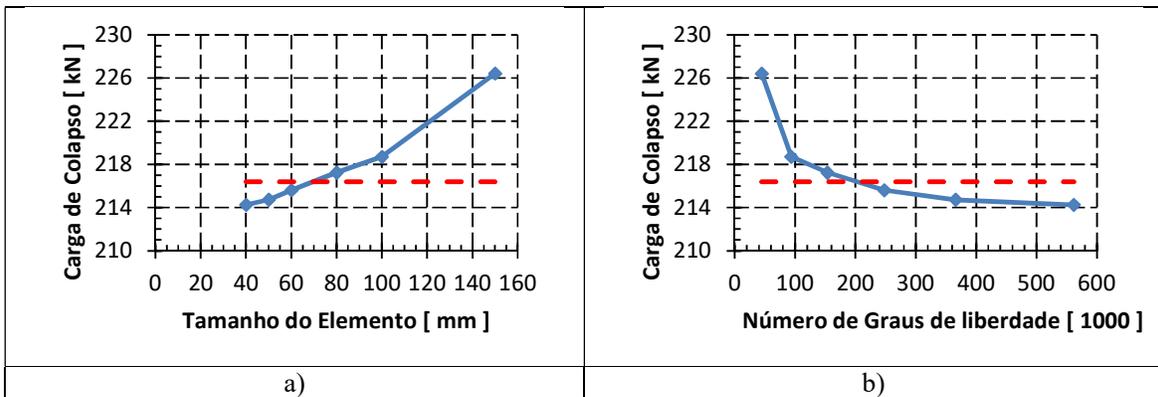


Figura 4. Carga de colapso da versão média da viga: a) em função do tamanho do elemento  
b) em função do número de graus de liberdade

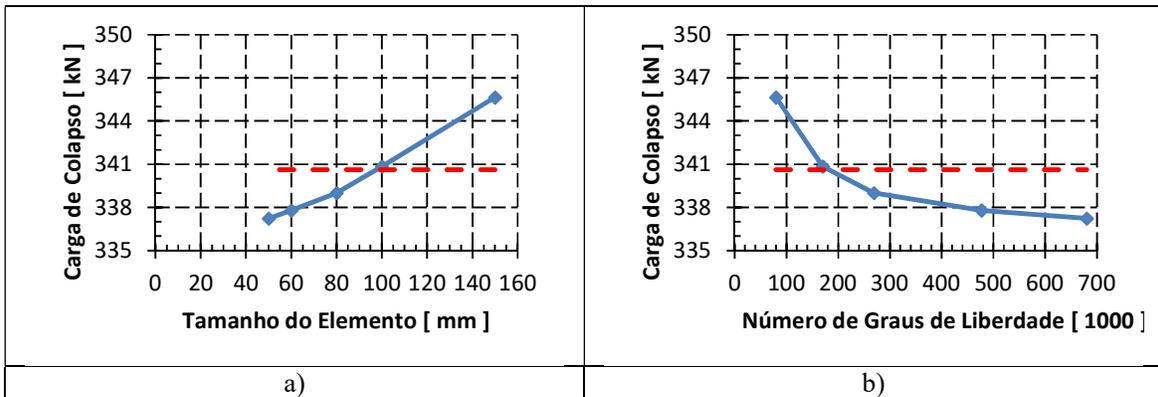


Figura 5. Carga de colapso da versão grande da viga: a) em função do tamanho do elemento  
b) em função do número de graus de liberdade

## 4 Conclusões

Ao final da análise inicial do número de sub-passos, optou-se por adotar a sua quantidade em cinco, pois este é o valor que, em média, levou ao menor tempo de análise e a menos de 1 % de

diferença dos valores finais de carga obtidos com 20 sub-passos, garantindo assim, resultados precisos e confiáveis.

Para as três versões da viga o uso de tamanho da aresta de 40 mm (Figs. 3 a 5) leva a cargas de colapso com diferenças menores que 1 % das dimensões próximas utilizadas. A linha tracejada em vermelho representa um valor da carga de colapso exatamente 1 % acima do menor valor calculado para cada versão da viga. Ao se observar a parte a) das figuras a linha tracejada vermelha pode ser vista apenas como um valor de referência. Entretanto, quando se observa a parte b) das mesmas figuras, nota-se claramente que abaixo da linha tem-se um gradiente quase nulo da carga de colapso, enquanto que acima tem-se um gradiente próximo a infinito, principalmente na Fig. 3 b). O emprego de elementos finitos, com qualquer das dimensões simuladas, abaixo dessa linha leva a resultados similares, que podem ser considerados “exatos”, pois estão de acordo com os critérios utilizados para adotar esse valor nas análises paramétricas. Optou-se assim por utilizar arestas de 40 mm. Apesar da Altair Hyperworks® [44] recomendar uma razão de aspecto do elemento finito superior a 0.33, neste trabalho adotou-se o valor mínimo de 0.4. Assim, sempre que a dimensão da aresta de 40 mm não garantir essa razão de aspecto mínima, um valor inferior deve ser usado. Este caso acontece quando a espessura da alma é de 12 mm e, então, o valor de aresta do elemento de 30 mm é utilizado.

## 5 Trabalhos futuros

Uma vez validado o modelo de elementos finitos, os autores pretendem executar inicialmente análises para todas as combinações de valores de duas quaisquer das variáveis de entrada relacionadas na Tab. 1. Espera-se que com esses resultados seja possível identificar as funções candidatas a uma equação empírica que relacione as variáveis de entrada consideradas como independentes, tanto nas cargas elásticas de flambagem, como na carga de colapso. Posteriormente dever-se-á realizar a análise paramétrica com todas as combinações possíveis de valores apresentados na Tab. 1 e estudar a influência de cada uma das variáveis de entrada. Por fim, os dados baseados na análise paramétrica serão usados para desenvolver uma formula baseada em Redes Neurais Artificiais para prever com precisão e eficiência as cargas de flambagem e colapso de qualquer viga de seção I afunilada dentro dos intervalos de variáveis apresentados na Tab. 1.

## Termo de responsabilidade

Os autores são os únicos responsáveis pelas informações incluídas nesse trabalho.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Mecânica Aplicada e Computacional do Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, ao Instituto Superior de Educação e Ciências de Lisboa, Portugal e à empresa Tal Projecto – Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, LDA de Lisboa, Portugal pela disponibilidade dos equipamentos computacionais e pela licença do pacote computacional utilizados. Assim como agradecem a vários de seus membros pelas ricas discussões mantidas no desenvolvimento deste trabalho.

## Referências

- [1] L. Zhang and G.S. Tong. Lateral buckling of web-tapered I-beams: A new theory. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, n. 12, pp. 1379-93, 2008.
- [2] L. Marques, A. Taras, L.S. Silva, R. Greiner and C. Rebelo. Development of a consistent buckling design procedure for tapered columns. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 72, May, pp. 61-74, 2012.

- [3] CEN - Comité Européen de Normalisation. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1993-1-1), Brussels, 2005.
- [4] CEN - Comité Européen de Normalisation. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements (EN 1993-1-5), Brussels, 2006.
- [5] AISC – American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10), AISC, Chicago, USA, 2010.
- [6] SA - Standards Australia. Australian standard: Steel Structures, AS 4100—1998 (R2016), Sydney, 2016.
- [7] A. Bedynek, E. Real and E. Mirambell. Tapered plate girders under shear: Tests and numerical research. vol. 46, January, pp. 350-58, 2013.
- [8] B. Asgarian and M. Soltani M. Lateral-Torsional Buckling of Non-Prismatic Thin-Walled Beams with Non-Symmetric Cross Section, *Procedia Engineering*, 14 (*Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction – EASEC12*), pp. 1653-64, 2011.
- [9] N.S. Trahair. Bending and buckling of tapered steel beam structures. *Engineering Structures*, vol. 59, February, pp. 229-37, 2014.
- [10] F. Mohri, S.H. Meftah and N. Damil. A large torsion beam finite element model for tapered thin-walled open cross section beams, *Engineering Structures*, vol. 99, September, pp. 132-48, 2015.
- [11] A.A. Ghadban, A.H. Al-Rahmani, H.A. Rasheed and M.T. Albahtiti. Buckling of Nonprismatic Column on Varying Elastic Foundation with Arbitrary Boundary Conditions. *Mathematical problems in engineering*, vol. 2017, pp. 1-14, 2017.
- [12] H. Kim and G.-W. Jang. Higher-order thin-walled beam analysis for axially varying generally shaped cross sections with straight cross-section edges. *Computers & Structures*, vol. 189, September, pp. 83-100, 2017.
- [13] G. Balduzzi, S. Morganti, F. Auricchio and A. Reali. Non-prismatic Timoshenko-like beam model: Numerical solution via isogeometric collocation. *Computers & Mathematics with Applications*, vol. 74, n. 7, pp. 1531-1541, 2017.
- [14] J. Lee and B. Lee. Elastic and buckling loads of nonlinear elastic tapered cantilever columns. *Engineering Solid Mechanics*, vol. 6, n. 1, pp. 39-50, 2018.
- [15] B.-H. Zhang, Y.-L. Guo and C. Dou. Ultimate bearing capacity of asymmetrically double tapered steel columns with tubular cross-section. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 89, October, pp. 52-62, 2013.
- [16] F. Papp. Buckling assessment of steel members through overall imperfection method. *Engineering Structures*, vol. 106, January, pp. 124-36, 2016.
- [17] Ansys Inc. ANSYS APDL (Mechanical), release 15.0, Canonsburg, PA, 2014.
- [18] I. Flood. Towards the next generation of artificial neural networks for civil engineering. *Advanced Engineering Informatics*, vol. 22, n. 1, pp. 4–14, 2008.
- [19] H. Adeli and C. Yeh. Perceptron Learning in Engineering Design. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 4, n. 4, pp. 247-256, 1989.
- [20] H. Adeli. Neural networks in civil engineering: 1989–2000. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 16, n. 2, pp. 126–142, 2001.
- [21] A. Mukherjee, J.M. Deshpande and J. Anmala. Prediction of buckling load of columns using artificial neural networks. *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, n. 11, pp. 1385–7, 1996.
- [22] Y. Sharifi and S. Tohidi. Lateral-torsional buckling capacity assessment of web opening steel girders by artificial neural networks - elastic investigation. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, vol. 8, n. 2, pp. 167–177, 2014.
- [23] P.H. Chuang, A.T.C. Goh and X. Wu.. Modeling the capacity of pin-ended slender reinforced concrete columns using neural networks. *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, n. 7, pp. 830–8, 1998.
- [24] A.H. Gandomi, G.J. Yun and A.H. Alavi. An evolutionary approach for modeling of shear strength of RC deep beams. *Materials and Structures*, vol. 46, n. 12, pp. 2109–2119, 2013.
- [25] S. Jung and J. Ghaboussi. Neural network constitutive model for rate-dependent materials. *Computers & Structures*, vol. 84, n. 15–16, pp. 955–963, 2006.
- [26] M. Oeser and S Freitag. Fractional derivatives and recurrent neural networks in rheological modelling – part I: Theory. *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 17, n. 2, pp. 87–102, 2016.

- [27] H. Adeli and H.S. Park. Optimization of space structures by neural dynamics. *Neural Networks*, 8(5), 769–781, 1995.
- [28] M. Papadrakakis and N.D. Lagaros. Reliability-based structural optimization using neural networks and Monte Carlo simulation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 191, n. 32, pp. 3491–3507, 2016.
- [29] S.F. Masri, A.W. Smyth, A.G. Chassiakos, T.K. Caughey and N.F. Hunter. Application of neural networks for detection of changes in nonlinear systems. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, n. 7, pp. 666–676, 2000.
- [30] J. Min, S. Park, C.-B. Yun and C.-G. Lee. Impedance-based structural health monitoring incorporating neural network technique for identification of damage type and severity. *Engineering Structures*, vol. 39, June, pp. 210–220, 2012.
- [31] T. Sourmail, H.K.D.H. Bhadeshia and D.J.C. MacKay. Neural network model of creep strength of austenitic stainless steels. *Materials Science and Technology*, vol. 18, June, pp. 655-663, 2002.
- [32] I.H. Guzelbey, A. Cevikb and M.T. Gogus. Prediction of rotation capacity of wide flange beams using neural networks. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, n. 10, pp. 950–61, 2006.
- [33] C. Efstathiadesa, C.C. Baniotopouloua P. Nazarkob, L. Ziemianskib and G.E. Stavroulakisc. Application of neural networks for the structural health monitoring in curtain-wall systems. *Engineering Structures*, vol. 29, n. 12, pp. 3475-84, 2007.
- [34] Y. Lu, L. Ye, Z. Su, L. Zhou and L. Cheng. Artificial Neural Network (ANN)-based Crack Identification in Aluminum Plates with Lamb Wave Signals. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 20, n. 1, pp. 39-49, 2009.
- [35] M.R. Sheidaii and R. Bahraminejad. Evaluation of compression member buckling and post-buckling behaviour using artificial neural network. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 70, March, pp. 71–77, 2012.
- [36] J. Xu, J. Zhao, W. Wang and M. Liu. Prediction of temperature of tubular truss under fire using artificial neural networks. *Fire Safety Journal*, vol. 56, February, pp. 74-80, 2013.
- [37] S. Tohidi and Y. Sharifi. Neural networks for inelastic distortional buckling capacity assessment of steel I-beams. *Thin-Walled Structures*, vol. 94, September, pp. 359-371, 2015.
- [38] S. Tohidi and Y. Sharifi. Load-carrying capacity of locally corroded steel plate girder ends using artificial neural network. *Thin-Walled Structures*, vol. 100, March, pp. 48-61, 2016.
- [39] A. Nazari, P. Rajeev and J.G. Sanjayan. Offshore pipeline performance evaluation by different artificial neural networks approaches. *Measurement*, vol. 76, December, pp. 117-28, 2015.
- [40] P.S.N. Banu and S.D. Rani. Knowledge-based artificial neural network model to predict the properties of alpha+beta titanium alloys. *Journal of Mechanical Science and Technology*, vol. 30, n. 8, pp. 3625-3631, 2016.
- [41] ECCS. Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints, Technical Committee 8 – Structural Stability Technical Working Group 8.2, Publication No. 33, Paris, 1984.
- [42] BSK 99. Swedish design rules for steel structures, Boverket, Karlskrona, 2003.
- [43] Y.B. Wang, G.Q. Li and S.W. Chen. Residual stresses in welded flame-cut high strength steel H-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 79, December, pp. 159-165, 2012.