Revista da Estrutura de Aço

REA

Volume 10 | Número 2

Agosto de 2021

CBCA

Centro Brasileiro da Construção em Aço

ARTIGOS

Tensões críticas de flambagem global de almas de vigas de aço enrijecidas longitudinalmente: uma abordagem numérica

José Osvaldo Ferreira Filho, Hermes Carvalho, Ana Lydia Reis de Castro e Silva, Denise Aparecida Barbosa, Bernardo de Matos Silva Melo e Rodrigo Barreto Caldas

120

Análise avançada de estruturas de aço com limites de deformação baseados no Método da Resistência Contínua

Éricson Rojahn e Felipe Schaedler de Almeida

140

Determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção em perfis cartola usando Redes Neurais Artificiais

Durval de Oliveira Pinto Neto, Patrícia dos Santos Andrade, Koji de Jesus Nagahama, Anderson de Souza Matos Gádea e Mônica Batista Leite

161

Influência do efeito de confinamento na capacidade resistente de pilares mistos tubulares circulares

Thiago Damasceno Silva, Tarniê Vilela Nunes Narques e André Luis Christoforo

181

Plataformas offshore fixas: avaliação estrutural do reuso de jaquetas para torres eólicas offshore

Vencislau Manuel Quissanga, Elson Antônio do Nascimento e José Guilherme Santos da Silva

201

Estudo numérico de vigamentos de piso tipo "stub-girder" modificado

Antonyony Carlos Jordão Heitor, Sebastião Arthur Lopes de Andrade e Raul Rosas e Silva

221

Implementação numérica do comportamento de estruturas de aço sob ação dos efeitos térmicos

Natan Sian das Neves, Rodrigo Silveira Camargo e Macksuel Soares de Azevedo

240

Projeto estrutural do Galo da Madrugada 2020

Ives Adriano José Adriano dos Santos, Pablo Aníbal López-Yánez e Douglas Mateus de Lima

259

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 01/10/2019
Aprovado: 07/09/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 120-139 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Tensões críticas de flambagem global de almas de vigas de aço enrijecidas longitudinalmente: uma abordagem numérica

José Osvaldo Ferreira Filho[1*], Hermes Carvalho[1], Ana Lydia Reis de Castro e Silva[1], Denise Aparecida Barbosa[1], Bernardo de Matos Silva Melo[1], Rodrigo Barreto Caldas[1]

[1] Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, jf2004@hotmail.com, hermes@dees.ufmg.br, analydiarcs@gmail.com, denbarbosa@yahoo.com.br, bernardodematossilva@gmail.com caldas@dees.ufmg.br

Global critical buckling stresses of longitudinally stiffened webs of steel girders: a numerical approach

Resumo

A maioria dos procedimentos existentes para a determinação das tensões críticas de flambagem global de chapas enrijecidas apresentam metodologia simples e prática, porém restrita a geometrias específicas. Sendo assim, este trabalho apresenta o estudo sobre a estabilidade de chapas no domínio elástico através de uma abordagem mais abrangente, o que amplia a sua possibilidade de uso. Para isso, uma metodologia numérica foi desenvolvida e validada com resultados encontrados na literatura. Na sequência, um estudo paramétrico foi realizado para a obtenção das tensões críticas de flambagem global devido à flexão e ao cisalhamento puro para chapas de almas reforçadas por um e dois enrijecedores longitudinais com diferentes espessuras. Por fim, apresentou-se uma comparação entre os resultados numéricos e os obtidos por meio da norma EN1993-1-5:2006 e do programa EBPlate 2.01.

Palavras-chave*: Instabilidade global; Vigas Esbeltas; Painéis enrijecidos; EN 1993-1-5; EBPlate.*

Abstract

Despite the existence of practical procedures to obtain global critical buckling stresses of stiffened plates, most part of them is limited to specific cases of geometry. Therefore, this work aimed to study the elastic buckling behavior of plated structures by a comprehensive approach, which can be extended to different geometry cases. In this sense, a numerical model was built and validated with numerical results found in the literature. Thus, a parametric study was performed and the global critical buckling stresses of web panels stiffened by one and two longitudinal stiffeners with different thicknesses were determined. Finally, the numerical results were compared to the results provided by EN1993-1-5:2006 code and EBPlate 2.01 program.

Keywords: *Global buckling; Slender steel girders; Stiffened web panels; EN 1993-1-5; EBPlate.*

* autor correspondente

1 Introdução

Comumente, chapas de elevada esbeltez são utilizadas na composição da alma de vigas de aço, o que confere otimização ao projeto estrutural, mas também pode ocasionar fenômenos relacionados à instabilidade. Como solução, essas chapas podem ser reforçadas com enrijecedores longitudinais, assegurando maior estabilidade e permitindo menores espessuras de alma (FERREIRA FILHO, 2019).

Para a verificação de uma chapa, conforme modelos de cálculo previstos em normatizações, como a EN1993-1-5:2006, a determinação da tensão crítica de flambagem global é necessária. A partir desta tensão, considera-se que uma chapa sob condições ideias, ou seja, sem imperfeições e sob comportamento elástico, torna-se instável (BARBOSA *et al*., 2019a; BARBOSA *et al*., 2019b). Salienta-se que a flambagem elástica global aqui referida não está relacionada à instabilidade global da viga e se trata de uma instabilidade de todo o painel da alma, incluindo os enrijecedores (Figura 1).

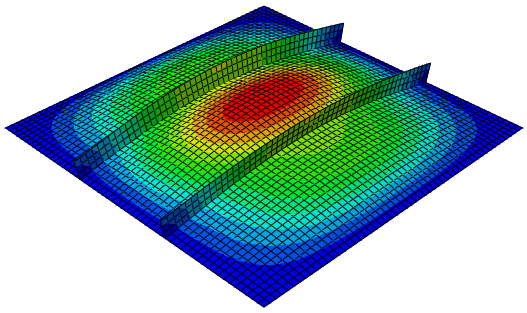


Figura 1 – Representação numérica da flambagem elástica global

Além de normatizações, existem outros procedimentos para determinar as tensões críticas de flambagem global. No trabalho de Barbosa *et al*. (2019a), por exemplo, foram comparados os resultados obtidos através do programa computacional EBPlate 2.01 com as formulações presentes na EN1993-1-5:2006. Como conclusão os autores apontaram o modelo analítico presente na norma como conservador frente à simulação computacional do EBPlate 2.01. Contudo, o programa EBPlate é restrito a geometrias pouco elaboradas nas quais o comprimento, largura e espessura das chapas são sempre constantes. Assim, para uma análise mais abrangente, capaz de representar geometrias mais complexas, a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) pode ser utilizada (FERREIRA FILHO, 2019).

Com isso, o objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia numérica capaz de reproduzir a instabilidade elástica global de chapas esbeltas que constituem a alma de vigas de aço enrijecidas longitudinalmente submetidas, isoladamente, à flexão e ao cisalhamento. Por fim, os resultados obtidos são comparados aos resultados da norma EN1993-1-5:2006 e do programa computacional EBPlate 2.01.

2 Procedimentos para avaliação da flambagem elástica global

2.1 Norma europeia EN1993-1-5:2006

2.1.1 Cálculo das tensões críticas de flambagem global devido à flexão

No modelo analítico da norma EN1993-1-5:2006, duas instabilidades devem ser consideradas para a verificação da capacidade resistente de chapas enrijecidas: o comportamento Tipo Placa e o comportamento Tipo Pilar. Na análise do comportamento Tipo Placa é realizado o cálculo da tensão crítica de flambagem elástica para o comportamento Tipo Placa, $\sigma_{cr,p}$, conhecida como tensão crítica de flambagem global. Esta tensão está relacionada ao modo de flambagem Tipo Placa, caracterizado pelos deslocamentos da chapa na direção perpendicular ao plano da chapa.

De acordo com Beg *et al*. (2010), o Comportamento Tipo Placa geralmente é visualizado em chapas cuja razão entre o comprimento, a, e a largura, b, conhecida como razão de aspecto, α, é maior ou igual a 1. Nestes casos, as chapas apresentam resistência pós-crítica considerável e mantêm o comportamento bidimensional característico de chapas, ou seja, verifica-se a presença de curvaturas nas direções longitudinais e transversais. Contudo, quando α é menor que 1, a resistência pós-crítica decresce, uma vez que a chapa passa a se comportar de modo unidimensional, caracterizando o Comportamento Tipo Pilar.

Na EN1993-1-5:2006, o cálculo da tensão crítica de flambagem global, $\sigma_{cr,p}$, se dá apenas para casos de chapas com um e dois enrijecedores longitudinais na zona comprimida (com a possibilidade de outros na parte tracionada) e para chapas uniformemente comprimidas com no mínimo três enrijecedores longitudinais iguais e igualmente espaçados.

Em situações de chapas com um enrijecedor, a tensão crítica de flambagem global, $\sigma_{cr,p}$, é obtida a partir da consideração de que a chapa enrijecida trabalha como um pilar

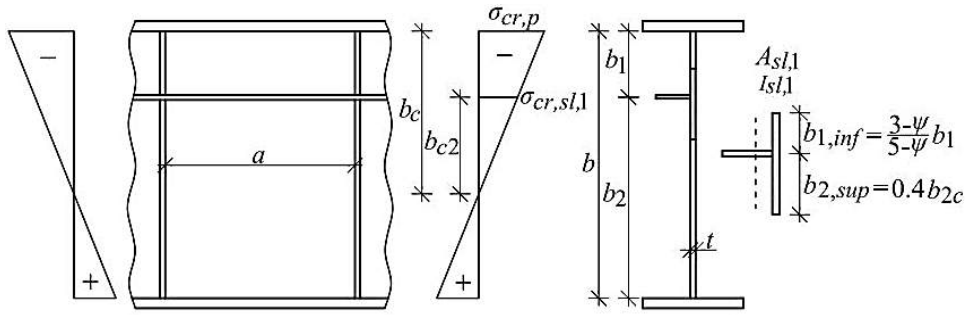
equivalente restringido por um apoio contínuo elástico. Sendo assim, determina-se primeiramente a tensão crítica de flambagem elástica do pilar equivalente, $\sigma_{cr,sl}$, a partir da Equação (2.1). Logo após, calcula-se $\sigma_{cr,p}$, extrapolando $\sigma_{cr,sl}$ da posição do enrijecedor até a borda mais comprimida da chapa, por meio da Equação (2.2).

$$\sigma_{cr,sl} = \begin{cases} \dfrac{1{,}05E}{A_{sl,1}} \dfrac{\sqrt{I_{sl,1}\, t^3 b}}{b_1 b_2} & \text{se } a \geq a_c \\ \dfrac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \dfrac{E t^3 b a^2}{4\pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1}\, {b_1}^2 {b_2}^2} & \text{se } a < a_c \end{cases} \tag{2.1}$$

Onde: $A_{sl,1}$ é a área bruta do pilar equivalente; $I_{sl,1}$ é o momento de inércia da seção bruta do pilar equivalente, em torno de um eixo centroidal e paralelo ao plano da placa; b_1 é a distância entre o enrijecedor e a borda superior da chapa; b_2 é a distância entre o enrijecedor e a borda inferior da chapa; b é a soma de b_1 e b_2; t é a espessura da chapa; a_c é o comprimento de flambagem e a é o comprimento do painel (Figura 2).

$$\sigma_{cr,p} = \frac{b_c}{b_{c2}} \sigma_{cr,sl} \tag{2.2}$$

Onde: b_c e b_{c2} são, respectivamente, as distâncias da borda mais comprimida e do enrijecedor até a linha neutra (Figura 2).



* b_{2c} é a largura em compressão do subpainel de largura b_2

Figura 2 – Alma reforçada por um enrijecedor na região comprimida (adaptado de Beg *et al.*, 2010)

Para casos com dois enrijecedores, o procedimento descrito pode ser utilizado, porém deve ser avaliado conforme as descrições a seguir e escolhido o menor entre os três valores de tensão crítica obtidos.

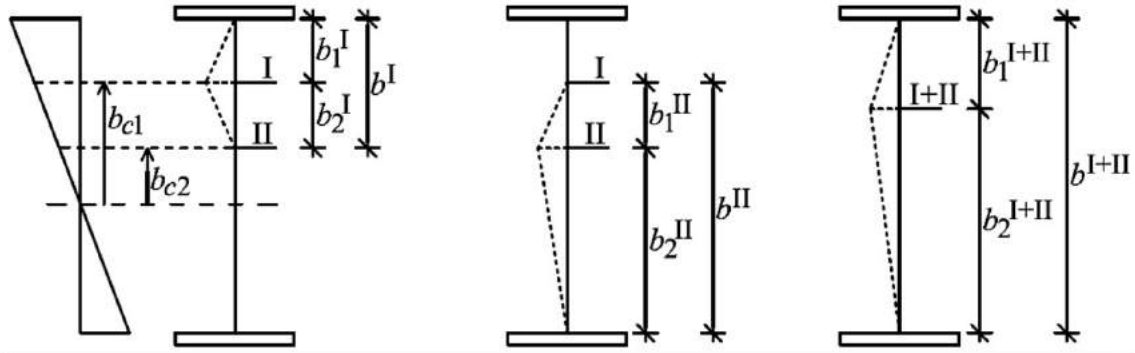
- hipótese I: o enrijecedor I é considerado um pilar fictício, sendo a chapa seu suporte elástico contínuo e o enrijecedor II, um apoio rígido;

- hipótese II: o enrijecedor II exerce a função de pilar fictício, a chapa tem o papel de suporte elástico contínuo e, desta vez, o enrijecedor I assume a função de apoio rígido;

- Hipótese III: considera-se um único enrijecedor equivalente aos enrijecedores I e II. Sendo assim, é possível simular a flambagem com a atuação simultânea de ambos enrijecedores na chapa. A posição do enrijecedor equivalente é adotada no ponto de aplicação da resultante das tensões às quais os enrijecedores I e II estão submetidos, sendo encontrada através da Equação (2.3).

$$b_1^{I+II} = \frac{A_{sl,2}\, b_{c,2}}{A_{sl,1}\, b_{c,1} + A_{sl,2}\, b_{c,2}}\, b_2^I + b_1^I \tag{2.3}$$

Onde: $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$ são as áreas das seções dos enrijecedores I e II; $b_{c,1}$ e $b_{c,2}$ são as distâncias da linha neutra até os enrijecedores I e II; b_1^I e b_2^I são as posições dos enrijecedores I e II (Figura 3).



	Enrijecedor I	Enrijecedor II	Enrijecedor Equivalente
Posição (b_1, b_2, b)	$b_1{}^I, b_2{}^I, b^I$	$b_1{}^{II}, b_2{}^{II}, b^{II}$	$b_1{}^{I+II}, b_2{}^{I+II}, b^{I+II}$
Área de seção transversal	$A_{sl,1}$	$A_{sl,2}$	$A_{sl,1} + A_{sl,2}$
Momento de inércia	$I_{sl,1}$	$I_{sl,2}$	$I_{sl,1} + I_{sl,2}$

Figura 3 – Alma enrijecida por dois enrijecedores na região comprimida (adaptado de Beg *et al.*, 2010)

2.1.2 Cálculo de tensões críticas de flambagem global devido ao cisalhamento

As tensões críticas devido ao cisalhamento, τ_{cr}, são obtidas através do produto entre o coeficiente de flambagem, k_τ, e a tensão de referência, σ_E, definida como a tensão de flambagem de Euler com a rigidez à flexão de barra substituída pela rigidez de chapa.

Para chapas com um ou dois enrijecedores longitudinais e razão de aspecto α menor que 3, a Equação (2.4) deve ser utilizada:

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\left(\frac{I_{sl}}{t^3.b}\right)}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 b}} \tag{2.4}$$

Onde: I_{sl} é o momento de inércia relacionado à flambagem perpendicular ao plano da chapa.

2.2 Programa computacional *Elastic Buckling of Plates* (EBPlate 2.01)

No programa computacional EBPlate 2.01, um fator crítico de flambagem, ϕ_{cr} é calculado e aplicado às tensões solicitantes, sendo o resultado deste produto igual ao valor da tensão crítica de flambagem elástica. De acordo com Gálea e Martin (2006), o cálculo deste fator se dá por meio de uma solução aproximada usando o método semianalítico de Rayleith-Ritz (Método da Energia). Como resultado, o programa também disponibiliza os modos de flambagem associados aos valores dos fatores críticos (coeficientes de flambagem) e de tensões críticas de flambagem elástica.

2.3 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Nas últimas décadas, a análise de instabilidade elástica ganhou uma nova abordagem que permitiu com que estudos aprofundados fossem desenvolvidos. Nos trabalhos de Martins *et al*. (2013) e Ljubinković (2019), por exemplo, o MEF foi utilizado com o intuito de investigar o comportamento elástico de painéis esbeltos cilindricamente curvos, o que não seria possível por meio de normatizações que se limitam ao estudo de chapas planas como, por exemplo, a EN1993-1-5:2006.

A análise via MEF é recomendada, inclusive, pelas próprias normas de dimensionamento de estruturas. A norma europeia EN1993-1-5:2006 apresenta o anexo C destinado somente a recomendações sobre a utilização de elementos finitos na análise de chapas de aço, destacando sua importância, principalmente, em casos nos quais os elementos apresentam aberturas ou não são uniformes. Assim, no anexo C, são propostas diferentes análises para vários tipos de problemas. Entre essas, destacam-se as análises de flambagem elástica e de capacidade resistente.

A análise de flambagem por meio do MEF pode ser realizada, simplificadamente, a partir de um estudo elástico linear. Para tanto, o comportamento do material deve ser linearizado, o comportamento geométrico é definido como linear e as imperfeições não são introduzidas. Sobre a análise linearizada de estabilidade via MEF, uma explicação detalhada pode ser encontrada no trabalho de Castro e Silva (2006).

Em geral, nos programas baseados no MEF, como por exemplo o ABAQUS (SIMULIA, 2014), problemas de instabilidade são tratados como perturbações lineares, nas quais autovalores e modos de flambagem são obtidos. Semelhante ao fator crítico do EBPlate 2.01, ϕ_{cr}, o autovalor (*eigenvalue*) é um multiplicador de força aplicada na determinação das tensões críticas. Nessas análises devem ser fornecidos os valores do módulo de elasticidade, E, e do coeficiente de *Poisson*, ν.

3 Metodologia

Um modelo numérico foi elaborado para o estudo do comportamento de flambagem global de chapas reforçadas por um e dois enrijecedores longitudinais, sendo utilizado o programa de elementos finitos ABAQUS 6.14. Para justificar sua consistência, resultados obtidos por meio do modelo foram confrontados com resultados presentes na literatura. A partir do modelo validado, um estudo paramétrico foi desenvolvido com base em diferentes espessuras de chapas, usuais em projetos de vigas de aço. Por fim, resultados numéricos de tensões críticas de flambagem global foram determinados e comparados aos resultados provenientes do modelo de cálculo da EN1993-1-5:2006 e das simulações no EBPlate 2.01.

3.1 Modelo Numérico

3.1.1 Carregamento e condições de contorno

Como nos trabalhos de Kövesdi (2019a), Kövesdi (2019b) e Martin *et al*. (2019) já foi realizada a análise numérica da instabilidade global de chapas enrijecidas submetidas à compressão uniforme, neste trabalho foram avaliadas chapas submetidas, isoladamente, à flexão e ao cisalhamento.

Para reproduzir as tensões normais devido à flexão, forças concentradas equivalentes foram aplicadas aos nós dos elementos finitos das bordas verticais das chapas. Para

simular o cisalhamento, foram aplicadas forças uniformemente distribuídas ao longo das bordas verticais e horizontais. Na Figura 4, é ilustrada a simulação das tensões solicitantes em uma chapa, respectivamente, através de forças concentradas e distribuídas, conforme considerado neste trabalho, porém de forma isolada para cada um dos carregamentos.

Figura 4 – Aplicação dos carregamentos no modelo numérico

Além disso, as chapas foram consideradas como chapas simplesmente apoiadas. Conforme Paike (2018), somente a presença deste vínculo não é comum, já que as bordas dos painéis são geralmente engastadas porque ficam ligadas a outras chapas de alma ou mesa. Entretanto, esta consideração é sugerida e utilizada na literatura (Beg *et al*. (2010), Martins *et al*. (2013) e Ljubinković (2019)) por priorizar uma análise a favor da segurança e ser coerente com o modelo analítico presente na EN1993-1-5:2006.

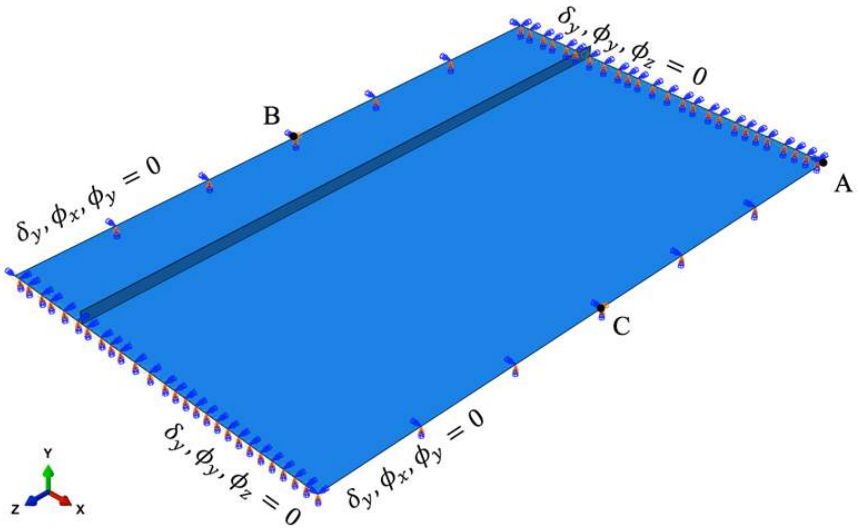


Figura 5 – Condições de contorno adotadas para a chapa simplesmente apoiada

Na Figura 5, as restrições necessárias para simular as chapas simplesmente apoiadas são apresentadas. Percebe-se que o deslocamento em x foi restringido no ponto A, o deslocamento em y, em todas as bordas e o deslocamento em z, nos pontos B e C. Rotações em x foram restringidas somente nas bordas longitudinais, rotações em y, em todas as bordas e rotações em z, apenas nas bordas transversais.

3.1.2 Elementos finitos e discretização da malha

Silva e Gervário (2007) e Beg *et al*. (2010) discorrem que, dentre os elementos finitos que constam na biblioteca de programas computacionais, o uso dos elementos de casca é opção vantajosa. Portanto, foram testados três tipos de elementos de casca para a determinação da melhor opção à reprodução do comportamento das chapas retangulares:

a) S4: elemento de casca de quatro nós (aproximação linear) e integração completa, a partir de quatro pontos de integração;

b) S4R: elemento de casca de quatro nós (aproximação linear) e integração reduzida, a partir de somente um ponto de integração;

c) S8R: elemento de casca de oito nós (aproximação quadrática) e integração reduzida, a partir de quatro pontos de integração.

A partir de então, chapas enrijecidas com 1 e 2 enrijecedores foram modeladas, sendo aplicados carregamentos uniformemente distribuídos ao longo de suas bordas transversais, alterando-se apenas o tipo de elemento finito. Desta maneira, respostas de tensões críticas de flambagem elástica global foram obtidas. Observou-se que os resultados referentes à malha constituída pelos elementos lineares S4 e S4R apresentavam-se inferiores aos da malha formada pelo elemento com aproximação quadrática S8R. Os desvios alcançados chegaram a 11%. Além disso, quando comparadas às análises realizadas no EBPlate 2.01 para chapas de mesmas dimensões, vínculos e carregamentos, os resultados obtidos por meio da aplicação do S8R distavam-se significativamente. Isso pode ser justificado pelo fato de que este elemento é recomendado apenas para casos de estruturas espessas, apesar de ser capaz de representar a geometria em questão (SIMULIA, 2014).

Por fim, optou-se pela utilização do elemento S4R uma vez que este apresentou melhores resultados, se comparado ao elemento quadrático S8R, e custo computacional inferior que o elemento linear com integração completa S4.

Após análises para a determinação do elemento, testes de sensibilidade de malha foram realizados a fim de definir suas dimensões. Foram considerados elementos quadrados de lados iguais a 12,5, 25, 50 e 100 mm (Figura 6). Por fim, a malha foi discretizada a partir de elementos com lados de tamanho igual a 50 mm, já que não houve diferenças expressivas entre os autovalores desta malha e das malhas mais refinadas e o tempo de processamento foi significativamente inferior.

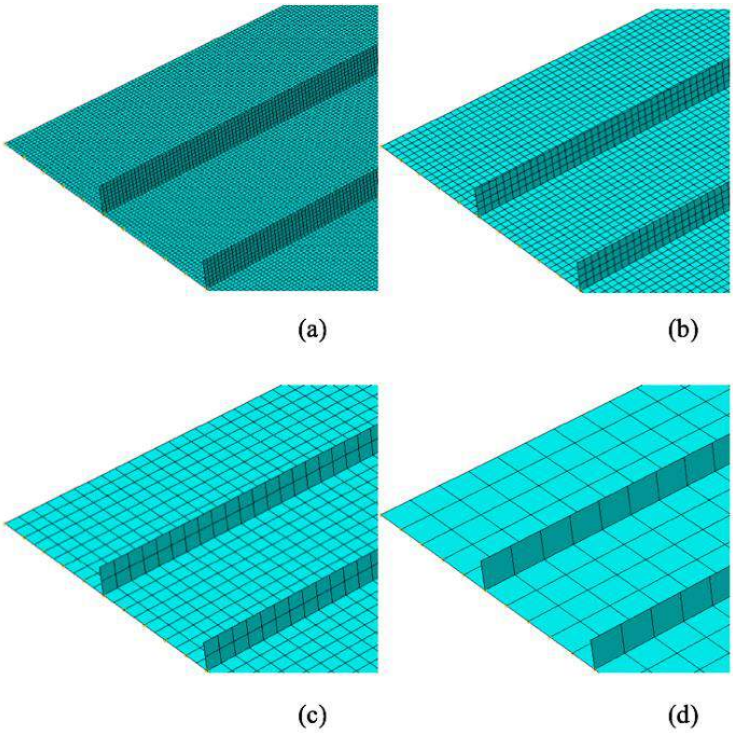


Figura 6 – Testes de malha em uma chapa discretizada a partir de elementos finitos de lados quadriculares iguais a (a) 12,5 (b), 25 (c), 50 e (d) 100 mm.

3.2 Validação do modelo numérico

Na sequência, o modelo numérico foi validado a partir dos estudos de Alinia (2005), Maiorana *et al*. (2011) e Vu *et al*. (2019). Resultados numéricos obtidos para chapas sem e com um enrijecedor longitudinal submetidas somente à flexão foram comparados aos resultados de Vu *et al*. (2019) e são apresentados na Tabela 1, na qual h_s e t_s são, respectivamente, altura e largura do enrijecedor, d é a distância do enrijecedor em relação à fibra mais comprimida e k é o coeficiente de flambagem devido à flexão.

Além disso, resultados numéricos de chapas submetidas ao cisalhamento puro foram comparados aos resultados de Alinia (2005), para casos sem enrijecedores (Tabela 2), e de Maiorana et al. (2011), para casos com um enrijecedor longitudinal na região central da chapa, cuja razão de aspecto é igual a 1 (Figura 7).

Tabela 1 - Resultados de coeficientes de flambagem por meio do modelo numérico, $\boldsymbol{k}$, e determinados por Vu et al. (2019), $\boldsymbol{k_{Vu}}$, para chapas submetidas à flexão pura

α	a (mm)	b (mm)	t (mm)	h_s (mm)	t_s (mm)	d (mm)	k	k_{Vu}	$\frac{k}{k_{Vu}}$
1,0	1000	1000	3,0	-	-	-	25,58	25,65	0,997
1,0	1000	1000	3,0	35	5,0	200	148,97	152,63	0,973
1,0	1000	1000	3,0	40	5,0	202	149,93	154,08	0,976
1,5	1500	1000	3,0	45	5,0	200	153,72	157,90	0,974
2,0	2000	1000	3,0	50	5,0	200	155,46	160,14	0,971

Tabela 2 - Resultados de tensão crítica devido ao cisalhamento por meio do modelo numérico numéricos, $\boldsymbol{\tau_{cr}}$, e determinados por Alinia (2005), $\boldsymbol{\tau_{cr,Alinia}}$, para chapas sem enrijecedores submetidas ao cisalhamento puro

α	a (mm)	b (mm)	t_w (mm)	τ_{cr} (MPa)	$\tau_{cr,Alinia}$ (MPa)	$\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr,Alinia}}$
1,0	2000	2000	10,0	43,43	43,34	1,002
2,0	3000	1500	10,0	54,24	54,10	1,003
2,0	4000	2000	10,0	30,49	30,34	1,005
3,0	6000	2000	10,0	27,24	27,12	1,004
10,0	10000	1000	6,0	36,42	35,87	1,015

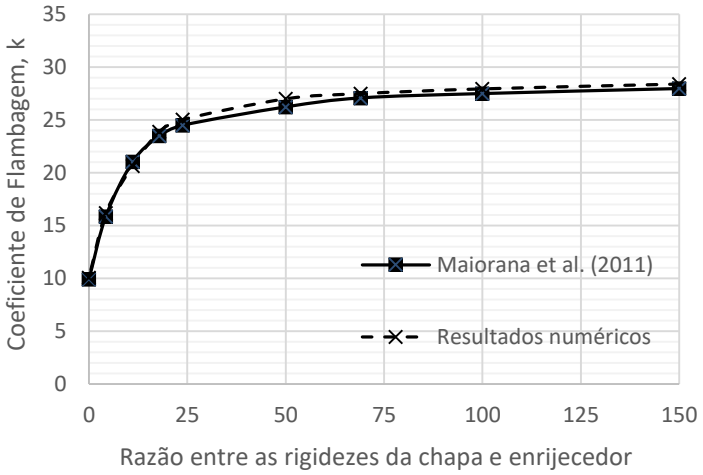


Figura 7 - Resultados numéricos e valores determinados por Maiorana et al. (2011) para chapas com um enrijecedor submetidas ao cisalhamento puro

Para possibilitar a comparação, os valores definidos para o módulo de elasticidade do aço, E, e o coeficiente de Poisson, ν, foram iguais aos utilizados pelos autores, ou seja, 210 GPa e $0{,}3$, respectivamente. Por fim, observando as razões entre os resultados numéricos obtidos e os resultados encontrados na literatura, mostradas nas últimas colunas das Tabelas 1 e 2, conclui-se que o modelo numérico desenvolvido representa de maneira adequada a flambagem elástica sob solicitações de flexão e cisalhamento, com diferenças de no máximo 3%.

3.3 Estudo paramétrico

A partir do modelo numérico validado, desenvolveu-se um estudo paramétrico para diferentes espessuras de chapa. Para isso, foram consideradas almas de vigas de aço enrijecidas longitudinalmente, com as seguintes especificações (Figura 8):

a) painéis retangulares com espessura uniforme ao longo de toda seção;
b) enrijecedores longitudinais com seção transversal aberta (retangular sólida);
c) comprimento do painel, a, igual a 5000 mm;
d) largura do painel, b, igual a 3000 mm;
e) altura do enrijecedor, h_s, igual a 100 mm;
f) espessura do enrijecedores, t_s, igual a 12,5 mm;
g) comprimento do enrijecedor igual ao comprimento do painel;

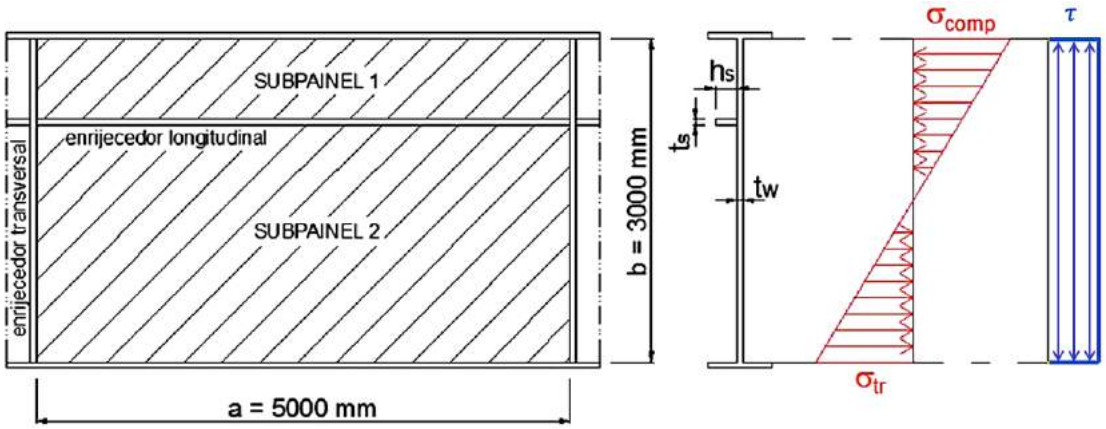


Figura 8 – Geometria e carregamento das chapas estudadas

Além disso, quanto à quantidade e posição dos enrijecedores, foram adotados um ou dois enrijecedores alocados na zona de compressão. Para painéis com um enrijecedor, esse foi posicionado a uma distância igual a $b/4$ da borda longitudinal superior da

chapa. Para painéis com dois enrijecedores, o primeiro foi alocado a uma distância igual a $b/6$ da borda longitudinal superior e o segundo, a uma distância $b/6$ do primeiro.

Estas especificações foram definidas com o objetivo de atender geometrias de seções cujo o dimensionamento também é previsto nos procedimentos da EN1993-1-5:2006 e do EBPlate 2.01, possibilitando a comparação dos resultados. Percebe-se também que a razão de aspecto, α, foi propositalmente escolhida maior do que 1. Isso se deve ao fato de que o objetivo do trabalho é estudar a flambagem elástica relacionada ao Comportamento Tipo Placa, ou seja, a flambagem global.

O estudo paramétrico incluiu 14 diferentes espessuras de chapas. Essas espessuras foram escolhidas de modo a avaliar o efeito da rigidez à flexão relativa e ótima dos enrijecedores, ou seja, avaliar a influência na tensão crítica de flambagem global para casos nos quais o enrijecedor é considerado rígido ou flexível em relação à chapa.

Como se sabe, o valor de rigidez à flexão relativa do enrijecedor em relação à chapa, γ, é obtido a partir da razão entre o momento de inércia do eixo menos resistente da chapa enrijecida e o momento de inércia do eixo menos resistente da chapa isolada sem enrijecedores. O mínimo valor de γ responsável por garantir rigidez suficiente ao enrijecedor, a ponto de induzir que este permaneça indeslocável e não flexione fora do plano junto à placa, é denominado rigidez ótima, γ^*. Sendo assim, para casos nos quais $\gamma \leq \gamma^*$, o enrijecedor é considerado flexível, induzindo que o primeiro modo de flambagem da chapa seja o global (SKALOUD, 1983).

As espessuras de chapa, t_w, são apresentadas na Tabela 3, juntamente com as respectivas rigidezes à flexão relativa e ótima dos enrijecedores. Observa-se que, a partir da espessura de 8,6 mm, o enrijecedor começa a se comportar como flexível em relação ao painel ($\gamma < \gamma^*$).

Na sequência, para executar a análise de flambagem elástica, foram considerados os valores de módulo de elasticidade do aço, E, igual a 200 GPa e coeficiente de Poisson, ν, igual a $0{,}3$. Então, as chapas foram submetidas à distribuição de tensão normal linear com a razão entre as tensões máximas de compressão e tração, ψ, igual a -1 e, separadamente, ao cisalhamento uniforme (Figura 8).

Tabela 3 – Espessura das chapas e rigidezes relativa e ótima dos enrijecedores

t_w (mm)	γ	γ^*
7	42,0	26,0
8	29,1	24,8
8,6	23,9	24,2
8,9	21,8	23,9
9	21,1	23,8
10	15,9	23,1
10,1	15,4	23,0
10,2	15,0	23,0
10,4	14,3	22,8
10,5	13,9	22,8
11	12,3	22,5
11,1	12,0	22,4
12	9,7	22,0
12,5	8,7	21,7

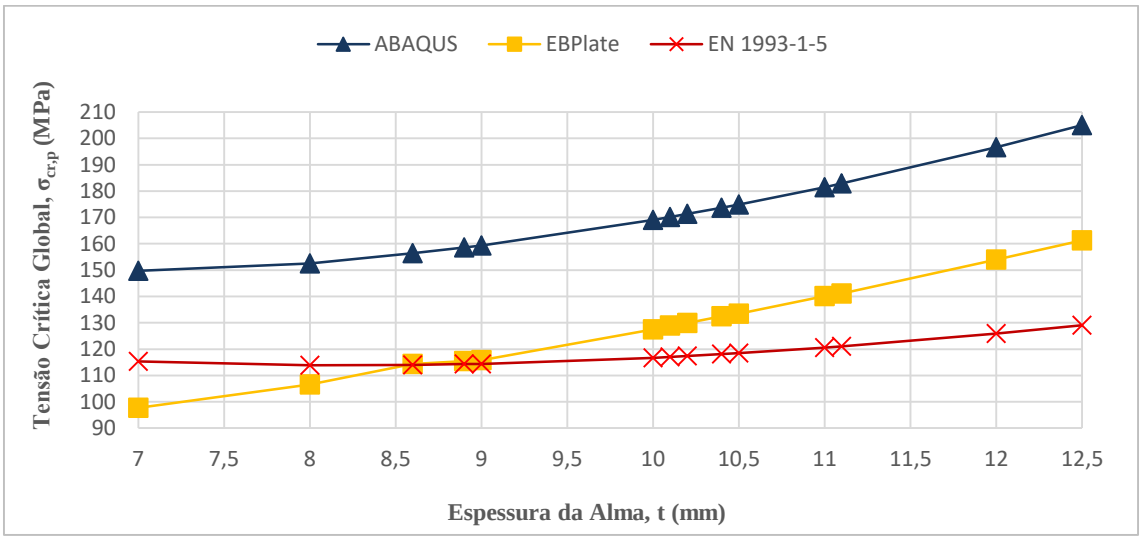
4 Resultados e discussão

Os valores numéricos de tensão crítica global devido à flexão e ao cisalhamento para chapas reforçadas por um enrijecedor são apresentados nas Figuras 9 (a) e 10 (a). Também são exibidas as respostas obtidas a partir da norma europeia e do EBPlate.

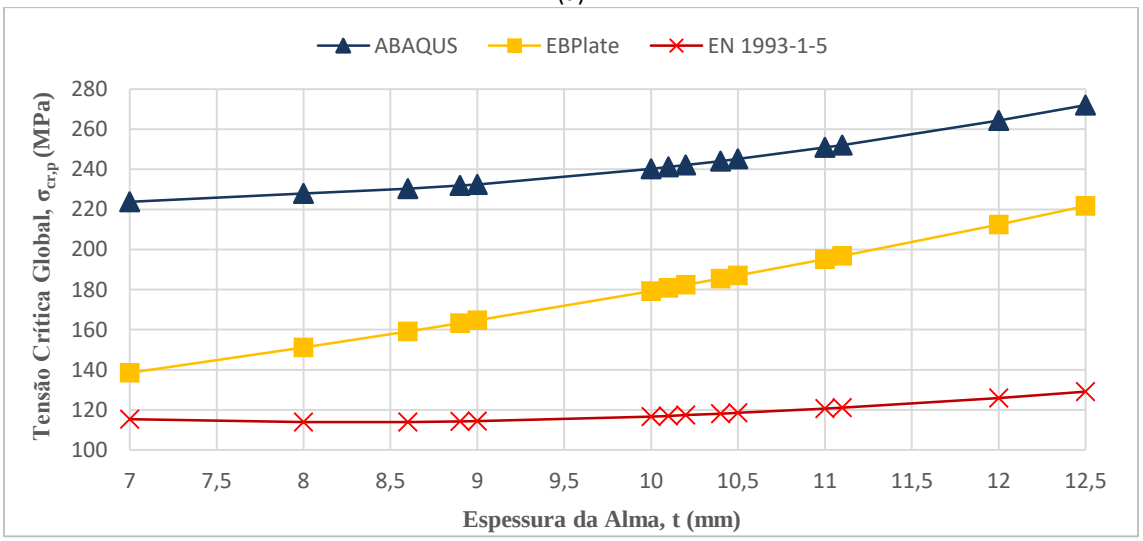
Em relação às chapas submetidas à flexão (Figura 9.a), a partir dos resultados numéricos e do EBPlate 2.01, verifica-se que as tensões críticas globais são maiores à medida que a espessura da chapa aumenta, o que era esperado uma vez que o aumento da resistência à flambagem é proporcionado quando chapas são dimensionadas com espessuras superiores. Contudo, verifica-se que a EN1993-1-5:2006 não contabiliza significativamente os efeitos da diminuição da esbeltez. Existe até mesmo uma queda de tensão crítica global, entre as espessuras de 7 a 8,6 mm. Para espessuras superiores a essas, o aumento também não é significativo. Observa-se que a curva apresentada pela norma é praticamente constante, sendo que as diferenças de tensão entre a primeira e a última espessura são de apenas 10%. Conclui-se que, à medida que a espessura da chapa foi aumentando, o enrijecedor foi se tornando flexível (Tabela 3), facilitando a ocorrência da flambagem global, sendo assim, mesmo com maiores espessuras, isto foi justificativa para que os resultados de tensões críticas da norma não aumentassem consideravelmente. Portanto, observa-se que o modelo analítico da

EN1993-1-5:2006 prioriza situações nas quais os enrijecedores são dimensionados de modo a atender à rigidez ótima, sendo na prática a situação de projeto mais econômica.

As diferenças entre os resultados analíticos e os numéricos chegam a 37%, para casos nos quais o enrijecedor é considerado flexível em relação à chapa. As menores diferenças são encontradas justamente quando os enrijecedores são rígidos e as chapas mais esbeltas, sendo de 22%. Em outra direção, as respostas obtidas pelo EBPlate 2.01, para casos com enrijecedores rígidos, são as que mais se desviam das aproximações numéricas e, à medida que o enrijecedor vai ser mais tornando flexível, verificam-se as menores diferenças.

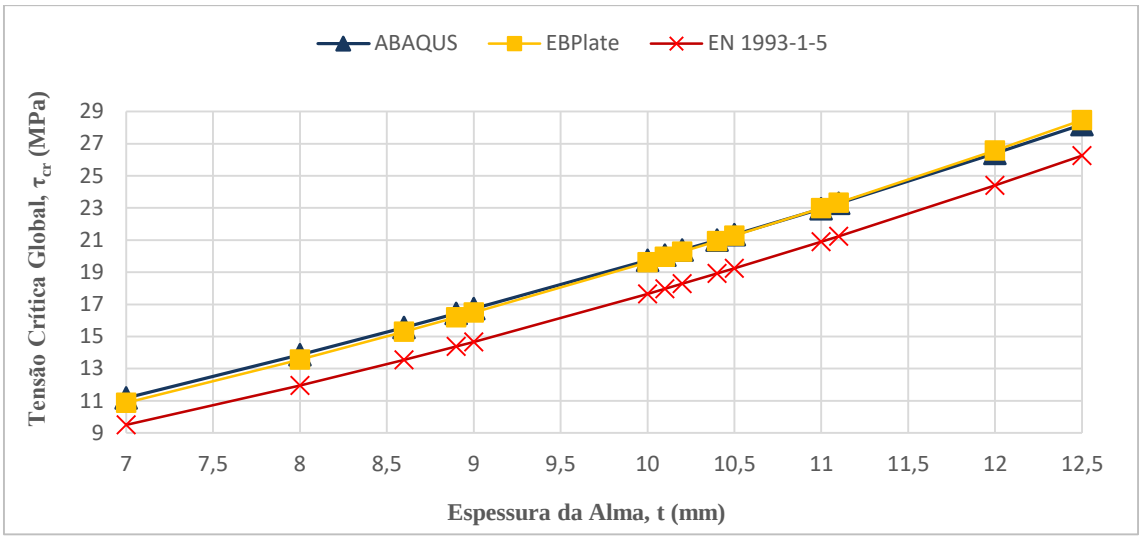


(a)

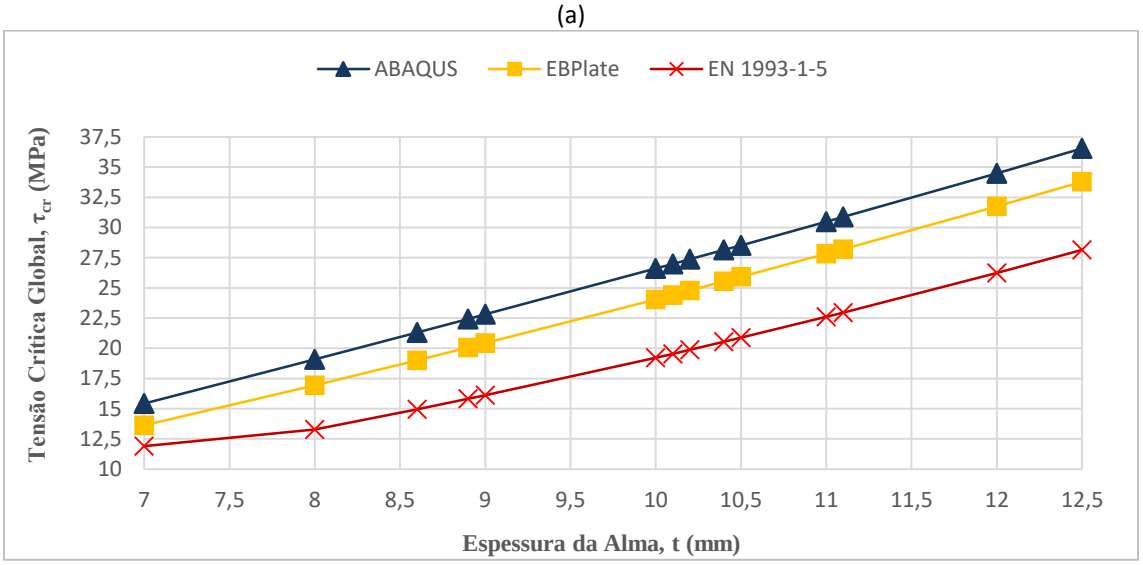


(b)

Figura 9 – Tensões críticas de flambagem global devido à flexão para almas com (a) um único enrijecedor longitudinal e (b) com dois enrijecedores



(a)



(b)

Figura 10 – Tensões críticas devido ao cisalhamento para almas com (a) um único enrijecedor longitudinal e (b) e com dois enrijecedores

Em relação às tensões críticas devido ao cisalhamento, desvios significativos não são encontrados para chapas reforçadas por um enrijecedor. O modelo analítico da norma fornece resultados próximos aos obtidos pelo ABAQUS 6.14 e EBPlate 2.01, como pode ser observado na Figura 10 (a). Entre as respostas do modelo numérico e do programa semianalítico, as diferenças são ainda menores, variando entre 0,1% e 2,7%.

Para chapas com dois enrijecedores, os resultados são apresentados nas Figuras 9 (b) e 10 (b). Nestes casos, a metodologia da EN 1993-1-5:2006 apresenta resultados conservadores, a ponto de praticamente ignorar a adição do segundo enrijecedor na chapa (tanto para chapas submetidas à flexão, quanto para aquelas sujeitas ao cisalhamento). Como visualizado na Figura 11, pouca ou nenhuma resistência adicional

à flambagem global é verificada quando se adota o segundo enrijecedor na chapa. Os valores de tensão crítica chegam a ser inferiores àqueles de chapas com as mesmas dimensões e somente um enrijecedor (espessuras de 12 e 12,5 mm). Quando há ganho de resistência, os acréscimos não chegam a 7%, diminuindo à medida que os enrijecedores vão se tornando mais flexíveis.

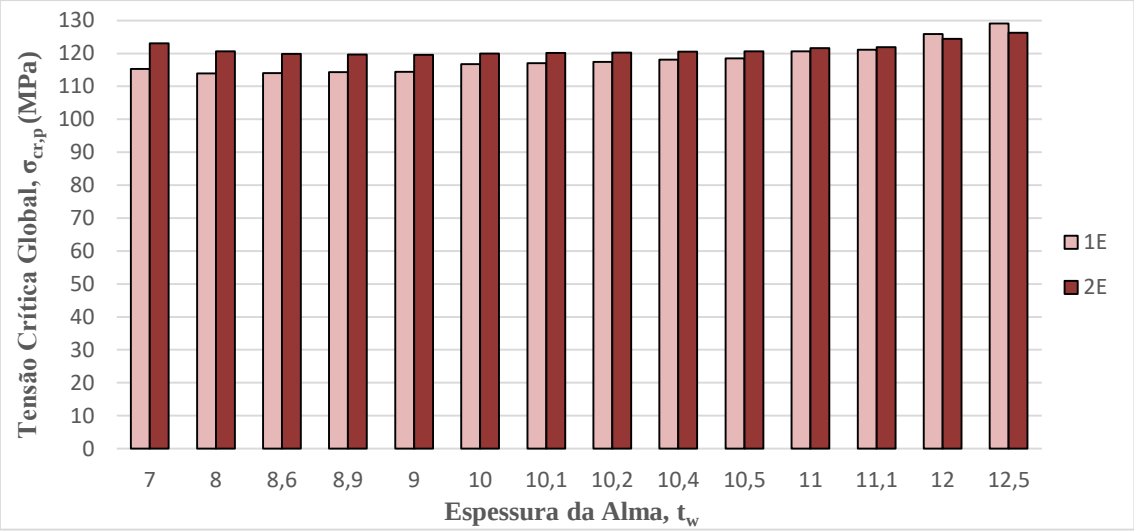


Figura 11 – Comparação entre tensões críticas de flambagem global devido à flexão de chapas com um e dois enrijecedores calculadas por meio da norma EN 1993-1-5:2006

Ao contrário da norma, o modelo numérico computa a influência da adição de mais um enrijecedor à chapa. Quanto às chapas submetidas à flexão, o ganho de resistência à flambagem apresenta-se acima dos 32% para todas as espessuras de chapa analisadas. Para chapas sob cisalhamento, os acréscimos são todos superiores a 30%. O programa computacional EBPlate 2.01 também contabiliza o ganho de resistência com a presença do segundo enrijecedor, porém de modo menos expressivo.

A maior proximidade entre as respostas provenientes do modelo numérico e do EBPlate 2.01, apresentando inclusive os modos de flambagem em ordem similar, possivelmente, é justificada pelo processo de validação comportamental do programa computacional, no qual as considerações para os tipos de condições de contorno do programa foram validadas frente a respostas obtidas pelo programa ANSYS 6.1. Contudo, diferenças consideráveis também são perceptíveis. Na Figura 12, por exemplo, a diferença entre os autovalores para a flambagem global devido à flexão é igual a 21,3%, mesmo demonstrando correspondência quanto ao primeiro modo de flambagem. Valores

inferiores para o EBPlate frente às aproximações numéricas explicam-se pelo fato de que a validação dos resultados do EBPlate foi realizada a partir da comparação com as respostas teóricas dos gráficos e tabelas desenvolvidos por Klöppel e Scheer (1960) e Klöppel e Möller (1968), abordagens estas antigas e mais conservadoras.

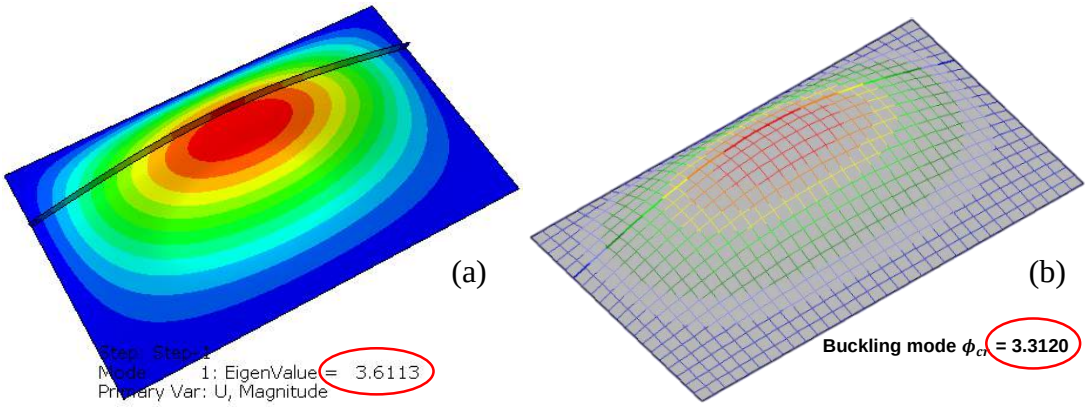


Figura 12 – Modo de flambagem global obtido pelo (a) modelo numérico e (b) EBPlate a partir de análises de flambagem das placas submetidas à flexão

Em geral, os resultados da metodologia numérica foram superiores aos valores obtidos pelas demais metodologias. A metodologia ora proposta consegue captar a influência da rigidez à torção do enrijecedor, fato este não considerado na elaboração dos modelos analíticos da EN 1993-1-5:2006. O modelo numérico também é capaz de identificar a ocorrência de modos de flambagem acoplados, o que não é considerado nas normas ou pelo EBPlate 2.01. Além disso, é constituído por elementos finitos de casca que permitem com que sejam avaliados os efeitos de membrana. Assim, não só os deslocamentos preponderantes relacionados à instabilidade são contabilizados, mas também todos os possíveis deslocamentos das demais direções, proporcionando um efeito restaurador à chapa e garantindo, muitas das vezes, aumento da rigidez e, consequentemente, maior resistência à instabilidade.

5 Conclusão

O estudo do comportamento de flambagem global de chapas esbeltas de almas de vigas de aço com diferentes espessuras foi realizado por meio de um modelo de elementos finitos validado a partir de resultados numéricos disponíveis na literatura. Os resultados numéricos foram comparados aos resultados obtidos a partir da utilização do modelo analítico da EN1993-1-5:2006 e de simulações computacionais com o EBPlate 2.01.

Concluiu-se que as tensões críticas de flambagem global devido à flexão obtidas por meio da norma europeia e do programa computacional são inferiores, se comparadas às respostas do modelo numérico. Enquanto a norma indica as maiores diferenças para casos nos quais a chapa é reforçada por enrijecedores flexíveis, o programa apresenta diferenças consideráveis em casos nos quais os enrijecedores são rígidos em relação à chapa. Quanto ao cisalhamento, as diferenças encontradas foram menores.

Além disso, observou-se que as respostas normativas, para o cálculo de tensões críticas em chapas com dois enrijecedores, chegam a ser inferiores às respostas de tensões para chapas com um enrijecedor. Percebe-se que o ganho de resistência devido à adição do segundo enrijecedor não é contabilizado devidamente com os procedimentos da norma.

Diante dos resultados obtidos, conclui-se que a abordagem numérica proposta é capaz de determinar as tensões críticas de flambagem global de chapas com um e dois enrijecedores, levando em conta a influência de parâmetros como a espessura de chapas, quantidade, posição e rigidez dos enrijecedores. Devido a flexibilidade da modelagem numérica, a metodologia proposta também pode ser estendida à análise de casos não contemplados na norma EN1993-1-5:2006. Além disso, verificou-se também a necessidade de aprimorar as formulações presentes na EN1993-1-5:2006.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem o investimento e apoio recebidos pelas instituições de fomento CAPES, CNPq e FAPEMIG.

7 Referências bibliográficas

ALINIA, M.M. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to shear loading. **Thin-Walled Structures**, v.43, p.845-860, 2005.

BARBOSA, D. A.; CALDAS, R. B.; FERREIRA FILHO, J. O. Comparativo entre Métodos de Cálculo de Vigas de Aço com Alma Enrijecida Longitudinalmente. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 8, n. 3, p. 400-419, 2019b.

BARBOSA, D. A.; CALDAS, R. B.; FERREIRA FILHO, J. O. Tensões Críticas de Flambagem Global de Almas de Vigas de Aço Enrijecidas Longitudinalmente. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 8, n. 3, p. 380-399, 2019a.

BEG, D.; KUHLMANN, U.; DAVAINE, L.; BRAUN, B. **Design of plated structures**, 1ª ed. Mem Martins: ECCS – European convention for Constructional Steelwork, 2010.

CASTRO E SILVA, A.L.R. **Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

GALÉA, Y., MARTIN, P. ***Presentation Manual of EBPlate***. Liege: CTICM – Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, 2006, 48 str.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION ENV 1993-1-5. **Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5**: general rules for plated structural elements. Bruxelas: CEN, 2006.

FERREIRA FILHO, J.O. **Estudo Numérico sobre o Comportamento de Vigas de Aço com Almas Esbeltas Enrijecidas Longitudinalmente**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2019.

KLÖPPEL, K.; MÖLLER, K. H. **Beuelwerte ausgestifter Rechteckplatten**, 2ª ed. Berlim: Ernst & Sohn Verlag, 1968.

KLÖPPEL, K.; SCHEER, J. **Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten**, 1ª Ed. Berlim: Ernst & Sohn Verlag, 1960.

KÖVESDI, B. Plate-like Buckling Resistance of Longitudinally Stiffened Plates Subjected to Pure Compression. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 63, n. 2, p. 621-630, 2019a.

KÖVESDI, B. Buckling resistance of orthotropic plates sujected by compression interpolation between plate and column-like behavior. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 160, p. 67-76, 2019b.

LJUBINKOVIĆ, F.; MARTINS, J. P.; GERVÁSIO, H.; SIMÕES DA SILVA, L.; Eigenvalue analysis of cylindrically curved steel panels under pure shear. **Thin-Walled Structures**, v. 141, p. 447-459, 2019.

MAIORANA, E.; PELLEGRINO, C.; MODENA, C. Influence of longitudinal stiffeners on elastic stability of girder webs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p.51-64, 2011.

MARTIN, P-O.; NGUYEN, T. M.; DAVAINE, L. Effect of the torsional stiffness of closed-section stiffeners on plate buckling in Eurocode 3, Part 1-5. **Steel Construction**, v. 12, n. 1, p. 10-22, 2019.

MARTINS, J. P.; SIMÕES DA SILVA, L.; REIS, A. Eigenvalue analysis of cylindrically curved panels under compressive stresses - Extension of rules from EN 1993-1-5. **Thin-Walled Structures**, v. 68, p. 183-194, 2013.

PAIKE, J .K. **Ultimate Limit State Analysis and Design of Plated Structures**, 2ª ed. Chichester: John Wiley & Sons, 2018.

SILVA, L. S.; GERVÁSIO, H. **Manual de dimensionamento de estruturas metálicas**: métodos avançados, 1ª Ed. Mem Martins: CMM, 2007.

SIMULIA, D. S. **ABAQUS 6.14 User's Manual**. Dassault Systems, 2014.

SKALOUD, M. Optimum rigidity of stiffeners of webs and flanges. **Plated Structures, Stability and Strength**, p. 103-133, 1983.

VU, Q.V.; PAPAZAFEIROPOULOS, G.; GRACIANO, C.; KIM, S.G. Optimum linear buckling analysis of longitudinally multi-stiffened steel plates subjected to combined bending and shear. **Thin-Walled Structures**, v.136, p.235-245, 2019.

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 13/04/2020
Aprovado: 22/09/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 140-160 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Análise avançada de estruturas de aço com limites de deformação baseados no Método da Resistência Contínua

Éricson Rojahn[1] e Felipe Schaedler de Almeida[2*]

[1] Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Av. Osvaldo Aranha, 99. Porto Alegre - RS. CEP 90035-190, ericson.rojahn@gmail.com
[2] Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Av. Osvaldo Aranha, 99. Porto Alegre - RS. CEP 90035-190, felipe.almeida@ufrgs.br

Advanced analysis of steel structures with strain limits based on the Continuous Strength Method

Resumo
Este trabalho apresenta um estudo sobre uma metodologia para estender o emprego da análise avançada ao projeto de estruturas de aço formadas por perfis não compactos. Limites de deformação são usados para controlar a capacidade de rotação da seção e identificar a ocorrência de flambagem local, pois elementos finitos de pórtico não capturam esse fenômeno. Os limites de deformação são determinados pelo Método da Resistência Contínua, que estabelece uma relação entre a esbeltez da seção e a deformação máxima que ela suportar antes da flambagem local. Deformações médias são empregadas para considerar o efeito favorável do gradiente de tensão na flambagem local. Testes realizados em pórticos planos com diferentes características mostram que a metodologia estudada prevê satisfatoriamente a capacidade de carga determinada por modelos numéricos mais avançados.

Palavras-chave*: Análise Avançada, Estruturas de Aço, Flambagem Local, Método da Resistência Contínua.*

Abstract
This work presents a study of a methodology to extend the application of advanced analysis to the design of steel structures composed of non-compact cross-sections. Strain limits are used to control the cross-section rotation capacity and identify the onset of local buckling, since beam finite elements are not able to capture such phenomenon. The strain limits are determined by the continuous strength method, which relates the cross-section slenderness to the maximum strain it can endure prior to local buckling. Averaged strains are used to exploit the beneficial effect of stress gradients on the local buckling. Tests on plane frames with varied characteristics show that applying the methodology studied in this work results in a good prediction of the load capacity determined by more advanced numerical methods.

Keywords*: Advanced Analysis, Steel Structures, Local Buckling, Continuous Strength Method.*

* autor correspondente

1. Introdução

A análise avançada é um procedimento numérico que incorpora os fenômenos mais relevantes envolvidos no colapso da estrutura a fim de determinar sua capacidade resistente. O comportamento estrutural é simulado com grande precisão por modelos em elementos finitos (EF) de pórtico que consideram a não linearidade geométrica, o comportamento inelástico do aço e as imperfeições geométricas.

As vantagens do projeto de estruturas de aço por análise avançada são bem conhecidas e normas como a NBR-8800 (2008) e EN-1993-1-1 (2005) permitem o uso desse procedimento em substituição às metodologias tradicionais. A estabilidade global da estrutura é assegurada diretamente pela análise avançada. Além disso, a redistribuição plástica dos esforços e o efeito dos elementos vizinhos sobre a estabilidade individual de cada elemento também são considerados. Esses fatores não são contemplados nos métodos tradicionais de projeto, que ficam restritos à análise elástica e asseguram a estabilidade estrutural de forma indireta, através da checagem individual dos elementos usando comprimentos equivalentes de flambagem.

Apesar de suas vantagens, a análise avançada com base em elementos de pórtico fica restrita a estruturas formadas exclusivamente por perfis de seção compacta, pois estes elementos finitos não podem capturar os fenômenos de instabilidade local. Para contornar essa restrição, Gardner et al. (2019b) propuseram o uso de limites de deformação para identificar a ocorrência da flambagem local na análise avançada de estruturas formadas por perfis de seção compacta, semicompacta ou esbelta. Essa estratégia também controla a ductilidade dos elementos, possibilitando que o encruamento do aço seja considerado em seções com maior capacidade de rotação.

Os limites de deformação incorporados à análise avançada foram determinados pelo Método da Resistência Contínua (MRC[1]) (Gardner, 2008). Esse método relaciona a esbeltez da seção transversal de um perfil metálico à sua capacidade resistente. A deformação máxima suportada pelo perfil antes da flambagem local é determinada nesse processo e tal informação pode ser usada como limite na análise avançada. O

[1] A sigla CSM, de *Continuous Strenth Method*, é usada de forma equivalente a MRC.

objetivo desse trabalho é apresentar os diversos componentes da análise avançada com limites de deformação, discutir alguns aspectos da sua implementação e avaliar sua eficiência em uma série de exemplos com características variadas. Os estudos apresentados têm caráter teórico e numérico, são baseados exclusivamente em modelos de elementos finitos de pórtico, e usam os resultados reportados por Avery e Mahendran (2000a, 2000b, 2000c) para a avaliação da metodologia.

2. Método da Resistência Contínua

O método da resistência contínua (MRC) relaciona a esbeltez da seção à sua capacidade resistente através de dois componentes: a *curva base* do MRC e o modelo do material. Primeiramente, a deformação máxima suportada pela seção antes da flambagem local (ϵ_{csm}) é definida pela curva base do MRC como uma função contínua da esbeltez da seção (λ_p). Em seguida, as tensões são determinadas assumindo uma variação linear das deformações e empregando um modelo constitutivo que leva em conta o encruamento do material. Por fim, os esforços resistentes são determinados integrando as tensões na seção transversal. O MRC foi desenvolvido inicialmente para perfis de aço inoxidável (Gardner e Nethercot, 2004) e posteriormente foi estendido a metais como o alumínio e o aço de alta resistência (Gardner e Afshan, 2006). Esses materiais têm como característica comum um comportamento fortemente não linear, o que torna exageradamente conservadora a aplicação dos procedimentos de norma que foram desenvolvidos para metais com patamar de escoamento bem definido como o aço carbono.

A aplicação do MRC a perfis de aço carbono foi proposta por Gardner (2008). Na versão atual do MRC, as principais vantagens da aplicação a esse material são: (i) eliminar a classificação das seções em grupos discretos conforme seu comportamento relativo à flambagem local, (ii) considerar a tensão crítica de flambagem elástica local da seção como um todo e não dos elementos isolados, (iii) considerar a plastificação em seções de esbeltez intermediária (semicompactas) e (iv) possibilitar a consideração do encruamento do aço nos perfis de baixa esbeltez (compactos). A esbeltez da seção (λ_p), tem papel fundamental no MRC, sendo definida por

$$\lambda_p = \sqrt{f_y/f_{cr}} \tag{1}$$

onde f_y é a resistência ao escoamento do aço e f_{cr} a tensão crítica de flambagem local da seção. No MRC, o cálculo de f_{cr} deve considerar a interação entre os elementos da seção. Para tanto, podem ser usados procedimentos numéricos como o método das faixas finitas ou o método dos elementos finitos. No presente trabalho, f_{cr} é determinado por um procedimento analítico desenvolvidas por Gardner et al. (2019a).

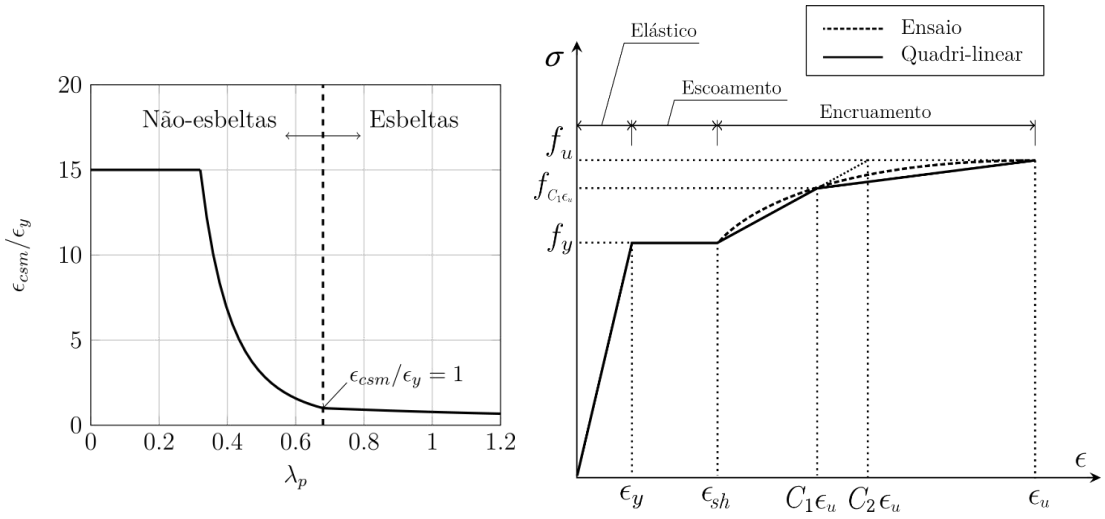
A versão atual da curva base para perfis laminados de aço carbono (Afshan e Gardner, 2013 e Zhao et al. 2017) é dada por

$$\frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} = \begin{cases} \dfrac{0.25}{\lambda_p^{3.6}} \leq \min\left(\Omega, \dfrac{C_1\epsilon_u}{\epsilon_y}\right), se\ \lambda_p \leq 0.68 \\ \left(1 - \dfrac{0.222}{\lambda_p^{1.05}}\right)\dfrac{1}{\lambda_p^{1.05}}, se\ \lambda_p > 0.68 \end{cases} \tag{2}$$

onde a deformação limite (ϵ_{csm}) está normalizada pela deformação de escoamento $\epsilon_y = f_y/E$, sendo E o módulo de elasticidade do aço. Essa curva foi ajustada estatisticamente a partir de resultados de ensaios de compressão simples de colunas curtas e ensaios de flexão uniforme. Como consequência, as tensões residuais e imperfeições geométricas dos perfis são consideradas implicitamente na formulação do MRC. Conforme ilustrado na Figura 1(a), são empregadas expressões distintas para seções não esbeltas (com $\lambda_p \leq$ 0,68), que admitem plastificação total (seções compactas, correspondentes às classes 1 e 2 no EN 1993-1-1) ou parcial (seções semicompactas, correspondentes à classe 3 no EN 1993-1-1) antes da flambagem local ($\epsilon_{csm}/\epsilon_y \geq 1$), e seções esbeltas (correspondentes à classe 4 no EN 1993-1-1) , com λ_p > 0,68, nas quais a flambagem local ocorre em regime elástico ($\epsilon_{csm}/\epsilon_y < 1$). A Eq. (2) inclui um limite de deformação máxima tolerável no projeto, que é dado por Ω (tomado como 15 por recomendação do EN-1993-1-1 (2005) e correspondente a $\lambda_p = 0.32$) ou por $C_1\epsilon_u/\epsilon_y$, baseado do modelo do material, que é descrito a seguir.

O modelo constitutivo quadrilinear desenvolvido por Yun e Gardner (2017) é utilizado para representar o comportamento mecânico do aço carbono laminado. Conforme ilustrado na Figura 1(b), o modelo é adequado par descrever a totalidade dos fenômenos

característicos do material através da Eq. (3), onde ϵ_{sh} e ϵ_u são as deformações associadas ao início do encruamento e à resistência à ruptura f_u.



(a) (b)

Figura 1 - Componentes do MRC: (a) curva base; (b) Modelo quadrilinear.

$$f = \begin{cases} E\epsilon, & \text{se } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y, & \text{se } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}), & \text{se } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_1\epsilon_u \\ f_{C_1\epsilon_u} + \dfrac{f_u - f_{C_1\epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1\epsilon_u}(\epsilon - C_1\epsilon_u), & \text{se } C_1\epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (3)$$

Também são usados o coeficiente angular do primeiro trecho de encruamento (E_{sh}) e coeficientes de ajuste C_1 e C_2. Todos os parâmetros presentes na Eq. (3) podem ser definidos com base em f_y, f_u e E, através das seguintes expressões (Yun e Gardner, 2017):

$$E_{sh} = \frac{5}{2}\frac{f_u - f_y}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \quad (1)$$

$$C_1 = \frac{\epsilon_{sh} + 0.25(\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (2)$$

$$C_2 = \frac{\epsilon_{sh} + 0.40(\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (3)$$

$$\epsilon_{sh} = 0.10\frac{f_y}{f_u} - 0.055, \quad \text{desde que } 0.015 \leq \epsilon_{sh} \leq 0.030 \tag{4}$$

$$\epsilon_u = 0.60\left(1 - \frac{f_y}{f_u}\right), \quad \text{desde que } \epsilon_u \geq 0.06 \tag{5}$$

3. Modelagem Numérica

Os modelos numéricos para a análise avançada com limites de deformação foram desenvolvidos com base no software Abaqus (2017) através da implementação de sub-rotinas de usuário (*user subroutines*) em linguagem FORTRAN90. A discretização espacial das estruturas foi realizada através de elementos finitos de pórtico bidimensionais com dois nós (B21). As translações e rotações no plano (variáveis nodais) são interpoladas linearmente no domínio do elemento, resultando em deformações e tensões constantes na direção axial. Para ser introduzida na simulação, a relação constitutiva dada pelo modelo quadrilinear descrito na Eq. (3) é convertida para tensões e deformações reais. Os esforços internos nos elementos são determinados automaticamente pelo Abaqus através da integração das tensões com base em cinco pontos de integração distribuídos ao longo da altura da seção. A presença de tensões residuais não é considerada explicitamente no modelo de elementos finitos, mas seu efeito sobre a resistência da estrutura é contemplada indiretamente através do MRC, cuja calibração incorpora essa característica.

São introduzidas perturbações à configuração inicial da estrutura para representar as imperfeições geométricas globais, como falta de prumo e falta de retilineidade das barras. Essas perturbações têm amplitude máxima especificada em cada problema e são proporcionais aos modos de flambagem da estrutura que melhor representam as imperfeições. A solução do problema que considera o comportamento elastoplástico do aço e a não linearidade geométrica é realizada pelo método de Riks. A capacidade resistente da estrutura é dada pelo menor valor entre: (i) fator de carga máximo na simulação, quando a falha ocorre por instabilidade global da estrutura, ou (ii) pelo fator de carga em que o limite ϵ_{csm} é atingido primeiro em alguma região. Deve ser salientado

que a análise bidimensional discutida neste trabalho não é capaz de capturar os mecanismos de falha associados a deslocamentos para fora do plano ou à torção dos elementos.

Como mostram as Eq. (1) e (2), o limite de deformação do MRC (ϵ_{csm}) depende da esbeltez da seção (λ_p), que é função da tensão crítica de flambagem local da seção (f_{cr}). Neste trabalho é empregada a metodologia de Gardner et al. (2019a) para o cálculo de f_{cr} através de expressões analíticas que dependem das dimensões e da distribuição de tensões nos elementos que formam a seção. De forma geral, f_{cr} varia de um valor máximo quando a seção está submetida à flexão simples até um valor mínimo na compressão simples. Isso implica em uma variação de f_{cr} mesmo ao longo de um trecho em que a seção transversal é constante, pois as estruturas estão sujeitas a distribuição não uniforme de força normal e momento fletor. Como consequência, ϵ_{csm} tem uma variação similar, devendo ser calculado para cada elemento da estrutura. Essa operação é realizada com base nos esforços internos obtidos no primeiro incremento de carga da análise não linear, que se assemelha à distribuição de esforços de uma análise linear. A Figura 2 ilustra a influência do diagrama de esforço normal (DEN) e momento fletor (DMF) na distribuição de ϵ_{csm}. Como se pode observar, a seção crítica (onde ocorre a falha) não está necessariamente localizada nos pontos de esforço máximo ou ϵ_{csm} mínimo.

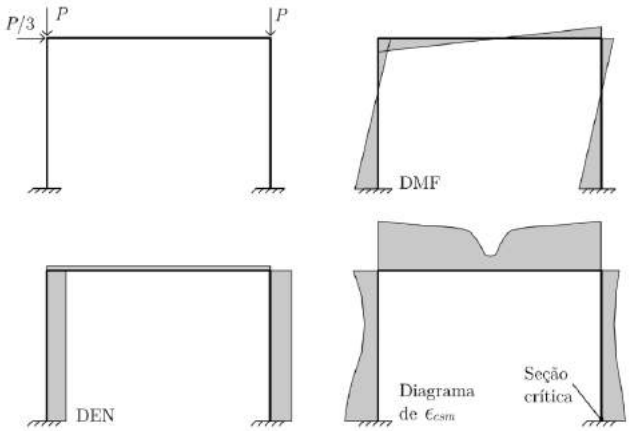


Figura 2 - Distribuição de esforços e do limite de deformação ϵ_{csm}.

Para levar em conta o efeito benéfico do gradiente de momentos sobre a flambagem local, o limite ϵ_{csm} é aplicado sobre uma deformação média e não sobre a deformação

máxima observada na barra (Gardner et al. 2019b). Essa média é calculada em um trecho com extensão igual ao comprimento de semionda da flambagem local (L_b), cuja determinação pode ser realizada pela metodologia analítica de Fieber et al. (2019b), aos moldes do cálculo de f_{cr}. A Figura 3 ilustra essa abordagem, onde a deformação de compressão máxima no elemento junto ao engaste supera o limite ϵ_{csm}, mas a média das deformações nos dois elementos próximos ao engaste, que estão completamente contidos no trecho de comprimento L_b, resultam inferiores a ϵ_{csm}, indicando a segurança da estrutura. Os exemplos apresentados a seguir confirmam a maior precisão dessa abordagem na determinação da capacidade de carga da estrutura.

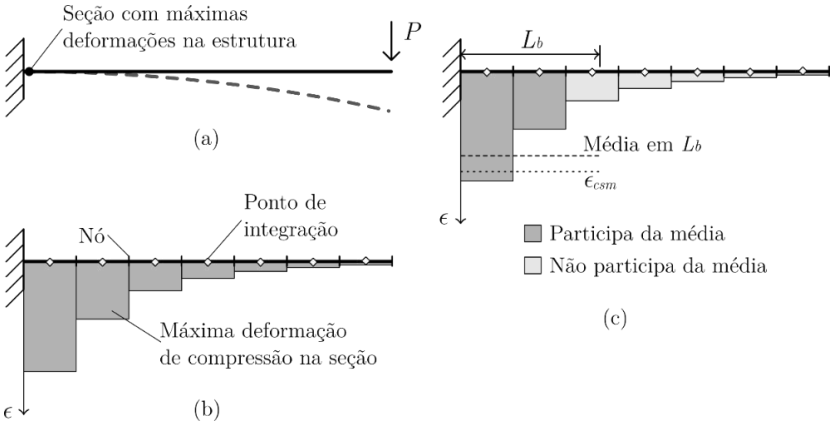


Figura 3 - Conceito da média das deformações.

4. Exemplos de Aplicação

Nesta seção são apresentados alguns exemplos que ilustram a aplicação da metodologia descrita neste trabalho. A carga máxima resistida pela estrutura (P_u) é adotada como critério de comparação com os resultados de ensaios experimentais ou modelos numéricos mais avançados apresentados em outros trabalhos.

A carga máxima observada na análise avançada com limites de deformação é designada por $P_{u,csm}$. Para fins de comparação, também são indicadas as cargas máximas obtidas na análise avançada sem limites de deformação ($P_{u,b}$). Os valores de referência para avaliação do método são provenientes de ensaios experimentais e pelos modelos de elementos finitos de casca, cujas cargas máximas são designadas por $P_{u,t}$ e $P_{u,c}$, respectivamente, dados por de Avery e Mahendran (2000a,2000b, 2000c). A resistência definida pela metodologia tradicional de projeto ($P_{u,NBR}$) é apresentada para fins de

comparação. Nesse caso, são tomados coeficientes de ponderação de resistência iguais a 1 ($\gamma_{a1} = 1$) nos critérios da NBR-8800 (2008).

Em alguns casos, também são incluídos estudos sobre duas variações da análise avançada com limites de deformação. Na primeira delas, a média das deformações não é realizada e a carga de falha da estrutura ($P_{u,csm}^{p,el}$) é estabelecida quando a deformação máxima da seção chega ao limite ϵ_{csm}. Na segunda variação, o limite de deformação (ϵ_{csm}) é atualizado conforme a redistribuição de esforços na estrutura deformada, sendo mais coerente com as condições da estrutura sob carregamento último, que nesse caso é designado por ($P_{u,csm}^{m,in}$).

4.1 Pórtico plano de Avery e Mahendran (2000c)

Este exemplo mostra a aplicação da análise avançada com limites de deformação na determinação da carga máxima do pórtico plano apresentado esquematicamente na Figura 4. Avery e Mahendran (2000b, 2000c) propuseram esse problema e o estudaram através de ensaios laboratoriais (denominado *test frame 2*) e de modelos avançados de elementos finitos de casca. Esses resultados são empregados a seguir na comparação com a metodologia estudada neste trabalho.

A Figura 4 apresenta a configuração geométrica inicial da estrutura formada por uma viga e duas colunas de bases engastadas. São aplicadas cargas verticais com magnitude P no topo das colunas e uma carga horizontal com magnitude P/4. A magnitude das cargas aumenta, mantendo a proporção entre elas, até o limite da resistência da estrutura. A viga e as colunas são formadas por perfis I laminados de aço com propriedades mecânicas médias (medidas nas mesas e na alma do perfil): $E = 200GPa$, $f_y = 377.5MPa$ e $f_u = 518.5MPa$. Os perfis são fletidos em torno do eixo de maior inércia da seção transversal, sendo classificados para esse esforço como semicompacto pela NBR 8800 (2008) e como classe 3 pelo EN-1993-1-1 (2005).

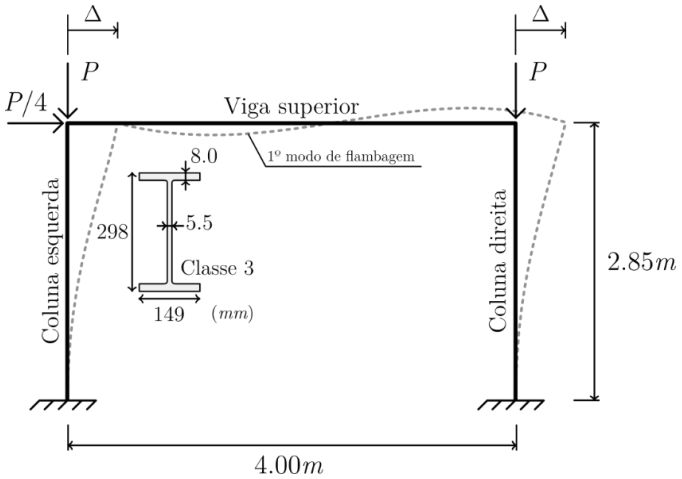
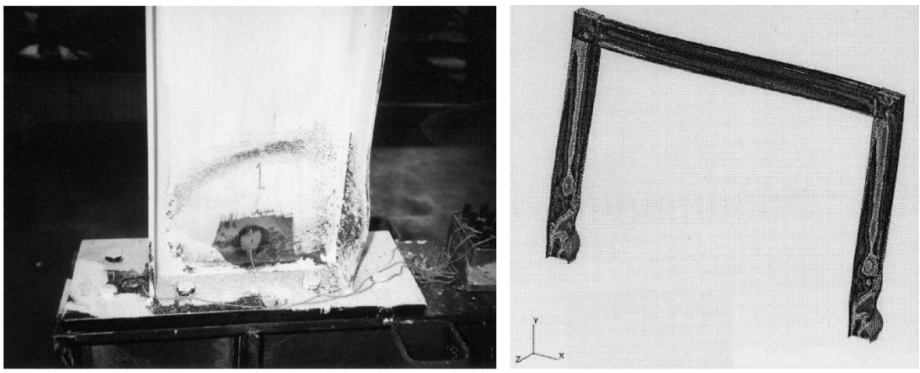


Figura 4 - Geometria e condições de contorno do pórtico plano.

No ensaio realizado por Avery e Mahendran (2000c), o pórtico estava contido por apoios laterais, que garantiram o comportamento plano da estrutura. O mecanismo de falha se caracterizou pelo escoamento da região comprimida da seção junto ao engaste, com propagação de plasticidade e redistribuição de momentos. Esse processo se desenvolveu até se alcançar a carga última ($P_{u,t}$) apresentada na Tabela 1, quando ocorreu a instabilidade local no flange comprimido da seção crítica (no engaste da coluna direita), conforme se observa na Figura 5(a). O modelo de elementos finitos de casca desenvolvido por Avery e Mahendran (2000b) para estudar este problema reproduziu de maneira satisfatória o mecanismo de falha observado no ensaio, como mostra a Figura 5(b). A carga máxima obtida por meio dessa simulação foi apenas 6,6% inferior à medida no ensaio, conforme apresentado na Tabla 1, onde também estão reportados os resultados obtidos nas demais simulações. Tais resultados mostram a adequação desse modelo, onde as imperfeições geométricas locais e globais, tensões residuais e várias outras características da estrutura são reproduzidas de maneira muito fiel, usando dados obtidos de medições na estrutura real.



(a) (b)

Figura 5: (a) flambagem local no engaste direito (Avery e Mahendran, 2000c); (b) mecanismo de falha no modelo de elementos finitos (Avery e Mahendran, 2000b).

Tabela 1 - Cargas máximas previstas para o pórtico plano.

$P_i\ (kN)$	$P_i/P_{u,t}$	$P_i\ (kN)$	$P_i/P_{u,t}$
$P_{u,t} = 568.0$	1.000	$P_{u,csm} = 503.4$	0.886
$P_{u,c} = 536.0$	0.944	$P_{u,csm}^{m,in} = 518.2$	0.912
$P_{u,b} = 644.6$	1.135	$P_{u,NBR} = 466.8$	0.822

O modelo em EF de pórtico foi construído conforme a geometria e condições de contorno apresentadas na Figura 4. As imperfeições geométricas globais foram introduzidas através de uma perturbação à configuração inicial, com formato dado pelo primeiro modo de flambagem da estrutura e amplitude $\Delta = h/200$, seguindo orientações do EN-1993-1-1 (2005). A malha é formada por elementos finitos de mesmo comprimento. A Figura 6 mostra a evolução da carga máxima obtida na análise avançada com limites de deformação ($P_{u,csm}$) em modelos com número crescente de elementos finitos. Não foi observada melhora significativa da resposta em malhas com mais de 163 elementos, sendo essa considerada a mais adequada ao se levar em conta aspectos práticos de projeto como demanda computacional e precisão dos resultados. Os elementos finitos têm comprimento de 60 mm, de forma que no mínimo 4 elementos ficam contidos no trecho L_b=286 mm calculado para a seção crítica.

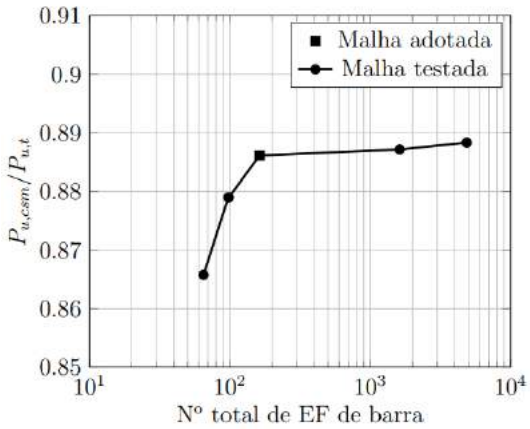


Figura 6: Efeito do refinamento da malha.

A simulação por análise avançada com limites de deformação reproduziu bem o comportamento real da estrutura, com a identificação da flambagem local no engaste da coluna direita, sendo essa a primeira região em que a deformação média alcançou o limite $\epsilon_{csm}/\epsilon_y = 1.14$ (correspondente a $\lambda_p = 0.66$). A carga máxima obtida foi conservadora em relação à medida no ensaio (11% inferior), mas chegou a 94% da resistência prevista pelo modelo de elementos finitos de casca. Esse resultado é bastante satisfatório, considerando a enorme simplicidade que se tem com o modelo de elementos finitos de pórtico usado na análise avançada com limites de deformação. Conforme mostra a Tabela 1, a carga máxima obtida na análise avançada tradicional ($P_{u,b}$) superestima em 13,5% a capacidade da estrutura avaliada experimentalmente, sendo inadequada ao projeto estrutural nesse caso. Isso mostra como os limites de deformação são essenciais para a captura da falha por flambagem local no modelo de elementos finitos de pórtico.

A evolução da média das deformações no trecho de desenvolvimento da flambagem local junto à seção crítica (engaste direito), é apresentada na Figura 7. A curva descreve o comportamento obtido na análise avançada tradicional. A deformação limite $\epsilon_{csm}/\epsilon_y = 1.14$ identifica a flambagem local na seção crítica, definindo a carga máxima da estrutura. Esse limite passa a $\epsilon_{csm}/\epsilon_y = 1.29$ quando seu cálculo considera distribuições de esforços observadas no limite de capacidade da estrutura. Como consequência, a carga máxima é elevada para $P_{u,csm}^{m,in}$=518,2 kN, resultando em uma

previsão de resistência mais precisa, ficando 8,8% aquém dos valores medidos no ensaio e 3,7% inferior ao obtido nas simulações com elementos finitos de casca.

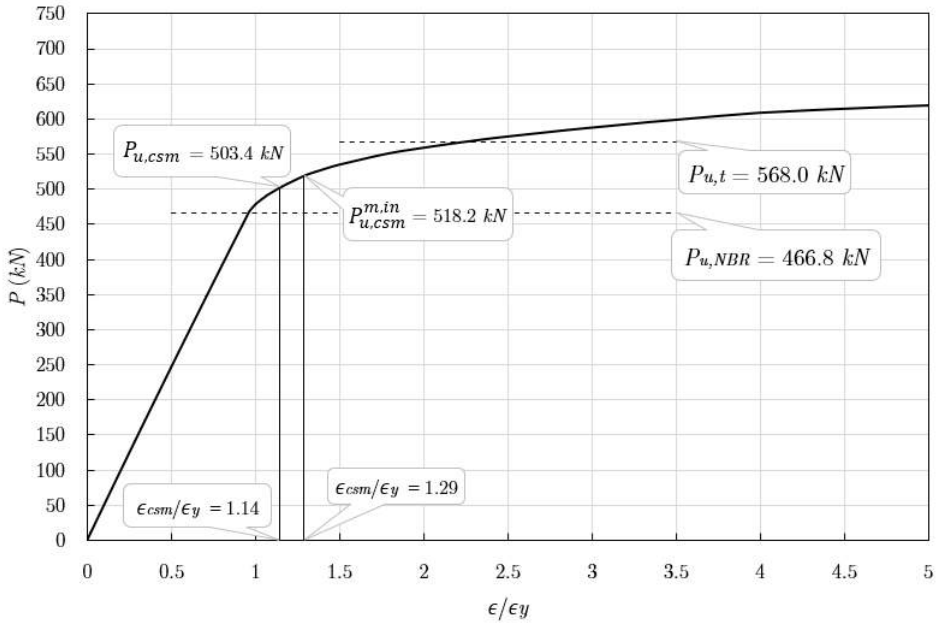


Figura 7 - Deformação média na seção crítica.

Por fim, a Figura 7 e a Tabela 1 indicam a capacidade de carga obtida segundo os critérios de segurança da NBR-8800 (2008), que é 82% da carga última alcançada no ensaio. Como a estrutura é formada por seções semicompactas, a metodologia de projeto fica restrita à análise elástica, impossibilitando a consideração dos efeitos favoráveis da redistribuição plástica dos esforços. Além disso, os critérios de norma ignoram o gradiente de momento ao longo da barra, restringindo a avaliação da segurança da estrutura conforme a seção mais solicitada. Por outro lado, a metodologia apresentada neste trabalho permite o desenvolvimento das deformações plásticas prévias à flambagem local do perfil, além de considerar o efeito que o gradiente de momentos tem sobre a flambagem local ao adotar a média das deformações no trecho em que esse fenômeno se desenvolve. Com isso, a capacidade resistente prevista pela análise avançada com limites de deformação é quase 8% superior à obtida pelos critérios da NBR8800 (2008), sendo uma alternativa tecnicamente viável e economicamente interessante.

4.2 Conjunto de pórticos benchmark de Avery e Mahendran (2000a)

Esta seção mostra a aplicação da análise avançada com limites de deformações em um conjunto de pórtico planos que diferem do exemplo anterior em termos das condições de apoio, das seções transversais e dos níveis de carga lateral. Esses problemas foram propostos por Avery e Mahendran (2000a), que usaram modelos de elementos finitos de casca com alto nível de detalhamento para estudar o colapso de várias estruturas com a finalidade de fornecer valores de referência para a avaliação de metodologias de análise menos sofisticadas.

Neste trabalho, são analisadas somente algumas das 120 variações do problema que foram estudadas por Avery e Mahendran (2000a), onde cada caso é designada pelo identificador $bmX_1 - X_2X_3X_4X_5$. O indicador X_1 faz referência ao grupo de casos, que se diferem principalmente pelas condições de apoio da estrutura, conforme apresentado a seguir para os grupos 1 e 3 estudados neste trabalho. Conforme mostra a Tabela 2, os indicadores X_2 e X_3 definem as características da seção transversal da viga e da coluna, além da altura (h) e da largura (s) do pórtico (ver Figura 8). Em todas as análises, foi considerado o aço com propriedades mecânicas: $f_y = 320MPa$, $f_u = 450MPa$, $E = 200GPa$. Os casos estudados consideram carga vertical (P) e carga lateral (H) com proporções P/H iguais a 100, 15 e 3, sendo identificadas por X_4 igual a 1, 2 e 3, respectivamente. O índice X_5 é irrelevante para os casos estudados neste trabalho, assumindo sempre o valor 1.

A análise avançada com limites de deformação empregou um modelo constituído por elementos finitos de pórtico com comprimento de aproximadamente 40 mm. Isso garante que ao menos 6 elementos finitos sejam incluídos nas médias de deformação que são calculadas nos trechos de comprimento de flambagem local nos problemas apresentados a seguir. As imperfeições geométricas globais foram aplicadas proporcionalmente ao primeiro modo de flambagem da estrutura e com amplitude $\Delta = h/500$. Essa perturbação da configuração inicial é compatível com a utilizada por Avery e Mahendran (2000a) na análise por elementos finitos de casca. O trabalho de Rojahn (2020) apresenta a aplicação da metodologia discutida neste trabalho a outros casos propostos por Avery e Mahendran (2000a).

Tabela 2 - Características das estruturas definidas pelos indicadores X_2 e X_3

X_i	Local	Seção	$H\ (mm)$	$b_f\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	Dim.
$X_2 = 1$	Coluna	310 UB 32.0	298	149	8,0	5,5	h = 3m
$X_2 = 2$	Coluna	310 UB 32.0	298	149	8,0	5,5	h = 5m
$X_3 = 1$	Viga	250 UB 25.7	248	149	8,0	5,0	s = 1,5 h
$X_3 = 2$	Viga	360 UB 44.7	352	149	9,7	6,9	s = h

4.2.1 Grupo I ($\mathbf{X_1 = 1}$)

O primeiro grupo de simulações se refere ao pórtico plano de base engastada ilustrado na Figura 8. Foram estudadas três variações da estrutura, denominadas bm1_11X$_4$1, bm1_12X$_4$1 e bm1_22X$_4$1, submetidas a carregamentos com proporções P/H de 3, 15 e 100, totalizando 9 casos diferentes. As cargas verticais máximas obtidas por Avery e Mahendran (2000a) usando modelos de elementos finitos de casca ($P_{u,c}$) são apresentadas na Tabela 3 para cada caso. As três estruturas apresentam capacidade de carga similar nos carregamentos com força lateral menos intensa (P/H=100). Por outro lado, as estruturas de menor altura (X_2=1) se sobressaem conforme a carga lateral se torna mais relevante e a flexão nas colunas se acentua. A seção crítica da estrutura está junto ao engaste da coluna direita em todas as simulações. Segundo os critérios do EN-1993-1-1 (2005), nos casos com P/H iguais a 100 e 15, a seção das colunas são enquadradas como classe 4, mas passam à classe 3 quando P/H=3.

A Tabela 3 também apresenta os resultados obtidos nas simulações realizadas neste trabalho. As capacidades de carga previstas pela análise avançada com limite de deformação ($P_{u,csm}$) se encontram entre 82% a 97% das cargas últimas obtidas por Avery e Mahendran (2000a). Os resultados da presente metodologia são substancialmente melhores nos casos com maior nível de carga lateral (P/H=3). Essa condição produz um momento fletor maior, elevando a tensão crítica de flambagem dos perfis e, por consequência, reduzindo o seu índice de esbeltez. Nesses casos, a seção crítica não é esbelta, como indicam os valores $\lambda_p < 0{,}68$ na Tabela 3, permitindo o desenvolvimento de deformações plásticas ($\epsilon_{csm}/\epsilon_y > 1$) antes da ocorrência da flambagem local. Por

outro lado, a seção crítica se enquadra como esbelta ($\lambda_p > 0{,}68$) nos casos de carga com proporções P/H iguais 15 e 100.

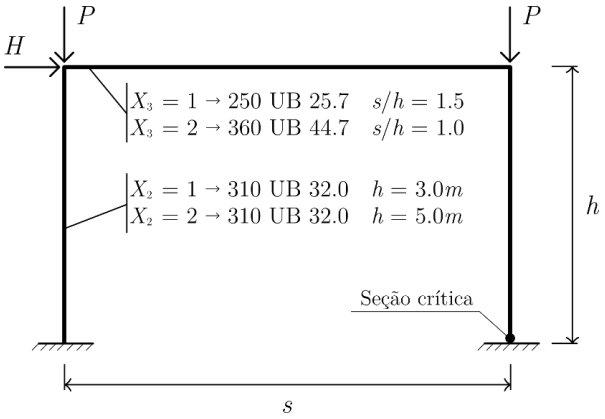


Figura 8 - Pórtico tipo do grupo I.

A menor precisão da capacidade de carga avaliada nas estruturas com seções esbeltas também foi observada por Zhao et al. (2017) e Fieber et al. (2019a). As estimativas mais conservadoras da capacidade da estrutura através da análise avançada com limites de deformação ocorreram nos casos com nível intermediário de força lateral (P/H=15). Nessas situações, a seção crítica apresenta índice de esbeltez próximo a $\lambda_p = 0.68$, que delimita a faixa de seções esbeltas, justamente na transição das expressões da curva base do MRC (ver Eq. (2)). Fieber et al. (2019a) identificou comportamento semelhante na análise de vigas isostáticas com três pontos de carga, mostrando maior dispersão da resposta do MRC na região de transição da curva base.

A desconsideração dos limites de deformação na análise avançada leva à superestimação da capacidade da estrutura, como mostram as relações $P_{u,b}/P_{u,c} > 1$ na Tabela 3. No sentido oposto, os valores $P_{u,csm}^{p,el}/P_{u,c} < P_{u,csm}/P_{u,c}$ mostram que a adoção da deformação máxima em substituição à média das deformações para a identificação da flambagem local em uma região da estrutura é demasiadamente conservadora. Isso se acentua nos casos com maior gradiente de momento fletor, quando o pico das deformações é muito superior à média no comprimento de flambagem, como ocorre no carregamento com proporção P/H=3.

Tabela 3 – Cargas últimas e dados do MRC para o grupo I.

Caso	$bm1-11X_41$			$bm1-12X_41$			$bm1-22X_41$		
P/H	3	15	100	3	15	100	3	15	100
$P_{u,c}$ (kN)	383	828	1072	432	877	1076	279	681	1018
$P_{u,csm}/P_{u,c}$	0,948	0,871	0,895	0,918	0,854	0,895	0,970	0,898	0,886
$P_{u,b}/P_{u,c}$	1,131	1,054	1,075	1,050	1,017	1,079	1,033	1,022	1,041
$P_{u,csm}^{p,el}/P_{u,c}$	0,905	0,862	0,885	0,873	0,844	0,893	0,931	0,883	0,879
$\epsilon_{csm}/\epsilon_y$ *	1,90	0,95	0,86	1,69	0,94	0,86	2,09	0,99	0,87
λ_p *	0,57	0,75	0,88	0,59	0,77	0,88	0,55	0,70	0,85

* Avaliados na seção crítica

A Figura 9 mostra a variação do deslocamento lateral δ (no ponto de aplicação da força H) com o incremento da carga que é obtido pela análise avançada na estrutura $bm1-11X_41$.

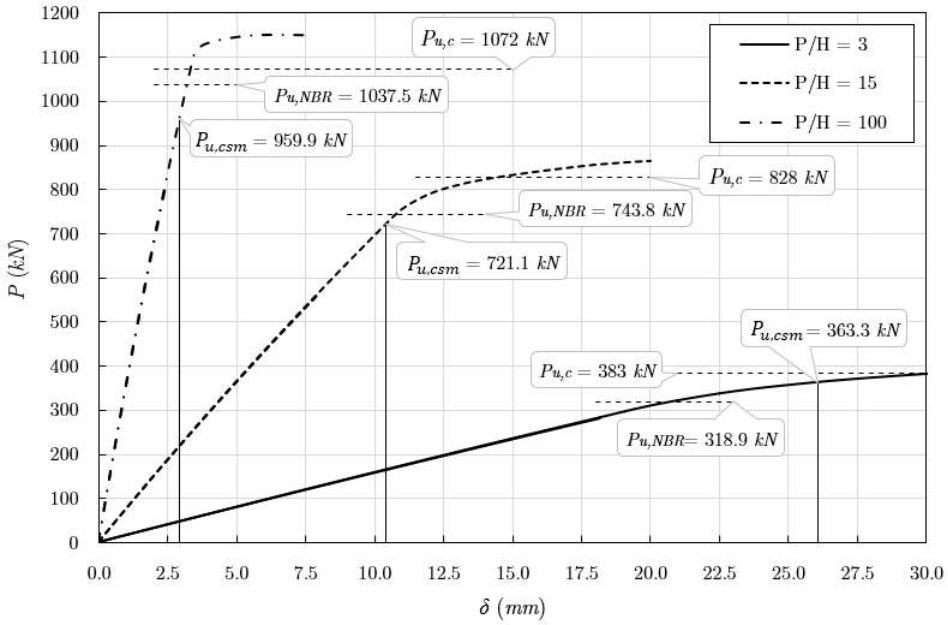


Figura 9 - Deslocamento lateral na análise avançada para $bm1-11X_41$.

Nos carregamentos com P/H iguais a 15 e 100, os limites de deformação levam à identificação da falha da estrutura com menores níveis de deslocamento lateral que os previstos pela análise por elementos finitos de casca. Na mesma figura são indicados os níveis de carga máxima previstas pela NBR-8800 (2008), que se mostram mais

adequados nos casos com P/H iguais a 15 e 100, quando a seção é esbelta. Por outro lado, a metodologia apresentada neste trabalho prevê bem o comportamento quando a estrutura desenvolve deformações plásticas antes do colapso e apresenta maior gradiente de momento na região da seção crítica. Nesse caso a estimativa de capacidade da estrutura através da análise avançada com limites de deformação é muito superior à da NBR-8800 (2008), que se restringe à análise linear e à verificação da segurança na seção mais solicitada.

4.2.2 Grupo III ($X_1 = 3$)

O pórtico plano estudado neste exemplo difere da estrutura $bm1 - 11X_41$ (abordada na seção anterior) pela presença de um apoio rotulado na base da coluna esquerda, conforme mostra a Figura 10. São consideradas três variações do carregamento em função das intensidades das cargas verticais P_1 e P_2. Além do caso com cargas iguais ($P_1/P_2 = 1$) designado por $bm3 - 11X_41$, são analisadas condições com $P_1/P_2 = 3$ e $P_1/P_2 = 1/3$, que são identificadas como $bm3 - 11X_41a$ e $bm3 - 11X_41b$, respectivamente. Também são considerados três níveis de intensidade da carga lateral H, definidas pelas proporções P_{min}/H iguais a 3, 15 e 100, onde P_{min} é o menor valor dentre P_1 e P_2. A Tabela 4 apresenta a capacidade de carga da estrutura determinada por várias metodologias em função da intensidade máxima da força P_1 ($P_{u1,c}$).

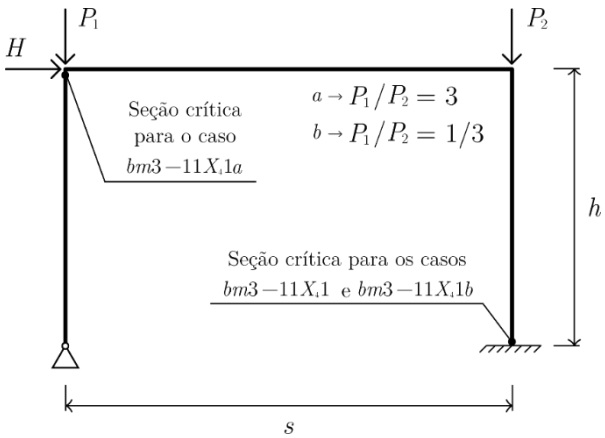


Figura 10 – Pórtico tipo para o grupo III.

Os modelos de elementos finitos de casca (Avery e Mahendran, 2000a) indicam que, nos casos de baixa intensidade da força lateral, ocorre uma redução da carga vertical total

($P_{u1,c} + P_{u2,c}$) quando $P_1 \neq P_2$. Por outro lado, quando a força lateral é alta (P_{min}/H=3), a maior resistência ocorre no pórtico em que a força vertical máxima está sobre a coluna de base rotulada ($P_1 = 3P_2$.). Nesse casos, a força axial e o momento fletor não ocorre com valor máximo no mesmo elemento. A Tabela 4 também mostra que os limites de deformação são essenciais para o emprego da análise avançada no presente problema, conforme indicado pela força máxima $P_{u,b}$, que sempre excede a obtida por Avery e Mahendran (2000a).

Tabela 4 – Cargas últimas e dados do MRC para o grupo III.

Caso	$bm3-11X_41$			$bm3-11X_41a$			$bm3-11X_41b$		
P_{min}/H	3	15	100	3	15	100	3	15	100
$P_{u1,c}$ (kN)	272	703	1027	769	1034	1085	182	319	358
$P_{u1,c} + P_{u2,c}$	544	1406	2054	1025,3	1378,7	1446,7	728	1276	1432
$P_{u1,csm}/P_{u1,c}$	0,932	0,831	0,873	0,913	0,907	0,939	0,926	0,846	0,896
$P_{u1,b}/P_{u1,c}$	1,175	1,062	1,054	1,025	1,178	1,141	1,234	1,063	1,100
$\epsilon_{csm}/\epsilon_y$ *	2,13	1,00	0,88	0,97	0,87	084	1,40	0,91	0,86
λ_p *	0,55	0,68	0,85	0,73	0,86	0,90	0,62	0,80	0,88

* avaliados na seção crítica

A análise avançada com limites de deformação apresentou uma boa previsão da carga última da estrutura, com $P_{u1,csm}$ variando entre 87% e 94% de $P_{u1,c}$ na maioria das vezes. Como observado na seção anterior, os melhores resultados se deram nos casos em que a seção crítica não era esbelta, identificada por $\lambda_p < 0{,}68$ na Tabela 4. As previsões mais conservadoras ocorreram para os casos de seção crítica esbelta, principalmente naqueles em que λ_p é levemente superior a 0,68. No entanto, essa tendência não foi observada nos casos $bm3-11X_41a$ (quando $P_1 = 3P_2$), que apresentaram carga última sempre superior a 90% de $P_{u,c}$. Esse é o único caso em que a seção crítica está localizada na região de ligação entre viga e coluna, onde os modelos em elementos de casca e de pórtico destoam significativamente. Ao contrário do que poderia ser esperado, não ocorreram desvios significativos dos resultados na análise avançada. Isso é atribuído à grande magnitude da carga vertical P_1, que provoca

comportamento axial predominante para atingir ϵ_{csm}, garantindo pouca influência da interação entre viga e coluna.

5. Conclusão

Os exemplos estudados mostraram que a capacidade de carga dos pórticos pode ser satisfatoriamente determinadas, indicando que a análise avançada pode ser estendida com segurança para estruturas com seções não compactas através da incorporação dos limites de deformação dados pelo MRC. A melhor adequação se deu nas estruturas com seções semicompactas, onde os resultados se aproximaram dos obtidos pelos modelos mais sofisticado usados como referência. Nesses casos, a consideração de algum nível de plastificação antes da flambagem leva a ganhos significativos em relação à capacidade de carga determinadas pelos procedimentos normativos, que ficam restritos à análise elástica. Apesar do relativo conservadorismo quando a falha ocorre em seções esbeltas, o emprego da análise avançada para a determinação da capacidade resistente das estruturas ainda se mostra interessante por eliminar o procedimento laborioso de checagem individual dos membros, que é característico dos métodos usuais de projeto. De forma geral, a análise avançada com limites de deformação se mostra como uma metodologia promissora para o projeto estrutural, sendo uma abordagem intermediária entre a simplicidade e conservadorismo das técnicas usuais de projeto e a alta complexidade de modelagem e demanda computacional da análise através de elementos finitos de casca.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo suporte oferecido na realização deste trabalho.

7. Referências Bibliográficas

ABAQUS. **Analysis user's guide**. Dassault Systemes, Simulia Corp, Providence RI, USA, 2017.

AFSHAN, S.; GARDNER, L. **Structural design for non-linear metallic materials**. Engineering Structures**.** 28(6), 926–934, 2006.

AFSHAN, S.; GARDNER, L. **The continuous strength method for structural stainless-steel design**. Thin-Walled Structures, 68, 42 – 49, 2013.

AVERY, P.; MAHENDRAN, M. **Analytical benchmark solutions for steel frame structures subject to local buckling effects**. Advances in Structural Engineering, 3(3), 215 – 229, 2000a.

AVERY, P.; MAHENDRAN, M. **Distributed plasticity analysis of steel frame structures comprising non-compact sections**. Engineering Structures, 22:901-919, 2000b.

AVERY, P.; MAHENDRAN, M. **Large-scale testing of steel frame structures comprising non-compact sections**. Engineering Structures, 22(8), 920 – 936, 2000c.

EN 1993-1-1, **Eurocode-3: Design of steel structures — part 1-1: General rules and rules for buildings**., European Committee for Standardization, 2005.

FIEBER, A.; GARDNER, L.; MACORINI, L. **Design of structural steel members by advanced inelastic analysis with strain limits**. Engineering Structures, 199, 109624, 2019a.

FIEBER, A.; GARDNER, L.; MACORINI, L. **Formulae for determining elastic local buckling half-wavelengths of structural steel cross-sections**. Journal of Constructional Steel Research, 159, 493 – 506, 2019b.

GARDNER, L.; NETHERCOT D. A. **Stainless steel structural design: a new approach**. The Structural Engineer. 82(21), 21–28, 2004.

GARDNER, L.; FIEBER, A.; Macorini, L. **Formulae for calculating elastic local buckling stresses of full structural cross-sections**. Structures, 17, 2–20, 2019a.

GARDNER, L. **The continuous strength method**, Proc. Instit. Civ. Eng**.** 161(3), 127–133, 2008.

GARDNER, L.; YUN, X.; FIEBER, A.; MACORINI, L. **Steel design by advanced analysis: material modeling and strain limits**. Engineering, 5(2), 243–249, 2019b.

NBR-8800. ABNT NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, 2008.

ROJAHN, É. **Análise Avançada de Estruturas de Aço Utilizando Limites de Deformação Baseados no Método da Resistência Contínua**. Dissertação de Mestrado, PPGEC-UFRGS, Porto Alegre, 2020.

YUN, X.; GARDNER, L. **Stress-strain curves for hot-rolled steels**. Journal of Constructional Steel Research, 133, 36–46, 2017.

ZHAO, O.; AFSHAN, S.; GARDNER, L. **Structural response and continuous strength method design of slender stainless steel cross-sections**. Engineering Structures, 140, 14–25, 2017.

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 15/03/2020
Aprovado: 11/10/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 161-180 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção em perfis cartola usando Redes Neurais Artificiais

Durval de Oliveira Pinto Neto[1], Patrícia dos Santos Andrade[1*], Koji de Jesus Nagahama[2], Anderson de Souza Matos Gádea[2], Mônica Batista Leite[2]
[1] Mestre da Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, s/n, Novo Horizonte, Feira de Santana, 44036-900, eng.durvalneto@gmail.com
[1]*patriciadossantosandrade@gmail.com
[2] Professor Doutor da Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, s/n, Novo Horizonte, Feira de Santana, 44036-900, koji@uefs.br, gadea@uefs.br, mleite.uefs@gmail.com

Determination of conventional elastic distortional buckling stress at top-hat section using Artificial Neural Networks

Resumo
Os perfis de aço formados a frio (PFF), por apresentarem elevada esbeltez local e seção transversal aberta, estão sujeitos a instabilidades locais, distorcionais e globais. A ABNT NBR 14762:2010 normatiza os procedimentos de cálculo desses elementos estruturais sem, entretanto, estabelecer um método simplificado para determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}). Este trabalho tem como objetivo gerar equações para determinação da σ_{dist} em PFF com seção transversal do tipo cartola, sujeitos à compressão centrada e flexão simples. As equações propostas foram obtidas por meio de uma rede neural artificial (RNA), cujos dados foram fornecidos por um programa baseado na Teoria de Viga Generalizada (GBT). Os resultados obtidos foram comparados com os resultados numéricos e analíticos encontrados na literatura técnica, demonstrando a viabilidade das equações para determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção.

Palavras-chave: *flambagem distorcional, rede neurais artificiais, perfis formados a frio.*

Abstract
Cold-formed profiles (CFP) are subjected to local, distortional and global instabilities due to high local slenderness and open cross section. The ABNT NBR 14762:2010 standardizes the procedures for calculating these structural elements; however, it does not establish a simplified method for the conventional elastic distortional buckling stress (σ_{dist}) determination. Thus, this paper aims to develop equations to determine the σ_{dist} in CFP top-hat sections under centered compression and bending. The proposed equations were obtained through an artificial neural network (ANN) using a dataset provided by a software based on Generalized Beam Theory (GBT). The results were compared with several numerical and analytical data found in the technical literature and demonstrate the viability of the equations in determining σ_{dist}.

Keywords: *distortional buckling, artificial neural networks, cold-formed steel profiles.*

* autor correspondente

1 Introdução

A utilização dos perfis formados a frio (PFF) teve início no Brasil no final da década de 60, em indústrias, edifícios comerciais e residenciais, em substituição aos perfis laminados por conta da escassez de laminados leves no mercado (Chodraui, 2003).

Os PFF, também conhecidos como perfis de chapas dobradas são produzidos em chapas de aço com elevada esbeltez. Estes perfis apresentam seção transversal aberta e se caracterizam por serem susceptíveis a ocorrência de instabilidades locais, globais e distorcionais.

A flambagem distorcional foi relatada pela primeira vez por Van der Maas (1954) no contexto de colunas de PFF de seção cartola. Van der Maas (1954) descreveu o fenômeno como um modo "local" distinto, com uma configuração deformada caracterizada pela flexão de bandas simultâneas e movimentos laterais do conjunto formado pela mesa e enrijecedor de borda (Figura 1). Posteriormente, observou-se que, o fenômeno da flambagem distorcional, é caracterizado pela rotação e possível translação do conjunto formado pela mesa e enrijecedor de borda comprimidos.

Figura 1 - Fenômeno da flambagem distorcional

Segundo a ABNT NBR 14762:2010, o modo de flambagem distorcional pode ocorrer como modo crítico de instabilidade, a depender das relações geométricas das seções transversais dos perfis. Porém, a norma brasileira 14762:2010, que trata do dimensionamento dos PFF, não apresenta um método para cálculo da tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}), limitando-se a indicar que este valor pode ser obtido por meio de uma análise de estabilidade elástica. Por isso, muitas pesquisas foram realizadas para estudar a estabilidade de PFF utilizando metodologias númerico-computacionais. Tavares *et al.* (2016), Pérez (2003), Casafront *et al*. (2011), Chodraui (2006), entre outros, realizaram ensaios de compressão e flexão para analisar a estabilidade em PFF. No entanto, realizar esse tipo de ensaio, em quantidade relevante, é muito dispendioso, tanto com relação ao tempo gasto, quanto com relação ao custo para realização dos ensaios.

Diversos métodos numérico-computacionais têm sido utilizados para o estudo da flambagem distorsional, tais como: o método dos elementos finitos, usado em Casafront *et al.* (2009) e Tavares *et al.* (2016); o Método das Faixas Finitas, utilizado em Schafer (2000), Nagahama (2003), Pierin (2011), Schafer (2012); e a Teoria Generalizada de Vigas (GBT), adotado em Davies e Jiang (1996) e Silvestre e Camotim (2004a; 2004b). Esses métodos conseguem reproduzir o comportamento de estabilidade de PFF obtidos em laboratório, possibilitando a obtenção da resistência à flambagem de grande quantidade de perfis, com redução de custo e de tempo. Além desses métodos, o método semianalítico de Hancock (1997) também tem sido usado para determinar a tensão convencional de flambagem elástica por distorção, tendo em vista que esse método apresentou baixo percentual de erros (até 8%). No entanto, há dificuldades na utillização do método do Hancock (1997), principalmente em projetos de médio a grande porte, porque a análise de estabilidade seria realizada por meio de verificação do tipo barra por barra, configurando-se como um processo exaustivo e impraticável diante da alta competitividade do mercado.

Um método alternativo para se obter a σ_{dist} é a aplicação das redes neurais artificiais (RNA), as quais têm sido amplamente utilizadas no ramo da engenharia como metodologia de pesquisa para solução de problemas complexos e não-lineares, especialmente em estudos envolvendo estabilidade de PFF (Mukherjee *et al*., 1996; El-Kassas *et al.,* 2001, 2002; Pala, 2006; Dias e Silvestre, 2011; Pinto Neto, 2017; Pinto Neto *et al.,* 2017). As RNA são técnicas computacionais que apresentam um modelo matemático inspirado na estrutura neural (cérebro humano), que realiza o aprendizado através da experiência, sendo capazes de reconhecer, associar e generalizar padrões. Dessa forma, a modelagem de um fenômeno utilizando uma RNA é não-paramétrica e faz uso somente de amostragens de valores de entrada e saída do sistema, sem necessitar o entendimento dos fatores que influenciam no fenômeno na construção de uma modelagem de comportamento (Pinto Neto, 2017).

Dentre os autores que utilizaram as RNA para previsão da σ_{dist}, pode-se citar: Pala (2006), que extraiu uma equação capaz de calcular a σ_{dist} em perfis U enrijecidos sujeitos à compressão centrada, cujos dados de saída utilizados para treinamento foram obtidos segundo o Método das Faixas Finitas, e obteve erros próximos a 11%; Dias e Silvestre

(2011), que obtiveram uma equação capaz de calcular, com boa aproximação, a tensão convencional de flambagem elástica por distorção em tubos elípticos sob compressão; e Tohidi e Sharifi (2015), que investigaram a flambagem distorcional em perfis I de aço e desenvolveram fórmulas precisas capazes de calcular a tensão convencional de flambagem elástica por distorção; Pinto Neto (2017) que desenvolveu equações para σ_{dist} de perfis com seção transversal U enrijecido sob flexão simples e compressão centrada, encontrando para ambos casos erros inferiores a 7%; Pinto Neto *et al*., (2017) que obtiveram equações de σ_{dist} de perfis Z enrijecido sob compressão e flexão simples com erros inferiores a 6% para cada equação.

Desse modo, o objetivo deste trabalho é determinar equações capazes de prever a tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}) em perfis de aço formado a frio do tipo Cartola, sujeitos à compressão centrada e flexão simples, com uso as redes neurais artificiais.

2 Materiais e Métodos

Para determinação das equações capazes de prever a σ_{dist}, faz-se necessário conhecer as etapas para execução dessa tarefa, quais sejam: (i) definição do problema; (ii) geração dos dados para treinamento da RNA; (iii) definição da topologia da RNA (iv) treinamento das RNA; (v) validação da rede e (vi) obtenção das equações.

O tipo de seção transversal estudada no presente trabalho é o perfil cartola submetido à compressão centrada e à flexão simples. Destaca-se que, para este tipo de perfil, não há disponível uma metodologia simplificada para cálculo da $\sigma_{dist.}$

Para a realização das análises, considerou-se que todos os perfis estudados teriam suas extremidades simplesmente apoiadas e com empenamento livre, pois essa é a condição mais desfavorável quando se trata de capacidade de resistência à flambagem. Foi considerado também que as tensões convencionais de flambagem elástica por distorção foram calculadas para o comprimento crítico (L_{cr}), que é o comprimento associado a uma tensão mínima (Silvestre; Camotim, 2004). Além disso, para perfis sob flexão, foi adotado que a flexão ocorreria no eixo assimétrico dos perfis, com os enrijecedores comprimidos.

Para a geração dos dados de entrada que estão relacionados à geometria dos perfis e o dado de saída; isto é, as tensões convencionais de flambagem elástica por distorção, foi necessário a adoção de um método que possibilitasse uma análise de estabilidade elástica, como sugerido pela NBR 14762:2010, uma vez que não se dispõe de dados experimentais em quantidade suficiente para realização do ajuste do modelo. Dentre os métodos mais utilizados na literatura com essa finalidade, destacam-se o Método das Faixas Finitas e a Teoria Generalizada de Vigas.

O Método das Faixas Finitas é um método semianalítico, caracterizado pela divisão do perfil em faixas, considerando-se que as propriedades mantêm-se constantes ao longo do comprimento do mesmo. Com isso, comparando-o ao método dos elementos finitos, há uma redução do número de graus de liberdade e de "esforço" computacional (Nagahama, 2003). São utilizadas duas funções de interpolação diferentes: polinômios de grau cúbico na seção transversal e, ao longo de toda extensão do perfil, funções do tipo *Spline* ou trigonométricas, sendo que essas funções interpoladoras têm de se adaptar às condições de contorno das extremidades do perfil. Dessa forma, as tensões ao longo do comprimento do perfil podem ser determinadas sem desconsiderar o efeito da interação entre os modos de flambagem.

Já a Teoria Generalizada de Vigas (*Generalized Beam Theory*) considera um perfil como uma associação de placas. Dessa forma, a discretização e a configuração da deformada de um perfil é dada como uma combinação linear dos modos de deformação multiplicada por suas respectivas funções de amplitude (Silvestre *et al.,* 2001). Isso possibilita a obtenção do modo distorcional em seu estado "puro", isto é, sem o efeito do acoplamento entre os modos local, distorcional e global. Como o enfoque desse estudo é determinar uma equação para a tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}) sem a influência de nenhum outro modo de flambagem, o programa baseado na GBT desenvolvido por Silvestre e Camotim (2004b) foi adaptado para gerar os dados de entrada e saída relacionados a perfis de seção cartola para o treinamento das RNA. Dessa forma, com o auxílio desse programa e em decorrência da implementação computacional, foram obtidos diretamente os valores de σ_{dist} sem a necessidade de detecção de valores mínimos associados a flambagem por distorção (Silvestre; Camotim, 2004).

Os parâmetros de entrada adotados para a construção dos modelos foram: altura da alma (b_w); largura da mesa (b_f); comprimento de enrijecedor de borda (d); e espessura dos perfis (t), conforme apresentado na Figura 2. Já, como parâmetro de saída, foi adotado o valor da tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}).

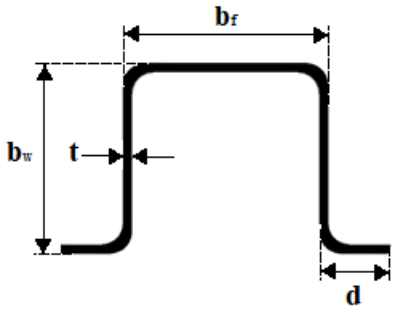


Figura 2 - Parâmetros da seção transversal

A definição dos limites máximos e mínimos dos parâmetros dos perfis analisados, apresentados na Tabela 1, foi realizada por meio de uma busca em catálogos de fabricantes e na literatura técnica. Os intervalos em que os parâmetros da seção variaram foram escolhidos de tal forma que se obtivesse uma quantidade de perfis representativa. No total, o número de perfis cujos parâmetros enquadram-se nos limites estabelecidos na Tabela 1, foi de 1.332.579 seções transversais distintas.

Tabela 1 - Valores limites (máximos e mínimos) dos parâmetros da seção transversal

Parâmetros	Intervalo de Valores	Intervalo
b_w	50 a 300 mm	5 mm
b_f	40 a 300 mm	5 mm
d	10 a 150 mm	5 mm
t	1 a 5 mm	0,25 mm

Nem todas as seções geradas por meio do auxílio do programa baseado na GBT são usuais na indústria da construção, por exemplo, o perfil de 300x40x10x5 mm. Por isso, foi aplicado ao conjunto de dados obtidos, a restrição de forma (ii). Além disso, as normas ABNT NBR 14762:2010, ABNT NBR 6355:2012, AS/NZS:2005, Eurocode 3 parte 1-3:2012 e AISI S-100:2012, para dimensionamento de estruturas em PFF, estabelecem também valores-limites (restrições) para o uso desses tipos de perfis, quais sejam:

(i) $\left(\frac{b_f}{t} \leq 60\right)$ (ii) $\left(0{,}5 \leq \frac{b_f}{b_w} \leq 3{,}2\right)$ (iii) $\left(\frac{b_w}{t} \leq 260\right)$

(iv) $\left(0{,}1 \leq \frac{d}{b_w} \leq 0{,}3\right)$ (v) $\left(5 \leq \frac{d}{t} \leq 50\right)$ (vi) $f_u \leq 570$ MPa

(vii) $\left(0{,}2 \leq \frac{d}{b_f} \leq 0{,}6\right)$

Foi observado que, os perfis que apresentam a mesma razão geométrica entre os parâmetros da seção transversal, quais sejam: $\left(\frac{b_f}{b_w}\right)$, $\left(\frac{b_w}{t}\right)$ e $\left(\frac{d}{b_w}\right)$ possuem os mesmos valores de tensão convencional de flambagem elástica por distorção (Pinto Neto, 2017). Por isso, foram adotadas essas relações geométricas como variáveis de entrada das RNA, em contraponto à utilização da altura da alma (b_w), largura da mesa (b_f), comprimento de enrijecedor de borda (d) e espessura dos perfis (t). Consequentemente, foi possível diminuir o número de variáveis de entrada, de quatro para três, resultando na redução do tamanho da equação gerada. Portanto, conforme apresentado na Figura 3, como dados de entrada da RNA, têm-se as relações entre os parâmetros geométricos da seção transversal e como dados de saída, σ_{dist} .

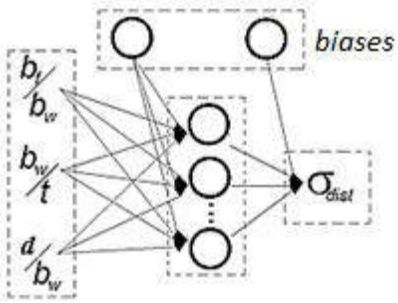


Figura 3 - Topologia das RNA

Os dados de entrada adotados são equivalentes aos impulsos nervosos em neurônio humano biológico e são ponderados com os pesos sinápticos. Os pesos sinápticos são parâmetros da RNA que detêm informação sobre o problema a ser resolvido. A informação contida nos pesos sinápticos é obtida pela RNA por meio da ponderação de um neurônio a outro, sendo ajustada ao longo da transferência da informação da entrada à saída. O resultado da ponderação entre os dados de entrada e os pesos sinápticos é conduzida a uma função de transferência, que pode ser sigmoide logarítmica, tangente hiperbólica ou linear. A saída da função de transferência é influenciada externamente pelas *biases*, impedindo que a saída da RNA seja nula quando todas as entradas são iguais a zero, por exemplo (Araújo, 2015).

Com a adoção dessas novas variáveis e imposição das restrições, foi possível a redução da quantidade de seções para 21.222 submetidas à compressão e 6.883 seções sujeitas à flexão simples. Esses perfis foram utilizados para o treinamento das RNA.

As boas respostas obtidas por esse tipo de RNA nos problemas envolvendo estabilidade de PFF em diversos estudos, como (Hagan; Menhaj, 1994), El-Kassas *et al.* (2001; 2002), Pala (2006), Pinto Neto (2017) e Pinto Neto *et al.* (2017), demonstram a viabilidade de redes do tipo *feedforward* com *backpropagation*. Do mesmo modo, também foi utilizado o algoritmo de Levenberg-Marquardt, que, segundo Hagan e Menhaj (1994) apresentam resultados eficientes.

El-Kassas *et al.* (2001; 2002) observaram que redes de uma única camada se mostram mais vantajosas, porque as diferenças entre os erros obtidos entre essas e as redes multicamadas, diante do esforço computacional realizado, foram muito pequenas.

O número de neurônios para a camada intermediária foi estabelecido desde dois até seis neurônios, respeitando-se o teorema de Kolmogorov-Nielsen (Hecht-Nielsen, 2002). As funções de transferência utilizadas foram a tangente hiperbólica na camada intermediária e a linear para a camada de saída. Ao todo foram treinadas 10 RNA, sendo 5 RNA para perfis sujeitos à compressão centrada e 5 RNA para perfis sujeitos à flexão simples.

3 Análise das Redes Neurais Artificiais - Compressão

A Tabela 2 mostra um resumo dos resultados das RNA treinadas cujos perfis estão submetidos à compressão centrada. Pode-se observar o coeficiente de determinação (R^2), maior erro positivo e negativo, bem como a distribuição do percentual de erros.

Tabela 2 - Resumo de resultados das RNA para perfis submetidos à compressão

Número de Neurônios (Camada Intermediária)	R^2	Maior Erro Negativo (%)	Maior Erro Positivo (%)	Número de perfis com erros maiores que:				
				1%	2%	5%	7%	10%
2	0,99	-18,26	9,00	15.561	10.700	2.260	1.023	362
3	1,00	-2,73	5,78	2.568	187	1	0	0
4	1,00	-2,13	2,38	506	3	0	0	0
5	1,00	-1,75	1,30	101	0	0	0	0
6	1,00	-0,99	1,28	8	0	0	0	0

Pela Tabela 2, nota-se que as RNA com seis neurônios na camada intermediária foram as que obtiveram melhor treinamento, pois apresentaram perfis com percentuais de

erros absolutos menores que 2%. O responsável por esse melhor treinamento dessas RNA perante as demais foi o maior número de neurônios na camada intermediária. Devido a sensibilidade das RNA ao erro, foi necessário estipular em 10% o erro máximo admitido para as análises, tendo como base os erros obtidos em outros trabalhos de determinação de σ_{dist} realizados por: Hancock (1997), que apresentou erros máximos de 8%; Silvestre e Camotim (2004b), com erros menores que 7%; Pala (2006) com erros da ordem de 11%; Pinto Neto (2017) com erros inferiores a 7%; e Pinto Neto *et al.* (2017) com erros de até 6%. Assim, optou-se por adotar a RNA com três neurônios na camada intermediária. As demais RNA com quatro, cinco e seis neurônios na camada intermediária também apresentam erros inferiores a 10%, mas a RNA com três neurônios na camada intermediária possibilita a obtenção de uma menor expressão analítica para realizar o cálculo da σdist se comparada com as demais, devido ao menor número de neurônios na camada intermediária, sendo esse um segundo critério de escolha.

A Figura 4 apresenta o coeficiente de determinação (R^2) do modelo adotado; isto é, a rede com três neurônios na camada intermediária. Observa-se que o coeficiente de determinação é igual a 1 e todos os dados encontram-se bem próximos da linha de ajuste do gráfico, demonstrando um bom ajuste desse modelo de RNA ao conjunto de dados utilizados para treinamento.

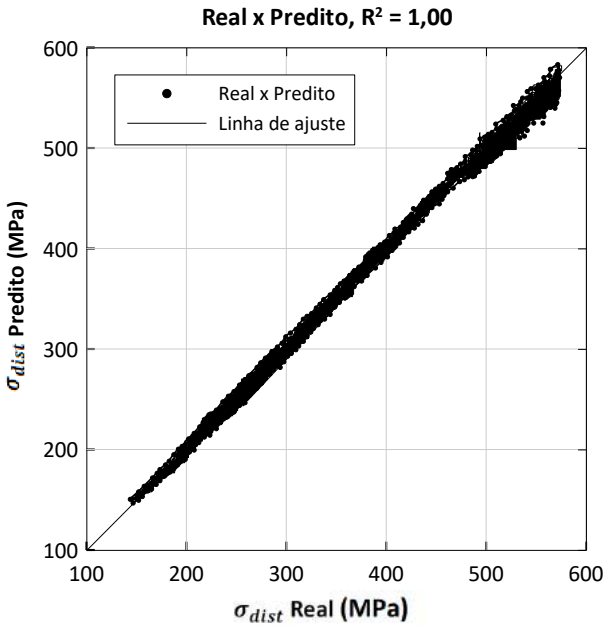


Figura 4 - Coeficiente de determinação (R^2) da RNA com 3 neurônios na camada intermediária – Compressão centrada

O histograma de distribuição de erro obtido com o treinamento do modelo escolhido é apresentado na Figura 5. Observa-se uma concentração de perfis para erros entre -1% a 1%, o que corresponde a 87,9% dos perfis treinados.

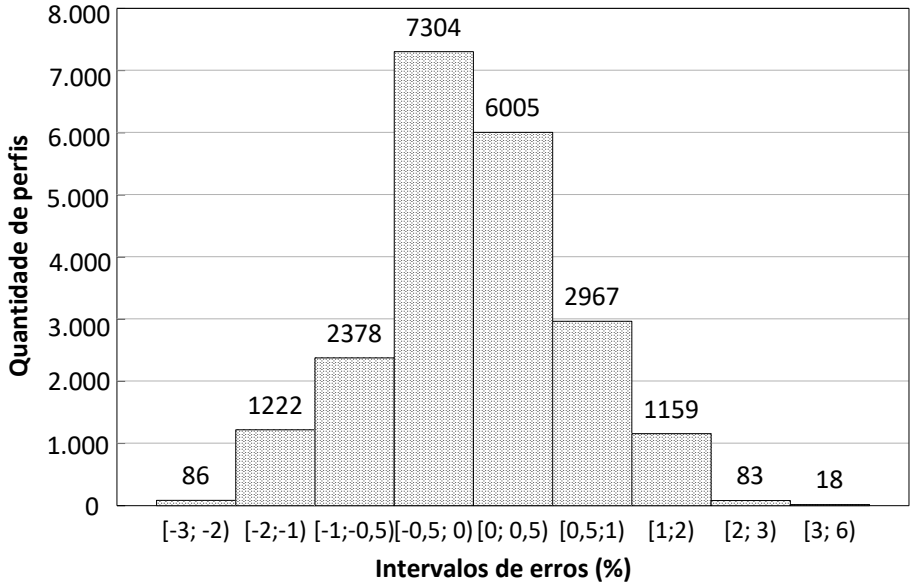


Figura 5 - Histograma de distribuição de erro para as RNA com três neurônios na camada intermediária – Compressão centrada

3.1 Validação – Compressão centrada

Após a escolha do modelo adotado, torna-se necessária a observação da sua capacidade de predição. Para isso, o modelo de RNA com três neurônios na camada intermediária, uma adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b) para perfis cartola, o CUFSM (Schafer, 2012), o método de Lau e Hancock (1987) e o INSLOD (Nagahama, 2003) foram aplicados a perfis estudados por Schafer (2000), Lu (2000) e Lau e Hancock (1990) de modo a evidenciar a capacidade de predição das RNA para determinar a tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}) em comparação com outros métodos de cálculo utilizados na literatura. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3.

Pela análise dos resultados da Tabela 3, a RNA apresenta boas correlações com a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b), o CUFSM (Schafer, 2012), o método de Lau e Hancock (1987) e o INSLOD (Nagahama, 2003). As correlações mais próximas da unidade estão relacionadas à comparação da RNA adotada com a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b), resultado esperado em função da base de dados ter sido gerada com a metodologia da GBT apresentada por Silvestre

e Camotim (2004b). A comparação com o INSLOD (Nagahama, 2003) apresenta a segunda menor média, seguida do CUFSM (Schafer, 2012) pois ambos programas são baseados no Método das Faixas Finitas. Os resultados da comparação com o método de Lau e Hancock (1987) são mais conservadores em função do método semianalítico proposto pelos autores.

Tabela 3 - Comparação dos valores de tensão convencional de flambagem elástica por distorção obtidos da RNA com métodos numéricos e analíticos da literatura – Compressão centrada

	Parâmetros da Seção Transversal								Métodos Numéricos			
	b_w (mm)	b_f (mm)	d (mm)	t (mm)	b_f/b_w	b_w/t	d/b_w	σ_{dist} RNA (MPa)	σ_{dist} RNA / Sil. e Cam. adap. (2004b)	σ_{dist} RNA / CUFSM (Schafer, 2012)	σ_{dist} RNA / Lau e Hancock (1987)	σ_{dist} RNA / INSLOD (Nagahama, 2003)
Schafer (2000)	100	50	10	1,5	0,50	66,67	0,10	293,21	1,01	0,98	1,07	1,01
	100	50	15	1,5	0,50	66,67	0,15	398,89	1,00	0,98	1,13	1,00
	75	40	8,8	1,5	0,53	50,00	0,12	429,92	1,01	0,98	1,07	1,00
	80	50	10	1,5	0,63	53,33	0,13	331,77	0,99	0,97	1,05	0,99
	80	50	12	1,5	0,63	53,33	0,15	384,48	1,00	0,98	1,08	1,00
	80	50	15	1,5	0,63	53,33	0,19	449,28	1,00	0,95	1,12	1,00
	63	40	9,1	0,9	0,63	70,00	0,14	267,68	1,00	0,98	1,09	1,00
Lu (2000)	100	75	15	1,5	0,75	66,67	0,15	225,04	0,98	0,97	1,05	0,99
	80	80	20	1,5	1,00	53,33	0,25	280,46	0,99	0,95	1,08	1,00
Lau e Hancock (1990)	83,8	71,6	10,1	1,666	0,85	50,30	0,12	193,61	0,90	0,89	0,92	0,90
	84,2	72,2	10,1	1,976	0,86	42,61	0,12	240,38	0,93	0,91	0,93	0,92
	78,4	81,5	10,7	2,38	1,04	32,94	0,14	269,73	0,95	0,94	0,93	0,92
Média									0,98	0,96	1,05	0,98
Desvio padrão									0,034	0,029	0,074	0,039
Coeficiente de variação									3,50%	3,03%	7,07%	3,95%

3.2 Equação para o cálculo da σ_{dist} – Compressão centrada

Como a validação demonstrou que a RNA adotada para o fenômeno possui boa capacidade de generalização, foi obtida a equação para essa RNA. Então, a Equação 1 apresentada é capaz de determinar a tensão convencional de flambagem elástica por distorção para perfis de aço formados à frio com seção transversal do tipo cartola sob compressão centrada.

$$\sigma_{dist} = \frac{9350671}{537}\tanh(k1) - \frac{44984917}{3331}\tanh(k2) - \frac{5008783}{375}\tanh(k3) + \frac{6322663}{660} \qquad (1.a)$$

$$k1 = \left(\frac{5084}{7507}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{3050}{485539}\left(\frac{b_w}{t}\right) + \frac{85263}{37127}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{97436}{130203}\right) \quad (1.b)$$

$$k2 = \left(\frac{83297}{85563}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{2854}{397841}\left(\frac{b_w}{t}\right) + \frac{26524}{26405}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{28282}{59257}\right) \quad (1.c)$$

$$k3 = \left(\frac{43001}{85177}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{5575}{178489}\left(\frac{b_w}{t}\right) - \frac{25925}{23306}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{23289}{20399}\right) \quad (1.d)$$

As Equações 1.a, 1.b, 1.c e 1.d para o cálculo de σ_{dist} são diretas, não iterativas, baseadas em operações matemáticas básicas e foram obtidas com uma ferramenta que constrói modelos de comportamentos com base em uma amostra de dados de entrada e saída, sem necessitar de análise ou conhecimento dos fenômenos.

4 Análise das Redes Neurais Artificiais – Flexão Simples

Um resumo dos resultados das RNA treinadas é apresentado na Tabela 4, na qual se pode observar o coeficiente de determinação (R^2), maior erro positivo e negativo, bem como a distribuição dos perfis nas faixas de erros absolutos considerados.

Tabela 4 - Resumo de resultados das RNA de perfis submetidos à flexão simples

Número de Neurônios (Camada Intermediária)	R^2	Maior Erro Negativo (%)	Maior Erro Positivo (%)	Número de perfis com erros maiores que:			
				0,5%	1,0%	2,0%	3,0%
2	1,00	-3,42	2,99	6.883	1.123	152	11
3	1,00	-2,79	2,38	6.883	443	41	0
4	1,00	-0,79	1,92	6.883	15	0	0
5	1,00	-0,36	0,47	6.883	0	0	0
6	1,00	-0,15	0,21	6.883	0	0	0

Pela Tabela 4, observa-se que a melhor RNA treinada foi a com seis neurônios na camada intermediária, apresentando um R^2 de 1,00 e erros absolutos máximos positivos de 0,21% e negativos de -0,15%. No entanto, foi escolhida a RNA com dois neurônios na camada intermediária, pois o maior erro absoluto obtido por essa RNA foi de 3,42%, que é inferior aos percentuais de erros obtidos por Hancock (1997), Silvestre e Camotim (2004b), Pala (2006) e Pinto Neto (2017). Outra motivação para a escolha da RNA com dois neurônios na camada intermediária foi o número de neurônios na camada intermediária, uma vez que a quantidade de neurônios na camada intermediária

influencia no número de termos da equação obtida com o auxílio de RNA. Dessa forma, foram analisados o gráfico do coeficiente de determinação e o histograma de distribuição de erros somente da RNA adotada. O gráfico de regressão, apresentado na Figura 6, apresenta o ajuste da RNA com dois neurônios na camada intermediária e função de transferência tangente hiperbólica ao conjunto de dados estudados.

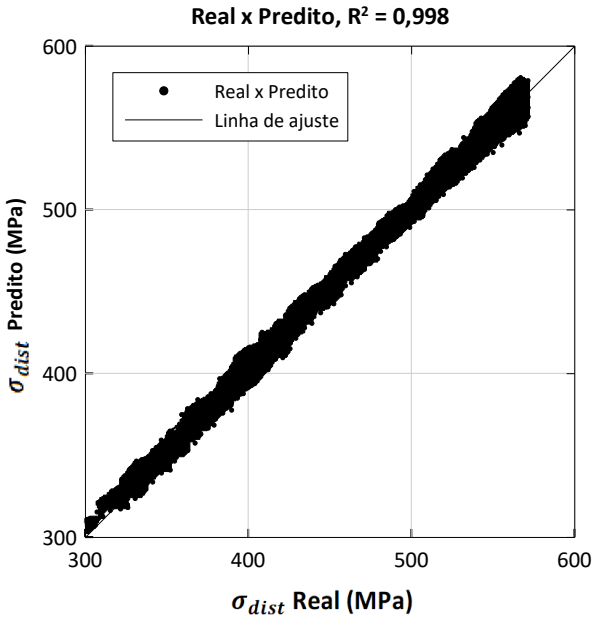


Figura 6 - Coeficiente de determinação (R^2) da RNA – Flexão simples

O histograma de distribuição de erros da mesma RNA, por sua vez, presente na Figura 7, mostra a distribuição de perfis nos intervalos de erros analisados. Pela Figura 7, observa-se que 93,3% dos perfis possuem erros de até ±1%.

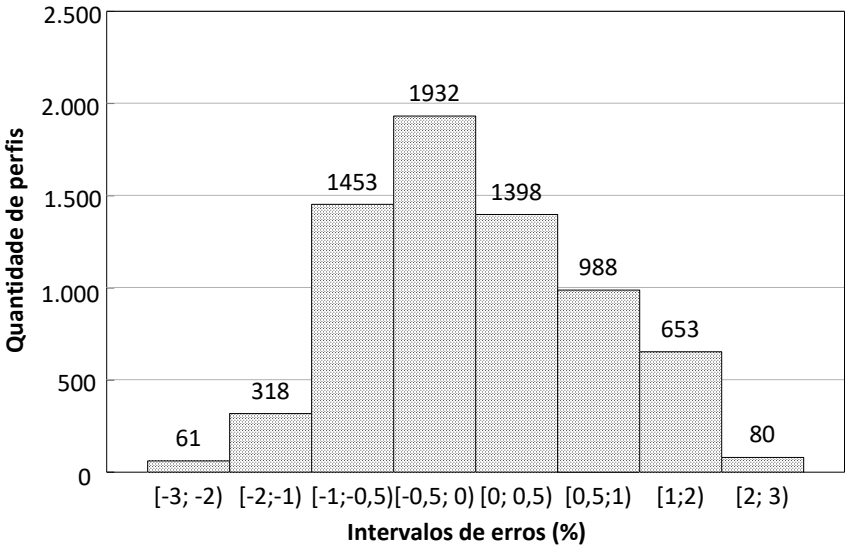


Figura 7 - Histograma de distribuição de erro para as RNA com dois neurônios na camada intermediária – Flexão simples

A partir do gráfico do coeficiente de determinação (Figura 6) e do histograma de distribuição de erros, é possível perceber que esse modelo de RNA ajusta-se bem ao fenômeno e ao conjunto de dados estudados. Entretanto, ainda foi necessário validá-lo com a aplicação em resultados numéricos e analíticos obtidos, para avaliar se essa RNA consegue realizar boas generalizações com relação a dados de entrada não usados durante o treinamento.

4.1 Validação – Flexão simples

Com a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b) para perfis cartola, o CUFSM (Schafer, 2012) e INSLOD (Nagahama, 2003), foi realizada a validação da RNA treinada com dois neurônios na camada intermediária e a tangente hiperbólica como função de transferência. Tanto esses métodos como a RNA adotada foram aplicados aos perfis estudados por Schafer (2000), Lu (2000) e Lau e Hancock (1990), sendo a comparação dos valores de tensão convencional de flambagem elástica por distorção obtidos da RNA com os métodos numéricos apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 - Comparação dos valores de tensão convencional de flambagem elástica por distorção obtidos da RNA com métodos numéricos - Flexão simples

	Parâmetros da Seção Transversal								Métodos Numéricos		
	b_w (mm)	b_f (mm)	d (mm)	t (mm)	b_f/b_w	b_w/t	d/b_w	σ_{dist} RNA (MPa)	σ_{dist} RNA / Sil. e Cam. Adap. (2004b)	σ_{dist} RNA / CUFSM (Schafer, 2012)	σ_{dist} RNA / INSLOD (Nagahama, 2003)
Schafer (2000)	100	50	10	1,5	0,50	66,67	0,10	553,36	0,98	1,18	1,25
	80	50	10	1,5	0,63	53,33	0,13	575,18	0,96	1,19	1,24
	63	40	9,1	0,9	0,63	70,00	0,14	479,99	1,00	1,27	1,33
Lu (2000)	100	75	15	1,5	0,75	66,67	0,15	404,34	1,01	1,27	1,33
	80	80	20	1,5	1,00	53,33	0,25	549,46	1,01	1,46	1,53
Lau e Hancock (1990)	83,8	71,6	10,1	1,67	0,85	50,30	0,12	377,84	1,01	1,23	1,27
	84,2	72,2	10,1	1,98	0,86	42,61	0,12	435,96	0,97	1,17	1,21
	78,4	81,5	10,7	2,38	1,04	32,94	0,14	436,82	0,91	1,07	1,08
Média									0,98	1,23	1,28
Desvio padrão									0,035	0,113	0,128
Coeficiente de variação									3,50%	9,20%	10,00%

As relações entre a RNA e a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b) obtiveram resultados próximos ou iguais a unidade, uma vez que os dados usados para o treinamento das RNA são oriundos desse programa. Os valores de tensão relativa das

RNA com o CUFSM (Schafer, 2012) e o INSLOD (Nagahama, 2003) que se mostraram distantes da unidade (superior a 1,10 ou inferior a 0,90), por sua vez, indicam a ocorrência de interação modal na maioria dos perfis apresentados na Tabela 5, uma vez que as RNA treinadas são sensíveis a este efeito.

A interação entre modos, segundo Nagahama (2003), pode ocorrer basicamente de quatro formas distintas: modo local de placa com modo global, modo distorcional com modo global, modo local de placa com modo distorcional e modo global, e modo local de placa com modo distorcional. Exemplificando, foi realizada uma análise do comportamento de flambagem do perfil 80x80x20x1,5 mm ao longo do comprimento, utilizando o CUFSM (Schafer, 2012), pois este perfil foi um dos que obtiveram maior erro em percentual entre todos os perfis usados para validação do modelo de RNA adotado. A Figura 8 apresenta a curva de flambagem e as curvas dos modos local de placa, distorcional e global "puros" do perfil 80x80x20x1,5 mm.

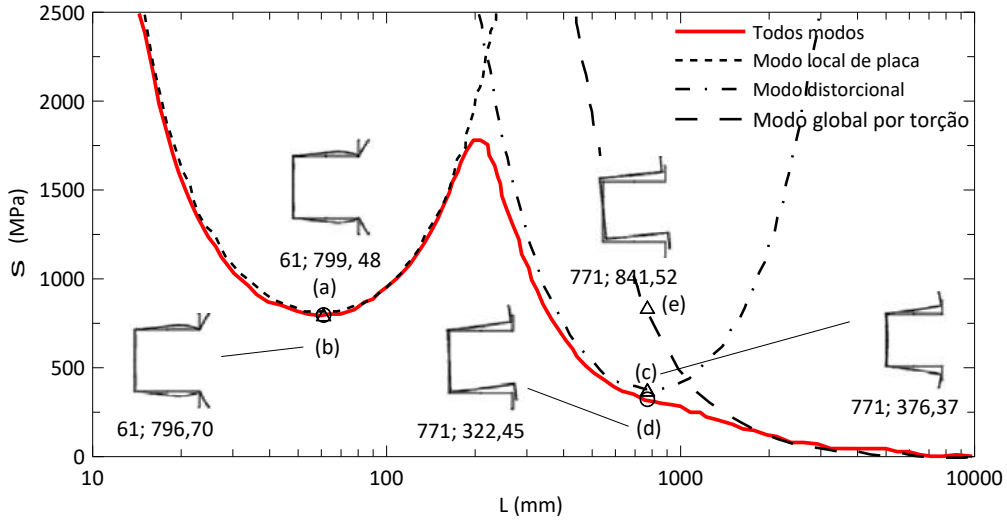


Figura 8 - Curva de flambagem do perfil 80x80x20x1,5 mm - Interação entre modos de flambagem

O ponto (**a**) refere-se ao ponto de mínimo associado aos modos local de placa (MPL) "puro". O ponto (**b**), por sua vez, é o primeiro ponto de mínimo da curva de flambagem do perfil 80x80x20x1,5 mm e está associado ao modo local de placa (MPL) sob a influência da interação modal. Pela Figura 8, há quase uma sobreposição entre os pontos (**a**) e (**b**) para o comprimento de 61 mm, o que indica que nesse ponto a participação de outros modos de flambagem é muito pequena de forma que a flambagem ocorreria quase que totalmente devido ao modo local de placa.

O valor de mínimo para a flambagem elástica por distorção no estado "puro" é representado pelo ponto (**c**). A curva que contém esse ponto foi obtida por meio da aplicação de uma restrição de deslocabilidade nas "dobras" entre a mesa e alma do perfil. Essa restrição implicou no aumento da rigidez da seção transversal e consequente elevação da tensão de flambagem em comparação ao ponto (**d**), aproximando-se do valor real da tensão convencional de flambagem elástica por distorção (Schafer, 2012), conforme ponto (**c**) na Figura 8. A aplicação de outras restrições de deslocabilidade, para além da supracitada, aproxima ainda mais os dois valores, mas não é o objetivo desse trabalho.

Com a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b), foi obtido um comprimento crítico de flambagem de 771 mm (ponto **d**) que, pela hipótese adotada, estaria associado a tensão convencional de flambagem elástica por distorção. A deformada apresentada no ponto (**d**) se aproxima da deformada do modo global por torção no ponto (**e**), indicando que em L=771 mm há uma interação distorcional-global, conforme apresentado na Figura 8, com dominância do modo global por torção na seção transversal.

4.2 Equação para o cálculo da σ_{dist} – Flexão

A equação obtida da RNA com dois neurônios na camada intermediária e com função de transferência tangente hiperbólica, capaz de determinar a tensão convencional de flambagem elástica por distorção dos perfis de aço formados a frio, do tipo cartola, sujeitos à flexão simples é apresentada na Equação 2.

$$\sigma_{dist} = -\frac{11089935}{388}\tanh(k1) - \frac{8931966}{577}\tanh(k2) + \frac{6822033}{155} \tag{2.a}$$

$$k1 = \left(\frac{19775}{47826}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{2883}{221534}\left(\frac{b_w}{t}\right) - \frac{100043}{37005}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{11321}{5536}\right) \tag{2.b}$$

$$k2 = \left(\frac{87499}{62829}\left(\frac{b_f}{b_w}\right) + \frac{1561}{550409}\left(\frac{b_w}{t}\right) - \frac{30969}{16075}\left(\frac{d}{b_w}\right) + \frac{13767}{9424}\right) \tag{2.c}$$

Assim como as equações para σ_{dist} em perfis cartola sob compressão, as Equações 2.a, 2.b e 2.c também são diretas e, para serem aplicadas, não necessitam de iteração. Ressalta-se que para a aplicação dessas equações não é necessário a realização de análise prévia do fenômeno, uma vez que as RNA são ferramentas que possibilitam a

identificação de comportamentos por meio de uma amostra de dados de entrada e saída.

5 Conclusões

Esse trabalho apresentou equações para determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção em perfis de aço formado a frio, do tipo cartola, sujeitos à compressão centrada e flexão simples, com condições de apoio que simulam articulações e empenamento livre. A equação capaz de prever a σ_{dist} foi obtida por meio de uma RNA desenvolvida com o MATLAB®. Os dados de treinamento da RNA foram obtidos pelo programa computacional baseado no método da Teoria Generalizada de Vigas, constituindo-se como dados de entrada as relações dos parâmetros da seção transversal $\left(\frac{b_f}{b_w}\right)$, $\left(\frac{b_w}{t}\right)$ e $\left(\frac{d}{b_w}\right)$. As RNA foram treinadas com o algoritmo de aprendizagem *backpropagation* associado com a regra de atualização de Levenberg-Marquardt com uma camada intermediária. O número de neurônios na camada intermediária variou de dois a seis neurônios e a função de transferência na camada intermediária foi a tangente hiperbólica e a linear na camada de saída. Ao final, as RNA foram validadas por resultados numéricos e analíticos consagrados na literatura como, a adaptação do programa de Silvestre e Camotim (2004b) para perfis cartola, CUFSM (Schafer, 2012), Lau e Hancock (1987) e INSLOD (Nagahama, 2003).

O treinamento de todas as RNA mostrou-se satisfatório, pois as mesmas em geral obtiveram bom ajuste ao fenômeno e apresentaram erros inferiores ao valor de 10%, estabelecido como erro máximo, com base nos percentuais de erros encontrados nos estudos de Hancock (1997), Silvestre e Camotim (2004b), Pala (2006), Pinto Neto (2017) e Pinto Neto *et al.* (2017). Tanto para a RNA em que os perfis foram considerados sob compressão centrada como para a RNA com perfis sujeitos à flexão simples, foi verificada uma boa capacidade de generalização, pois as RNA escolhidas para ambos os casos apresentaram bom ajuste ao conjunto de dados e erros pequenos durante a validação.

Além disso, conclui-se que perfis cujas seções transversais possuem a tendência de apresentarem interação entre modos de flambagem podem ter erros elevados quando aplicado os modelos de RNA escolhidos. E, como foi usado como base para treinamento

das RNA, as tensões convencionais de flambagem elástica por distorção em seu estado "puro", as equações propostas também obtêm as tensões nessa situação. Muito embora, o efeito da interação entre modos tenha sido observado durante a validação da equação, tanto para perfis sob flexão simples quanto para os perfis submetidos à compressão centrada. Por outro lado, é importante ressaltar que as equações apresentadas nesse trabalho permitem a aplicação da σ_{dist} no Método da Resistência Direta, que exige o valor da σ_{dist} no denominado modo "puro".

Ainda assim, salienta-se a necessidade de maiores estudos sobre o efeito da interação modal envolvendo perfis cartola e utilizando a mesma metodologia empregada nesse trabalho, visto que as RNA treinadas para determinar σ_{dist} no estado "puro" apresentaram sensibilidade a este efeito.

As equações de σ_{dist} obtidas podem ser utilizadas na confecção de tabelas, com o uso de planilhas eletrônicas, para facilitar o dimensionamento de PFF com seção transversal cartola, ou incorporadas em programas de cálculo estrutural, não sendo necessário o uso de um programa de RNA. E, embora as equações para a tensão convencional de flambagem elástica por distorção não tenham um tamanho tão pequeno quanto se almejava, as mesmas são bastante menores e apresentam maior precisão dos resultados que outras equações sugeridas pela literatura, como é o caso das equações do Lau e Hancock (1987).

As restrições definidas nesta metodologia são tão importantes quanto as equações apresentadas, uma vez que as mesmas também são necessárias para a aplicação da RNA na obtenção de equações que auxiliem na determinação de variáveis de problemas de engenharia. As equações obtidas são válidas para todos os perfis cartola de uso estrutural, pois no treinamento das RNA foram utilizados somente perfis que atendem as especificações das normas para PFF com seção transversal cartola.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e à FAPESB – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia, pelo apoio ao PPGECEA para o desenvolvimento desse trabalho e pela concessão das bolsas de mestrado.

7 Referências bibliográficas

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. North American specification for the design of cold-formed steel structural members **(AISI-S100-12).** Washington, DC: AISI, 2012.

ARAÚJO, T. M. A. **Redes neurais incorporadas a métodos numéricos para solução de problemas de engenharia estrutural**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro, 2012.

AUSTRALIAN / NEW ZEALAND STANDARD (2005). **AS/NZS 4600:2005**: Cold-formed steel structures. 2005.

BSI. **Eurocode 3**. Design of steel structures — Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (BSEN1993-1-5:2006). Londres, 2012.

CASAFRONT, M.; MARIMON, F.; PASTOR, M. Calculation of pure distortional elastic buckling loads of members subjected to compression via the finite element method**. Thin-walled Structures**, v. 47, p. 701-729, 2009.

CASAFRONT, M; PASTOR, M. M.; ROURE, F.; PEKOZ, T. An experimental investigation of distortional buckling of steel storage rack columns. **Thin-walled Structures**, v. 49, p. 933-946, 2011.

CHODRAUI, G. M. B. **Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados à frio submetido à compressão centrada e à flexão**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2003.

CHODRAIU, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aços formados a frio submetidos à compressão**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo/ São Carlos, São Carlos, 2006.

DAVIES, J. M.; JIANG, C. Design of thin-walled columns for distortional buckling. **Coupled Instabilities in Metal Structures** (CIMS'96), v. 1, p.165-172, 1996.

DIAS, J.; SILVESTRE, N. A neural network based closed-form solution for the distortional buckling of elliptical tubes. **Engineering Structures**, v. 3, p. 2015-2024, 2011.

EL-KASSAS, E. M. A.; MACKIE, R. I.; EL-SHEIKH, A. I. Using Neural networks to predict the design load of cold-formed steel compression members. **Advances in Engineering Software**, v. 33, p. 713-719, 2002.

EL-KASSAS, E. M. A.; MACKIE, R. I.; EL-SHEIKH, A. I. Using neural networks in cold-formed steel design. **Computers and Structures**, v. 79, p.1687-1696, 2001.

HAGAN, M. T.; MENHAJ, M. B. Training feedforward networks with the Marquardt algorithm. **IEEE Transactions on Neural Networks**, v. 5, p. 989-993, 1994.

HANCOCK, G. J. Design for distortional buckling of flexural members. **Thin-Walled Structures**, v. 27, p. 3–12, 1997.

HECHT-NIELSEN, R. Theory backpropagation neural networks. *In*: INTERNATIONAL 1989 JOINT CONFERENCE ON NEURAL NETWORKS, 1989, Washington, DC. Institute of Electrical and Electronic Engineers (IEEE), 2002.

LAU, S. C. W.; HANCOCK G. J. Inelastic buckling of channel columns in the distortional mode. **Thin Walled Structures**, v. 10, p. 59-84, 1990.

LAU, S. C. W.; HANCOCK, G. J. Distortional buckling formulas for channel columns. **Journal of Structural Engineering,** v. 113, p. 1063–78, 1987.

LU, W. **Neural network model for distortional buckling behaviour of cold formed steel compression members.** Ph.D. thesis. Helsinki University of Technology, 2000.

MUKHERJEE, A.; DESHPANDE, J. M.; ANMALA, J. Prediction of buckling load using artificial neural networks. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, p. 1385-1387, 1996.

NAGAHAMA, K. J. **Analise de estabilidade local em perfis de seção aberta em aço e em resina reforçada com fibra de vidro.** 2003. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

PINTO NETO, D. O. **Formulação para determinação da tensão de flambagem distorcional em perfis de aço formados a frio utilizando redes neurais artificiais.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2017.

PINTO NETO, D. O.; NAGAHAMA, K. J.; GÁDEA, A. S. M. Determinação da tensão elástica de flambagem distorcionais em perfis Z enrijecidos. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 14, n. 3, p. 78-102, 2017.

PALA, M. A new formulation for distortional buckling stress in cold-formed steel members. **Journal of Constructional Steel Reseach**, v. 62, p. 716-722, 2006.

PÉREZ, S. V. S. **Análise experimental da instabilidade distorcional em perfis de paredes finas e seção aberta sob força de compressão excêntrica**. 2003. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

PIERIN; I. **A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio.** 2011. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SCHAFER, B. W. Distortional buckling of cold-formed steel columns**.** Washington (DC): **Final Report to the American Iron and Steel Institute**, 2000.

SCHAFER, B. W. **CUFSM 4.05** — Finite Strip buckling analysis of thin-walled members**.** Baltimore, U.S.A.: Department of Civil Engineering, Johns Hopkins University, ⟨http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/⟩; 2012.

SILVESTRE, N.; SIMÃO, P.; CAMOTIM, D.; SILVA, L. Aplicação da Teoria Generalizada de Vigas (GBT) à análise de estabilidade de perfis de aço enformados a frio. *In*: ENCONTRO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA, 3, 2001, Aveiro. Anais […] Guimarães: Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2001. p. 617-626.

SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. Distortional buckling formulae for cold-formed steel C and Z-section members: Part I—Derivation. **Thin-Walled Structures**, v. 42, p. 1567–1597, 2004a.

SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. Distortional buckling formulae for cold-formed steel C- and Z-section members: Part II — Validation and application. **Thin-Walled Structures**, v. 42, p. 1599–1629, 2004b.

TAVARES, M. M.; MONTEIRO, F. C.; GONÇALVES, J. F. Ensaio de carga de perfil metálico formado a frio de seção cartola. *In*: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2016, São Paulo. Anais […].

TOHIDI, S.; SHARIFI, Y. Neural network for inelastic distortional buckling capacity assessment of steel I-beams. **Thin Walled Structures**, v. 94, p. 359-371, 2015.

VAN DER MAAS, C. J. Charts for the calculation of the critical compressive stress for local instability of columns with hat sections. **Journal of the Aeronautical Sciences,** v. 21, p. 399–403, 1954.

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 27/05/2020
Aprovado: 01/11/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 181-200 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Influência do efeito de confinamento na capacidade resistente de pilares mistos tubulares circulares

Thiago Damasceno Silva[1*], Tarniê Vilela Nunes Narques[2] e André Luis Christoforo[3]

[1] Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, damasceno.tds@gmail.com
[2] Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, tarnie.projetos@gmail.com
[3] Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, alchristoforo@ufscar.br

Concrete confinement effect on filled composite steel and concrete columns

Resumo

Neste trabalho apresenta-se uma análise comparativa sobre a influência do efeito de confinamento do concreto em pilares mistos tubulares circulares, considerando as especificações técnicas propostas pelas normas de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1 (Eurocode 4). O dimensionamento de um pilar misto tubular circular com esbeltez variável é desenvolvido, cuja força axial resistente de cálculo é obtida a partir dos procedimentos apresentados pelas duas normas, sendo verificada a contribuição na capacidade resistente possibilitada pelo modelo de confinamento do Eurocode 4. A partir da consideração do modelo de confinamento, maiores forças resistentes de compressão axial foram obtidas para pilares curtos, com esbeltez relativa inferior a 0,5, devido ao efeito de confinamento do concreto.

Palavras-chave*: efeito de confinamento do concreto, pilares mistos tubulares, dimensionamento estrutural.*

Abstract

This work presents a comparative analysis on the influence of the concrete confinement effect on circular concrete-filled steel tube (CFST) columns, considering the technical specifications proposed by ABNT NBR 8800:2008 and EN 1994-1 (Eurocode 4). The design of a CFST column with variable slenderness is developed, whose resistance to compression is obtained from the procedures presented by both codes, and the contribution allowed by Eurocode 4 concrete confinement model is verified. With the consideration of the confinement model, higher resistances to compression were obtained for short columns, with a relative slenderness lower than 0.5, due to the confinement effect of the concrete.

Keywords: concrete confinement effect, concrete filled columns, structural design.

* autor correspondente

1 Introdução

Pilares mistos de aço e concreto são elementos estruturais formados por perfil de aço e concreto armado que trabalham conjuntamente. A classificação dos pilares mistos ocorre em função da distribuição do concreto em relação ao perfil de aço, sendo considerados como parcialmente ou totalmente revestidos por concreto, ou, no caso dos perfis tubulares de aço, como completamente preenchidos por concreto (ABNT, 2008).

A grande vantagem das estruturas mistas de aço e concreto é o aumento de resistência e rigidez que proporcionam em relação às estruturas isoladas e típicas de aço e concreto armado, o que pode contribuir para o melhor aproveitamento dos materiais (JOHNSON, 2004).

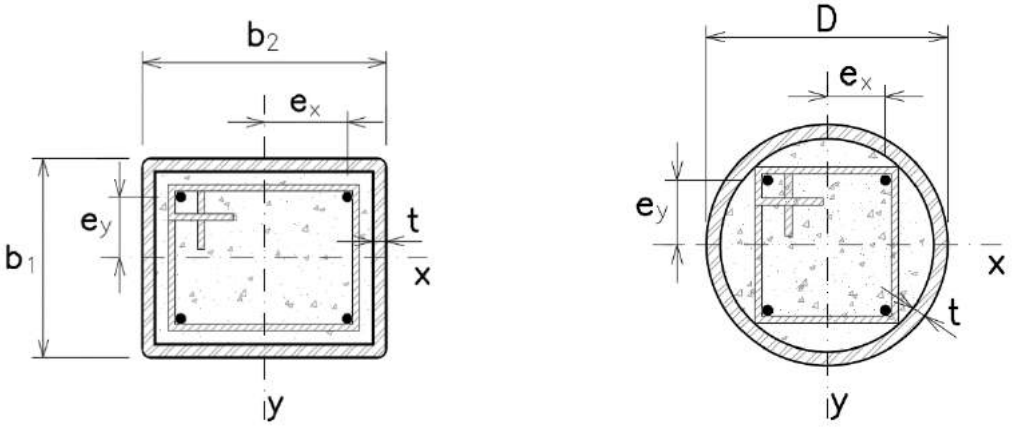
Os pilares mistos podem ser aplicados com eficiência no caso de edifícios de andares múltiplos (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016), principalmente nos níveis mais baixos de térreo e subsolo, locais em que as solicitações chegam aos pilares com maior intensidade.

Devido à superior capacidade resistente e considerando as necessidades de suportar solicitações consideráveis, as dimensões proporcionadas pela seção transversal do pilar misto podem ser menores que as de um pilar convencional em concreto armado, sendo possível notar que muitos edifícios altos construídos nas últimas décadas empregam pilares mistos de aço e concreto. Apesar disso, a aplicação dos pilares mistos não deve ser observada como restrita a edifícios altos, pois além da capacidade estrutural, a adoção desse sistema é favorável para a velocidade construtiva e economia de materiais (BAHRAMI; BADARUZZAMAN; OSMAN, 2013).

Em relação a pilares mistos com seção transversal preenchida, constituídos por perfis tubulares metálicos preenchidos com concreto, diversas vantagens podem ser verificadas. O perfil tubular de aço possibilita confinamento do núcleo de concreto, o que pode conferir maior resistência à compressão e capacidade de deformação desse material (DE NARDIN; EL DEBS, 2007). Por esse motivo, a capacidade resistente axial dos pilares mistos preenchidos pode ser entendida como superior à soma das capacidades isoladas do tubo de aço e do núcleo de concreto. Outro detalhe importante se refere à

atuação do tubo como fôrma e sua capacidade para suportar cargas iniciais de construção, o que contribui para reduzir o custo total de execução (GUPTA, 2014).

As seções transversais típicas de pilares mistos preenchidos são indicadas na Figura 1, e essencialmente dependem do perfil tubular empregado, que pode ser retangular (Figura 1a) ou circular (Figura 1b).



(a) (b)

Figura 1 – Seções transversais de pilares mistos preenchidos com perfil tubular de aço retangular (a) e circular (b)

Um dos critérios que influencia diretamente o comportamento de pilares mistos preenchidos é o efeito de confinamento do núcleo de concreto promovido pelo perfil tubular de aço. Esse efeito provoca uma modificação nos estados de tensão do núcleo de concreto e do tubo de aço, influenciando a capacidade resistente do pilar misto (XIAO; HE; CHOI, 2005).

O efeito de confinamento do concreto nos pilares mistos preenchidos tem sido investigado por meio de estudos teóricos e experimentais, e algumas normas técnicas de dimensionamento de estruturas mistas adotam modelos para sua consideração. É o caso da norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4), que propõe modelo de confinamento para pilares mistos com perfil tubular circular preenchido e esbeltez relativa menor ou igual a 0,5. Já a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, por outro lado, não menciona modelos específicos para consideração do confinamento do concreto em pilares mistos no geral, conforme também foi observado por Lubas et al. (2012).

Neste trabalho é apresentada uma comparação dos critérios normativos da ABNT NBR 8800:2008 e do EN 1994-1-1 relacionados ao efeito de confinamento do concreto em pilares mistos com seção transversal tubular de aço preenchida com concreto, com base numa abordagem numérica. É apresentado o dimensionamento de um pilar misto tubular circular com esbeltez variável, efetuado de acordo com os procedimentos de cálculo apresentados nas duas normas, em que a força resistente do pilar é calculada em função da esbeltez reduzida e o efeito do confinamento proposto pela norma europeia é numericamente avaliado. O objetivo do trabalho é verificar se o efeito de confinamento do concreto pode provocar diferenças consideráveis na capacidade resistente de um pilar com as propriedades mencionadas.

2 Efeito de confinamento do concreto em pilares mistos preenchidos

Nos pilares mistos preenchidos, o efeito do confinamento surge devido ao estado triaxial de tensões desenvolvido no núcleo de concreto. O perfil de aço não exerce confinamento sobre o núcleo de concreto nos primeiros estágios de carregamento, uma vez que o coeficiente de Poisson do aço é superior ao do concreto (HU et al., 2003). Com o aumento da solicitação e das deformações longitudinais, a expansão lateral do concreto é maior que a do aço e originam-se pressões radiais na interface entre os dois materiais. A partir disso, o concreto envolvido pelo perfil tubular permanece sob estado triplo de tensões, enquanto o perfil tubular permanece em estado duplo de tensões. Adicionalmente, o perfil de aço passa a transferir esforços para o núcleo de concreto por não conseguir manter sua resistência ao escoamento devido ao estado duplo de tensões.

Em geral, o grau de acréscimo proporcionado pelo efeito de confinamento na capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos depende de vários fatores, principalmente das dimensões do perfil tubular, do índice de esbeltez do pilar misto, da excentricidade da força, da resistência dos materiais e da forma da seção transversal (DE NARDIN; EL DEBS, 2007).

Em termos de forma, o perfil tubular circular é considerado mais eficiente em relação à contribuição do confinamento do concreto para a capacidade resistente do pilar, pois a pressão de confinamento é uniformemente distribuída nessa seção (Figura 2a).

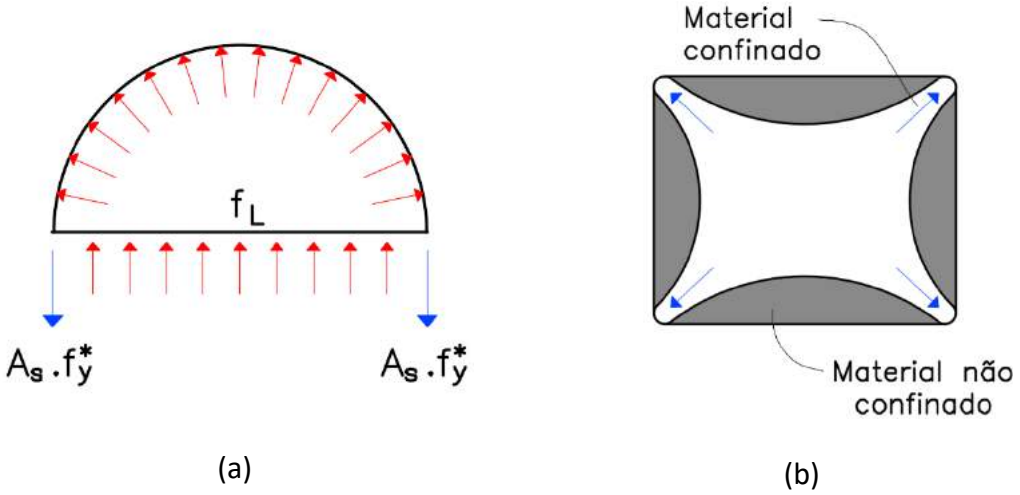


Figura 2 – Comportamento quanto ao confinamento do concreto conforme (a) perfil tubular circular e (b) perfil tubular retangular

No caso de pilares com perfil tubular quadrado ou retangular, como a distribuição de tensão não apresenta configuração uniforme, ocorre um arqueamento do concreto confinado na região central e concentração nos cantos (Figura 2b). Investigações experimentais sugerem que o confinamento promovido pelos perfis tubulares quadrados ou retangulares contribui muito pouco para a capacidade resistente do pilar misto preenchido (HUANG; LONG; CAI, 2008).

Após estudos analíticos do efeito de confinamento nos pilares mistos preenchidos, Gardner e Jacobson (1967) apresentaram a Equação 1 para o cálculo da pressão radial interna de confinamento σ_r. Nessa equação, t é a espessura do perfil tubular, r é o raio do perfil tubular e σ_t é a tensão anelar no perfil tubular.

$$\sigma_r = \frac{t}{r} \cdot \sigma_t \tag{1}$$

A tensão anelar no tubo σ_t é calculada a partir do critério da máxima tensão cisalhante, conforme Equação 2. Nessa equação, f_y representa a resistência do aço do perfil tubular ao escoamento, enquanto σ_{si} é a tensão atuante no perfil.

$$\sigma_t = f_y - \sigma_{si} \tag{2}$$

A resistência à compressão do concreto confinado f_{cc} é determinada conforme Equação 3, em função da resistência à compressão uniaxial f_c e da pressão radial σ_r multiplicada por um parâmetro empírico k.

$$f_{cc} = f_c + k \cdot \sigma_r \tag{3}$$

A partir das equações anteriores é possível determinar a capacidade resistente do pilar com perfil tubular circular preenchido com concreto considerando o efeito do confinamento, conforme Equação 4. As áreas de seção transversal do perfil de aço e do núcleo de concreto são indicadas por A_a e A_c, respectivamente, e P é a força axial resistente.

$$\begin{aligned} P &= A_a \cdot \sigma_{si} + A_c \cdot f_{cc} \\ P &= A_a \cdot \sigma_{si} + A_c \cdot f_c + A_c \cdot k \cdot \sigma_t \cdot \frac{t}{r} \\ P &= A_a \cdot \sigma_{si} + A_c \cdot f_c \cdot \left[1 + k \cdot \frac{t}{r} \cdot \frac{(f_y - \sigma_{si})}{f_c}\right] \end{aligned} \tag{4}$$

Os modelos de confinamento de concreto em pilares mistos preenchidos geralmente são baseados na Equação 4, inclusive o modelo proposto no Eurocode 4, como será visto adiante.

Segundo Schneider (1998), o efeito de confinamento do concreto não é verificado no comportamento de pilares mistos esbeltos, uma vez que o núcleo de concreto e o tubo de aço trabalham independentemente nesse caso. Oliveira et al. (2009) observaram que as tensões de compressão são menores na seção de pilares esbeltos, sendo que a falha por instabilidade pode ocorrer antes da plastificação dos componentes da seção mista, não proporcionando deformações suficientes para mobilizar o efeito de confinamento.

3 Especificações normativas

Nesta seção são apresentadas as especificações técnicas relacionadas à capacidade resistente axial e ao efeito de confinamento do concreto nos pilares tubulares circulares preenchidos, propostas pelas normas de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1 (Eurocode 4).

3.1 Norma brasileira ABNT NBR 8800:2008

Na atual norma brasileira de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto, o efeito de confinamento do concreto não é previsto na determinação dos esforços resistentes dos pilares mistos preenchidos ou nas verificações de segurança.

Na determinação da capacidade resistente do pilar misto preenchido, a norma brasileira permite considerar 95% da resistência à compressão de cálculo do concreto (f_{cd}), sendo empregado um coeficiente (α) com valor igual a 0,95, que multiplica f_{cd}. Para demais seções, incluindo seções tubulares retangulares preenchidas com concreto, o coeficiente α sugerido é igual a 0,85. Logo, o pilar misto com perfil tubular circular é mais vantajoso nesse aspecto, devido à variação possibilitada de 10% no valor de f_{cd}. Além disso, a norma brasileira menciona que o pilar misto com seção preenchida pode ser executado sem qualquer armadura longitudinal, ao contrário dos pilares mistos revestidos, que necessitam de armaduras para evitar a fissuração do concreto.

Assim, no caso do pilar misto com seção transversal circular preenchida com concreto, a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total ($N_{pl,Rd}$) assume a forma indicada na Equação 5.

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot A_a + 0{,}95 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s \tag{5}$$

Na Equação 5, o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço é representado por f_{yd}, enquanto f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto e f_{sd} é a resistência de cálculo das armaduras longitudinais ao escoamento. As áreas de seção transversal do perfil de aço, do concreto e das armaduras longitudinais, são representadas por A_a, A_c e A_s, respectivamente.

3.2 Norma europeia EN 1994-1-1 (Eurocode 4)

Diferente da norma brasileira, a norma europeia EN 1994-1-1 admite o valor integral da resistência à compressão de cálculo do concreto na determinação de $N_{pl,Rd}$ no caso dos pilares mistos preenchidos, de acordo com a Equação 6. Contudo, o mesmo valor de α é adotado no cálculo de pilares mistos parcialmente ou totalmente revestidos.

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot A_a + f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s \quad (6)$$

A norma europeia permite considerar a resistência no caso de pilares mistos com perfil tubular circular preenchido, conforme Equação 7, quando $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ e $e/d \leq 0{,}1$. Nesse caso, $\bar{\lambda}$ é a esbeltez relativa do pilar misto, e é a excentricidade definida pela relação entre os valores de cálculo do momento fletor e da força axial de compressão que solicitam o pilar (M_{ed}/N_{ed}), e d é o diâmetro externo do pilar. Os parâmetros η_a e η_c são definidos como coeficientes de confinamento.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot f_{yd} \cdot A_a + \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}\right) \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s \quad (7)$$

Excluindo a influência da armadura de aço longitudinal, é possível notar a semelhança entre a Equação 7 e a expressão analítica discutida na Equação 4.

O quadrado da esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ é a relação entre a força característica de plastificação total da seção ($N_{pl,Rk}$) e a força crítica de flambagem em relação ao eixo mais desfavorável (N_{cr}). O valor de $\bar{\lambda}$ é calculado a partir da Equação 8. Representativamente, esse parâmetro de esbeltez é equivalente ao índice de esbeltez reduzido λ_0 indicado na norma brasileira. Observa-se que a condição $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ é referente a pilares relativamente curtos ou robustos, uma vez que o valor da esbeltez relativa não ultrapassa um quarto do valor máximo permitido, pois pilares com $\bar{\lambda} > 2{,}0$ não são previstos pela norma europeia.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (8)$$

Na condição de excentricidade nula ($e = 0$), os coeficientes de confinamento η_a e η_c são calculados a partir das Equações 9 e 10, respectivamente. Nesse caso, considera-se $\eta_a = \eta_{ao}$ e $\eta_c = \eta_{co}$.

$$\eta_{ao} = 0{,}25 \cdot \left(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}\right) \qquad \eta_{ao} \leq 1{,}0 \quad (9)$$

$$\eta_{co} = 4{,}9 - 18{,}5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \qquad \eta_{co} \geq 0 \quad (10)$$

Atribuindo valores para a esbeltez reduzida, é possível identificar a variação dos coeficientes de confinamento proposta pela norma europeia. As curvas de variação dos coeficientes de confinamento associados a pilares mistos com perfil tubular circular

preenchido são representadas graficamente na Figura 3, para a condição de excentricidade nula. Observa-se que o coeficiente η_a pode variar entre 0,75 e 1,0, enquanto a variação do coeficiente η_c ocorre no intervalo entre 4,5 e 0 de acordo com o aumento da esbeltez. Dessa forma, o efeito de confinamento produz aumento na resistência do núcleo de concreto e, simultaneamente, uma menor contribuição da resistência do perfil tubular de aço é obtida. Também é possível notar que $\eta_{ao} = \eta_{co} \cong 0{,}9$ quando $\bar{\lambda} = 0{,}3$, sendo o ponto em que as duas curvas se cruzam, aproximadamente, no gráfico.

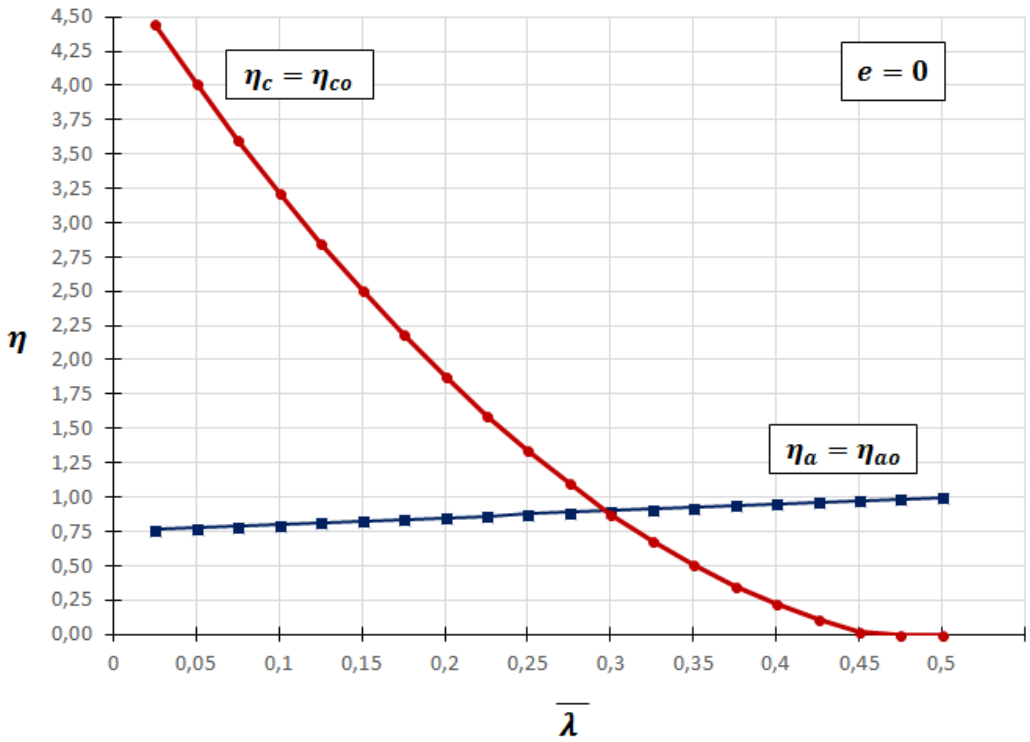


Figura 3 – Variação dos coeficientes de confinamento η_a e η_c na condição de excentricidade nula (e = 0)

Quando $0 < e/d \leq 0{,}1$, os coeficientes de confinamento η_a e η_c são calculados a partir das Equações 11 e 12, respectivamente.

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \cdot \left(10 \cdot \frac{e}{d}\right) \tag{11}$$

$$\eta_c = \eta_{co} \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d}\right) \tag{12}$$

As curvas de variação do coeficiente de confinamento η_a são apresentadas na Figura 4, considerando acréscimos de 0,02 na relação entre a excentricidade e o diâmetro do perfil (e/d). A variação de η_a em função de $\bar{\lambda}$ é linear, segundo as Equações 9 e 11.

Quando a relação e/d atinge o limite máximo permitido (e/d = 0,1), o coeficiente de confinamento η_a torna-se unitário para todo valor de $\bar{\lambda}$ ($\eta_a = 1$).

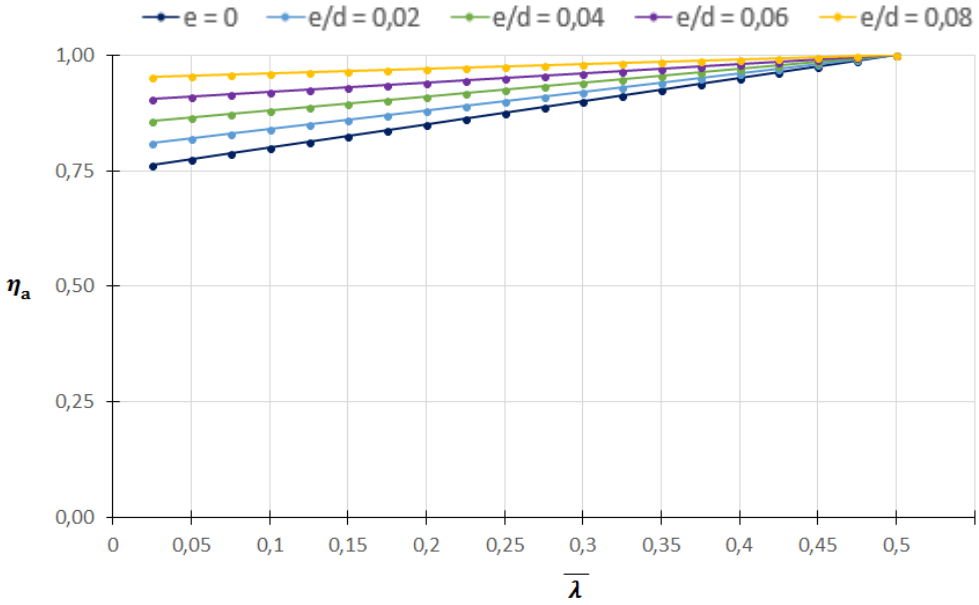


Figura 4 – Curvas de variação dos coeficientes de confinamento η_a considerando excentricidade

A mesma representação é feita para as curvas de variação do coeficiente de confinamento η_c, indicadas na Figura 5, considerando a relação e/d também variando 0,02. A variação η_c em função de $\bar{\lambda}$ é quadrática, de acordo com as Equações 10 e 12. O coeficiente de confinamento η_c é nulo para todo valor de $\bar{\lambda}$ ($\eta_c = 0$) quando a relação e/d atinge o limite máximo permitido (e/d = 0,1).

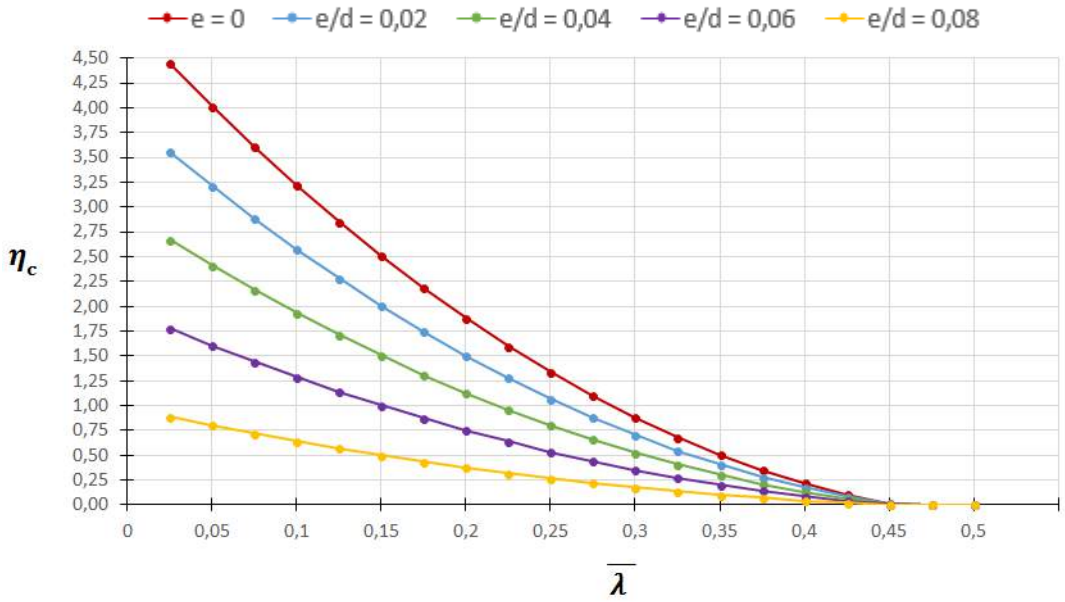


Figura 5 – Curvas de variação dos coeficientes de confinamento η_c considerando excentricidade

4 Verificação do efeito do confinamento do concreto

Nesta seção é apresentado o dimensionamento de pilar misto com perfil tubular circular preenchido por concreto com esbeltez variável. A força de compressão resistente de cálculo desse pilar é determinada de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e o Eurocode 4. Para analisar o efeito de confinamento na capacidade resistente, a esbeltez relativa do pilar varia entre 0,1 até o valor máximo de 0,5 admitido pela norma europeia.

As propriedades do pilar misto preenchido são indicadas na Figura 6, sendo considerados apenas o perfil tubular circular e núcleo de concreto sem o emprego de armadura longitudinal. O perfil tubular utilizado, Tubo 323,8 x 10,0, é fabricado em aço ASTM A501 Grau A, com resistência ao escoamento (f_y) igual a 25 kN/cm² e módulo de elasticidade longitudinal (E_a) igual a 20.000 kN/cm². O concreto se enquadra na classe de resistência C25, possuindo resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 2,5 kN/cm² e módulo de elasticidade longitudinal (E_c) igual a 2.380 kN/cm².

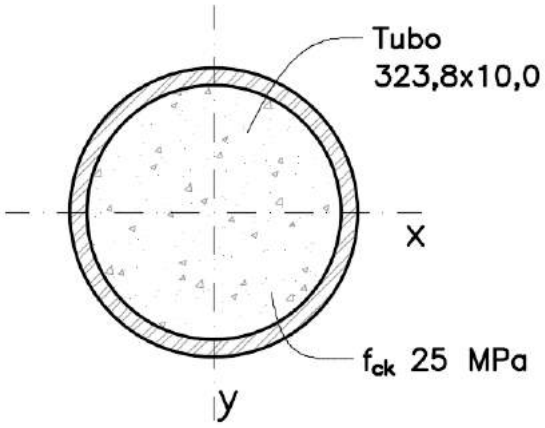


Figura 6 – Propriedades da seção transversal do pilar misto preenchido

As propriedades físicas e geométricas da seção do pilar misto são agrupadas na Tabela 1, com base nas dimensões indicadas na Figura 6.

A rigidez à flexão efetiva da seção transversal pode ser determinada a partir da Equação 13, adotando, de forma conservadora, $E_{c,red} = 0{,}4 \cdot E_c$.

$$(EI)_{ef} = E_a \cdot I_a + 0{,}6 \cdot (0{,}4 \cdot E_c) \cdot I_c \tag{13}$$

Tabela 1 – Propriedades físicas e geométricas da seção transversal do pilar misto

Símbolo	Parâmetro	Valor	Unidade
D	Diâmetro externo do tubo	32,38	cm
d_i	Diâmetro interno do tubo	30,38	cm
t	Espessura do tubo	1,00	cm
A_a	Área de aço (do tubo)	98,60	cm²
I_a	Momento de inércia do aço (eixos x e y)	12.147	cm^4
A_c	Área de concreto (do núcleo)	724,88	cm²
I_c	Momento de inércia do concreto (eixos x e y)	41.814	cm^4
$(EI)_{ef}$	Rigidez à flexão efetiva da seção transversal	$2{,}668 \cdot 10^8$	kN · cm²

A partir do valor obtido para a rigidez à flexão efetiva, é possível calcular os valores de força crítica de flambagem. Dessa forma, o comprimento efetivo do pilar misto, com a seção transversal e as propriedades mecânicas indicadas, pode variar entre 100 cm e 450 cm, aproximadamente, para respeitar o intervalo de esbeltez relativa considerado anteriormente.

Uma vez definidas as propriedades físicas e geométricas da seção, é possível aplicar as equações propostas pelas normas técnicas para determinação da força axial resistente de cálculo do pilar misto.

4.1 Cálculo segundo ABNT NBR 8800:2008

A força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total de pilares mistos preenchidos é calculada empregando a Equação 5, seguindo os critérios da ABNT NBR 8800:2008. O valor de $N_{pl,Rd}$ não varia com a alteração da esbeltez do pilar nesse caso, pois a norma brasileira não aborda modelos de confinamento.

O fator de contribuição do perfil de aço é calculado a partir da Equação 14. A norma brasileira recomenda que seu valor seja superior a 0,2 e inferior a 0,9.

$$\delta = \frac{f_{yd} \cdot A_a}{N_{pl,Rd}} \quad \rightarrow \quad 0{,}2 < \delta < 0{,}9 \tag{14}$$

Os valores obtidos para a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total e o fator de contribuição do perfil de aço são indicados na Tabela 2. O fator de contribuição respeita o intervalo admitido pela norma brasileira.

Tabela 2 – Parâmetros do pilar misto calculados a partir da ABNT NBR 8800:2008

Símbolo	**Parâmetro**	**Valor**	**Unidade**
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total	3.470,6	kN
δ	Fator de contribuição do perfil de aço	0,65	-

Determinada a força de plastificação total da seção e o fator de contribuição do perfil de aço, os valores do fator de redução da resistência podem ser calculados conforme a Equação 15, tendo em vista que a esbeltez reduzida não ultrapassa 0,5. Para valores de λ_0 entre 0,1 e 0,5, o fator de redução χ varia entre 1,0 e 0,9, ou seja, há uma redução da capacidade resistente de no máximo 10%.

$$\chi = 0{,}658^{(\lambda_0{}^2)} \tag{15}$$

A força axial de compressão resistente de cálculo (N_{Rd}) do pilar misto preenchido é determinada conforme a Equação 16, sendo o produto entre o fator de redução (χ) e a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total ($N_{pl,Rd}$).

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \tag{16}$$

A variação da força axial de compressão resistente de cálculo do pilar misto preenchido em função da esbeltez reduzida, determinada segundo a norma brasileira, é indicada na Figura 7. O menor valor obtido para a força resistente foi de 3125,8 kN, relacionado ao índice de esbeltez reduzido de 0,5.

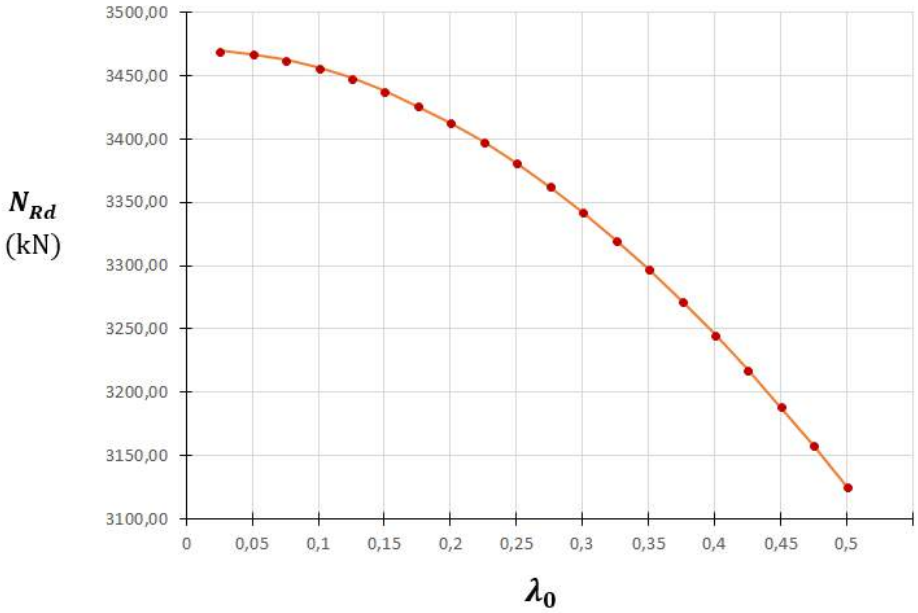


Figura 7 – Variação de N_{Rd} determinada a partir da norma brasileira em função da esbeltez reduzida

4.2 Cálculo segundo EN 1994-1-1 (Eurocode 4)

As fórmulas propostas pelo Eurocode 4 para determinação da força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total dos pilares mistos preenchidos foi apresentada nas Equações 6 e 7. Como o pilar misto proposto atende aos requisitos de perfil tubular circular, o efeito do confinamento pode ser considerado e aplicada a Equação 7 para o cálculo de $N_{pl,Rd}$. Para a excentricidade de carregamento nula, a variação dos coeficientes de confinamento é definida conforme as Equações 9 e 10 e a Figura 3. Considerando a excentricidade e a relação e/d variando até o valor limite de 0,1, esses coeficientes são definidos segundo as Equações 11 e 12 e Figuras 4 e 5.

Os procedimentos para cálculo do fator de contribuição do perfil de aço (δ), do fator de redução (χ) e da força axial de compressão resistente de cálculo (N_{Rd}) são os mesmos apresentados na seção anterior, nas Equações 15, 16 e 17, uma vez que são similares nas duas normas.

A variação da força axial de compressão resistente de cálculo do pilar misto preenchido em função da esbeltez reduzida, determinada segundo a norma europeia, é indicada na Figura 8. Nesse caso, foi desconsiderada a excentricidade da força (e = 0), logo os coeficientes de confinamento são $\eta_a = \eta_{ao}$ e $\eta_c = \eta_{co}$. O menor valor obtido para a

força resistente segundo esses cálculos foi de 3184,1 kN, relacionado ao maior valor de esbeltez reduzida (0,5).

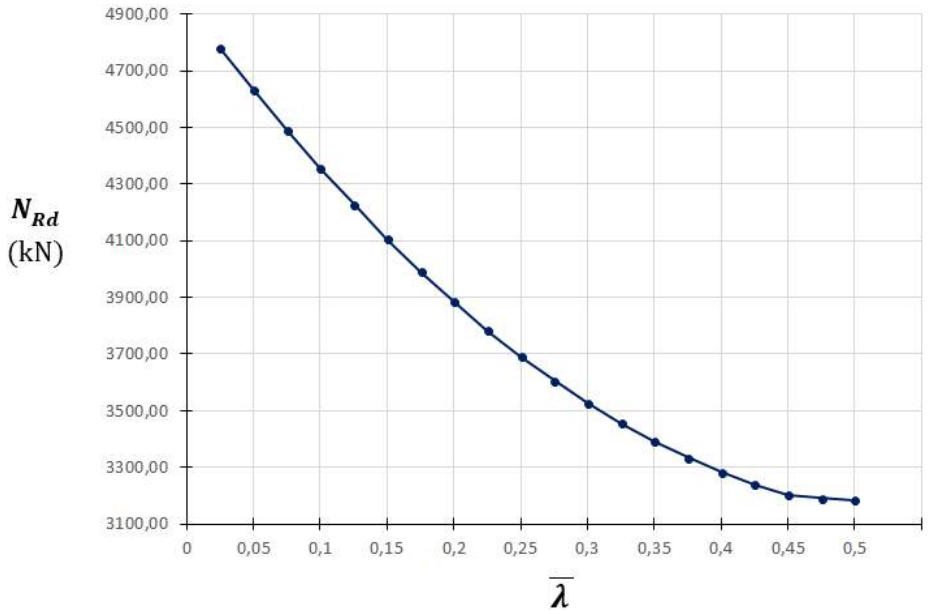


Figura 8 – Variação de N_{Rd} obtida a partir da norma europeia ($e = 0$)

Caso seja considerada a excentricidade da força, os valores obtidos para força axial resistente de cálculo serão menores. Quanto maior a relação e/d, menor é o valor de N_{Rd}. Dessa forma, na Figura 9 são apresentadas quatro curvas de variação de N_{Rd}, para relação e/d de 0,02, 0,04, 0,06 e 0,08. Observa-se que quando e/d atinge o valor limite de 0,1, a Equação 7 recai na Equação 6 e o efeito de confinamento não contribui para a capacidade resistente do pilar misto preenchido.

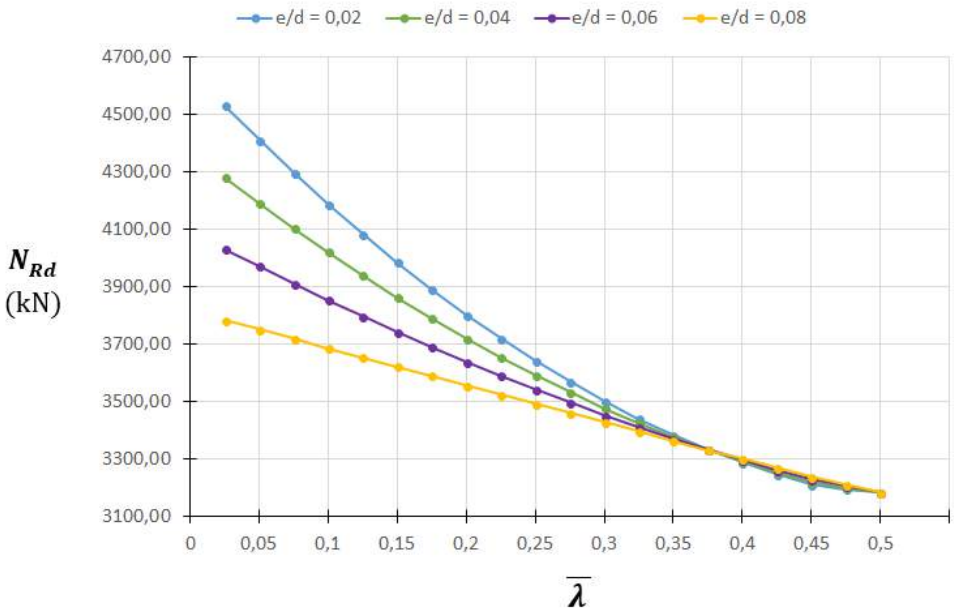


Figura 9 – Variação de N_{Rd} obtida a partir da norma europeia ($e \neq 0$)

4.3 Discussão sobre a análise comparativa

As curvas de variação da força axial de compressão resistente de cálculo (N_{Rd}) determinadas nessa seção são agrupadas no gráfico da Figura 10. Em geral, observa-se que quanto maior a relação e/d, menor é o efeito do confinamento do concreto e menor é a força resistente proporcionada pelo pilar segundo o modelo proposto pelo Eurocode 4. Além disso, é possível notar que o cálculo da força resistente do pilar misto a partir da ABNT NBR 8800:2008 é mais conservador para todos os valores de esbeltez relativa, uma vez que o efeito do confinamento do concreto não é previsto nas diretrizes da norma brasileira. Mesmo nos casos em que a excentricidade da força foi considerada, a força resistente determinada de acordo com a norma europeia foi maior em relação à obtida conforme metodologia da norma brasileira. Apesar disso, quando a esbeltez relativa assume o valor limite de 0,5 para aplicação do modelo de confinamento, a variação notada é pouco significante, menor que 2%.

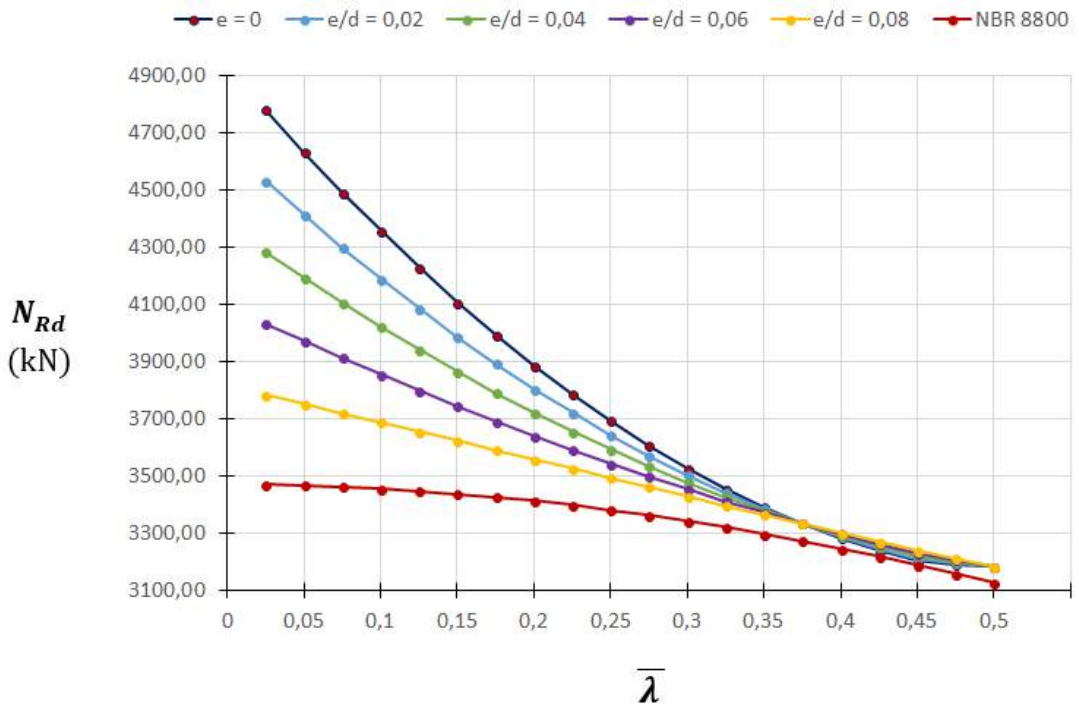


Figura 10 – Variação de N_{Rd} segundo as normas ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 4

A variação percentual da força resistente determinada a partir das duas normas é indicada na Tabela 3, em que foram considerados dez valores de esbeltez relativa, enquanto a diferença percentual foi calculada em relação aos valores obtidos a partir da norma brasileira. Verifica-se que a consideração do modelo de confinamento gera

contribuição significativa na capacidade de pilares curtos, chegando a uma variação de 26% em pilares com esbeltez relativa de 0,1. Contudo, a viabilidade de pilares com esbeltez tão reduzida é questionável no caso de edifícios, uma vez que podem apresentar pouca eficiência em termos de aproveitamento de material e de espaço.

Tabela 3 – Variação percentual de N_{Rd} conforme ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 4

$\bar{\lambda}$	**ABNT NBR 8000:2008** **N_{Rd} (kN)**	**Eurocode 4** **N_{Rd} (kN)**	**Δ (%)**
0,10	3456,09	4356,05	26,0%
0,15	3438,06	4106,67	19,5%
0,20	3412,96	3885,11	13,8%
0,25	3380,97	3692,01	9,2%
0,30	3342,28	3527,58	5,5%
0,35	3297,13	3391,68	2,9%
0,40	3245,78	3283,77	1,2%
0,45	3188,55	3202,97	0,5%
0,50	3125,79	3184,08	1,9%

4.4 Resultados experimentais obtidos por Schneider (1998)

A capacidade resistente de pilares mistos preenchidos foi testada experimentalmente por Schneider (1998), considerando tubos de aço com forma circular, retangular e quadrada. Na avaliação dos pilares mistos com tubo circular, foi constatada influência do confinamento do concreto nos modelos com menor esbeltez. As propriedades desses modelos, denominados C1, C2 e C3, são indicadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Propriedades dos pilares mistos preenchidos com tubo circular

Modelo	D cm	t cm	D/t	$(EI)_{eff}$ kN · cm²	L/D	L cm	f_y MPa	f_c MPa	λ_0
C1	14	0,30	46,67	$8{,}17 \cdot 10^6$	4,3	6,05	285	28,18	0,184
C2	14	0,65	21,54	$1{,}43 \cdot 10^7$	4,3	6,05	313	23,81	0,172
C3	14	0,68	20,59	$1{,}49 \cdot 10^7$	4,4	6,20	537	28,18	0,220

Fonte: Adaptado de Schneider (1998)

No gráfico da Figura 11 são indicados os valores de forças últimas, obtidas experimentalmente para os modelos C1, C2 e C3, e as respectivas forças resistentes estimadas a partir dos procedimentos normativos do Eurocode 4 e ABNT NBR 8800:2008.

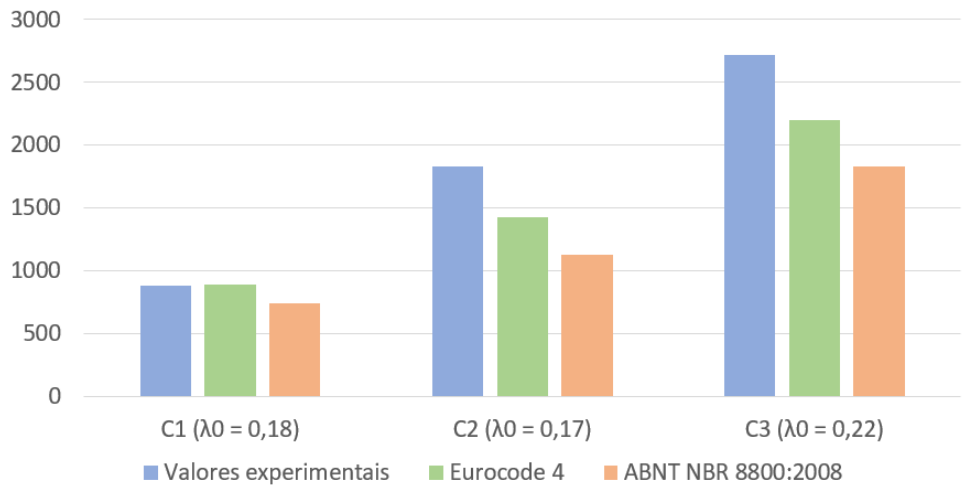


Figura 11 – Comparação entre os valores experimentais e estimados da resistência

Com base nos resultados acima (Figura 11), nota-se que a estimativa da capacidade resistente proposta pelo Eurocode 4 é menos conservadora que a ABNT NBR 8800:2008, no caso dos pilares mistos testados com $\bar{\lambda} \leq 0{,}22$. Devido ao efeito do confinamento, houve variação de até 21%, comparando-se as estimativas das duas normas.

4.5 Discussão final

Apesar do efeito de confinamento ser notável apenas nos casos de pilares mistos curtos, e com perfil tubular com forma circular, eventualmente as próximas revisões da atual norma brasileira de dimensionamento de estruturas mistas poderão apresentar modelo de confinamento voltado para pilares mistos preenchidos, de forma semelhante ao que é feito na norma europeia. Isso se justifica pelos estudos experimentais realizados nas últimas décadas, como o trabalho de Schneider (1998), que comprovam a contribuição do efeito de confinamento na capacidade resistente de pilares preenchidos curtos, e pela iniciativa de normas internacionais adotarem modelos específicos para esse parâmetro. No geral, a consideração do modelo de confinamento do concreto pode contribuir para uma melhor representação da capacidade resistente dos pilares mistos curtos.

5 Conclusão

Nesse trabalho foi apresentado um estudo sobre o efeito de confinamento do concreto em pilares mistos com seção transversal tubular de aço preenchida com concreto. Foram verificadas as especificações normativas da ABNT NBR 8800:2008 e do Eurocode 4 nesse contexto, e foi desenvolvido o dimensionamento de um pilar misto preenchido com geometria variável segundo as duas metodologias. A força axial resistente de compressão de cálculo foi determinada considerando variação do índice de esbeltez reduzido do pilar entre 0,1 e 0,5.

O modelo de confinamento proposto pelo Eurocode 4 é válido para pilares mistos com perfil tubular circular preenchido com concreto, que possua esbeltez relativa menor ou igual a 0,5 e relação entre a excentricidade da força e o diâmetro do tubo menor ou igual a 0,1. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, ao contrário da norma europeia, não sugere modelos específicos para consideração do confinamento do concreto. Foi observado que a estimativa da força de compressão resistente de cálculo pelo Eurocode 4 é menos conservadora que pela NBR 8800, uma vez que a contribuição do confinamento é considerada na capacidade resistente do pilar misto dimensionado segundo a norma europeia. Houve variação de até 26% no valor da força resistente estimada segundo as duas metodologias, embora o efeito de confinamento tenha apresentado maior contribuição na capacidade resistente de pilares curtos, com valores reduzidos de índice de esbeltez relativo. Nesse contexto, resultados experimentais obtidos por Schneider (1998) também mostraram que a estimativa a partir do Eurocode 4 é menos conservadora que a alcançada pela norma brasileira.

Dessa forma, sugere-se que, para as próximas revisões da norma brasileira de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto, sejam realizadas novas discussões sobre a possibilidade de incluir um modelo de confinamento voltado para pilares mistos preenchidos, semelhante à norma europeia. Isso possibilitará a estimativa de esforços resistentes maiores, mesmo que ligeiramente, uma vez que o efeito de confinamento do concreto nos pilares mistos preenchidos tem sido observado experimentalmente em diversos estudos nas últimas décadas e poderia ser considerado no dimensionamento estrutural desses pilares.

6 Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BAHRAMI, A.; BADARUZZAMAN, W. H. W.; OSMAN, S. A. Behaviour of stiffened concrete-filled steel composite (CFSC) stub columns. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 10, n. 2, pp.409-440, 2013.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. **Structures and Buildings**, v. 160, p. 13-22, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for building. Brussels: 2004.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

GARDNER, N. J.; JACOBSON, E. R. Structural behavior of concrete filled steel tubes. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 64, n. 11, p. 404-413, 1967.

GUPTA, P. K. Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v.11, n.8, 2014.

HU, H. T.; HUANG, C. S.; WU, M. H.; WU, Y. M. Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect. **Journal of Structural Engineering**, v. 129, n. 10, p. 1322-1329, 2003.

HUANG, Y. S.; LONG, Y. L. ; CAI, J. Ultimate strength of rectangular concrete-filled steel tubular (CFT) stub columns under axial compression. **Steel and Composite Structures**, v. 8, n. 2, p. 115-128, 2008.

JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings**. 3. ed. Oxford: Blackwell, 2004.

LUBAS, P. H.; SILVA, V. P.; NETO, J. M. Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto conforme ABNT NBR 8800:2008. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 1, n. 1, p. 1-19, 2012.

OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, S; EL DEBS, A. L. H. C.. Dimensionamento de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão simples, segundo a NBR 8800:2008 e Eurocode 4:2004: comparação com resultados experimentais. **Revista Escola de Minas**, v.62, n.1, p.73-85, 2009.

SCHNEIDER, S.P. Axially loaded concrete-filled steel tubes. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, v.124, n.10, p. 1125-1138, 1998.

XIAO, Y.; HE, W.; CHOI, K. Confined concrete-filled tubular columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 3, p. 488-497, 2005.

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 11/07/2020
Aprovado: 29/11/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 201-220 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Plataformas *offshore* fixas: avaliação estrutural do reuso de jaquetas para torres eólicas *offshore*

Vencislau Manuel Quissanga[1], Elson Antônio do Nascimento[1] e
José Guilherme Santos da Silva[2*]
[1] Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, UFF, Rua Passo da Pátria, Nº 152, 24210-346, Niterói, Rio de Janeiro/RJ, Brasil. E-mail: venmanquissanga@gmail.com; vencislauquissanga@id.uff.br
[2] Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rua São Francisco Xavier, Nº 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil. E-mail: jgss@uerj.br

Fixed offshore platforms: structural assessment of the reuse of jackets for offshore wind towers

Resumo
As plataformas marítimas fixas tornam-se economicamente inviáveis quando a sua fase de produção se esgota ou mesmo quando seus custos de operação e manutenção excedem o retorno correspondente. Além disso, plataformas envelhecidas que operaram por várias décadas representam elevado risco ambiental e precisam ser descomissionadas. Tendo em mente os altos custos para o processo de descomissionamento, de maneira a cumprir o licenciamento ambiental, a reutilização das jaquetas como subestrutura para implantação de torres eólicas se converte em uma excelente alternativa. Deste modo, este trabalho de pesquisa objetiva avaliar a possibilidade de reutilização de uma plataforma brasileira típica (jaquetas), com base no estudo do comportamento estrutural do modelo sem o convés, submetido a novas condições de operação. Para tal foi desenvolvido um modelo numérico, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), com base no uso do programa SACS. Os resultados obtidos ao longo do estudo apontam para o fato de que a jaqueta investigada não atende aos critérios de projeto para dar suporte a torres eólicas de 10 MW.

Palavras-chave: *plataforma offshore fixa, descomissionamento, comportamento estrutural.*

Abstract
Fixed marine platforms become economically unfeasible when their production phase is exhausted or even when their operating and maintenance costs exceed the corresponding return. In addition, aging platforms that have operated for several decades represent a high environmental risk and need to be decommissioned. Having in mind the high costs for the decommissioning process, in order to comply with environmental licensing, the reuse of jackets as a substructure for the implementation of wind towers becomes an excellent alternative. This way, this research work aims to evaluate the possibility of reusing a typical Brazilian platform (jackets), based on the evaluation of the structural behaviour of the model without the deck, when subjected to new operating conditions. For this purpose, a numerical model was developed, using the Finite Element Method (MEF), based on the use of the SACS program. The results obtained throughout the study point out to the fact that the investigated jacket does not meet the design criteria to support 10 MW wind towers.

Keywords: *fixed offshore platform, decommissioning, structural behaviour*.

* autor correspondente

1 Introdução

A indústria eólica de energia renovável *offshore* é uma das que mais cresce, provando ser uma das fontes de energia renováveis mais eficazes, com o potencial de desempenhar um papel importante na mitigação da crise energética que o planeta está enfrentando (IEA, 2019). A Escócia se destacou como líder mundial no avanço da energia eólica, tanto em terra como no mar, tendo instalado cerca de 9000 MW até o ano 2018, conseguindo com isso reduzir sua dependência de combustíveis fósseis (Wikipedia, 2020). A Europa de modo geral e notadamente a Alemanha vem fazendo grandes aportes financeiros para esta indústria, a qual começou subvencionada, mas que a essa altura já se tornou autossustentável (Simas et al., 2013). No continente americano, o Brasil tem investido (financiado) em torres eólicas terrestres, ao passo que até o momento, de acordo com Trapp (2009), não existem instalações de torres eólicas *offshore*. Na realidade, existem somente alguns estudos neste sentido (torres eólicas *offshore*) que, todavia, não têm se demonstrado viáveis sob o ponto de vista de financiamento (Silva et al., 2019).

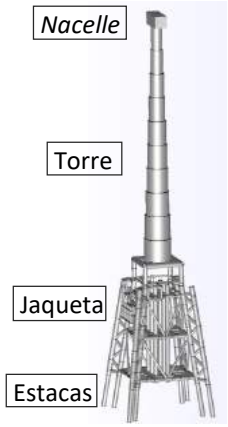
O número de instalações de torres de aço eólicas terrestres ("*onshore*") tem crescido substancialmente, pois este custo em campos terrestres apresenta-se mais reduzido. Contudo, ressalta-se que as maiores dificuldades residem no transporte (terrestre) dessas torres, que tem sido limitado às torres eólicas com dimensões pouco maiores que as torres de 5 MW. Deste modo, espera-se um crescimento no número de campos *offshore* nos próximos anos no planeta; e, particularmente, no Brasil.

A atividade de descomissionamento de plataformas *offshore* fixa consiste em um processo recente na indústria brasileira, e a sua regulação, todavia, encontra-se em desenvolvimento, o que provoca a não unanimidade entre diferentes setores da indústria e, consequentemente, gera grandes incertezas econômicas acerca dos custos de descomissionamento (Quissanga, 2018). Assim sendo, investigam-se alternativas para proporcionar novas funções às plataformas existentes fora de operação. A possível reutilização das plataformas (jaqueta) *offshore* como subestrutura para base de torre de energia eólica permite diminuir consideravelmente os custos de descomissionamento, gerando ainda uma nova fonte de investimento (Costa, 2018).

Cabe ressaltar que, em seu trabalho de pesquisa, Barros (Barros et al., 2017) destaca as excelentes condições eólicas da costa brasileira, principalmente da região Nordeste, associadas a velocidades médias anuais de ventos 50 m acima do nível médio dos mares, onde a velocidade máxima é de aproximadamente 9 m/s, o que corresponde a aproximadamente 10,3 m/s a 150 m de altura acima do nível médio dos mares, significando que em todos os pontos da costa que apresentam média de velocidade acima de 7,85 m/s têm-se para 150 m de altura uma média acima dos 9 m/s, sendo estes valores considerados excepcionais para a instalação de torres eólicas. Isto significa que toda a costa nordeste de João Pessoa/PB até São Luís/MA está incluída nesta região. Outras regiões do Brasil, como o trecho entre Sergipe/PI e a Bahia/BA nas proximidades de Salvador, todo o estado do Rio de Janeiro/RJ e quase toda a região sul do país seriam igualmente adequadas (Amarante et al., 2001).

Outro fator relevante diz respeito ao fato de que no Brasil, atualmente, se encontram em operação 150 plataformas *offshore* onde, de acordo com a ANP (Agência Nacional do Petróleo), 54% destas estão operando há mais de 25 anos. Destas, 74 plataformas fixas estão programadas para descomissionamento nos próximos anos (Quissanga, 2018).

Deste modo, o presente trabalho de pesquisa tem por objetivo avaliar o comportamento do sistema estrutural de uma plataforma offshore fixa (jaqueta) típica brasileira (Figura 1), com o convés removido, submetida ao carregamento oriundo de uma torre eólica de 10 MW e as novas condições de operação, sem a necessidade de um grande reforço que torne sem sentido o seu reaproveitamento.



(a) Modelo estrutural da jaqueta (sem o convés) (b) Jaqueta - torre

Figura 1 - Modelo estrutural da jaqueta com torre eólica *offshore* (Quissanga, 2018).

1.1 Motivação

Segundo Luczynsky (2002), as razões para o descomissionamento ou abandono de um campo de produção dependem de vários fatores. Basicamente, esses fatores podem ser separados em três ramos: (a) econômico (como produção não econômica e sazonalidade), (b) técnico (que trata da alocação e exaustibilidade das reservas de petróleo) (c) político (caracterizado pelas diretrizes de políticas energéticas e o impacto ambiental do descomissionamento). Assim sendo, de acordo com Viterbo (2008), o atual cenário energético mundial vem passando por grandes alterações nos últimos anos com a busca da redução da dependência energética de combustíveis fósseis. Além da instabilidade econômica proveniente da escassez em um futuro próximo, o impacto ambiental com consequente instabilidade política com ações militares a nível mundial é parte dos fatores que levam os governos/indústrias a empreenderem em ações efetivas em busca de novas fontes energéticas.

Considerando-se razões de custo extremamente alto acerca do descomissionamento, remoção e do impacto ambiental provocado pelas formas convencionais de geração de energia, busca-se fomentar a reutilização das instalações *offshore* e a utilização de fontes de energia renováveis. Deste modo, uma das alterações no cenário energético mundial diz respeito à revisão de algumas das regulamentações nacionais e internacionais adotadas há cerca de 40 anos, além da flexibilização nas abordagens, resultando na sugestão da remoção imediata e total de estruturas com peso de até 4000 tf (P = 4000 tf) e profundidade inferior a 100 m (h = 100 m). Em águas mais profundas, se permite a remoção apenas das partes superiores acima da superfície do mar até 55 m de profundidade (h = 55 m), deixando o restante da estrutura no lugar (intacta). Essa abordagem considera a possibilidade de reutilização das plataformas *offshore* descomissionada parcialmente para outros fins (Barros et al., 2017).

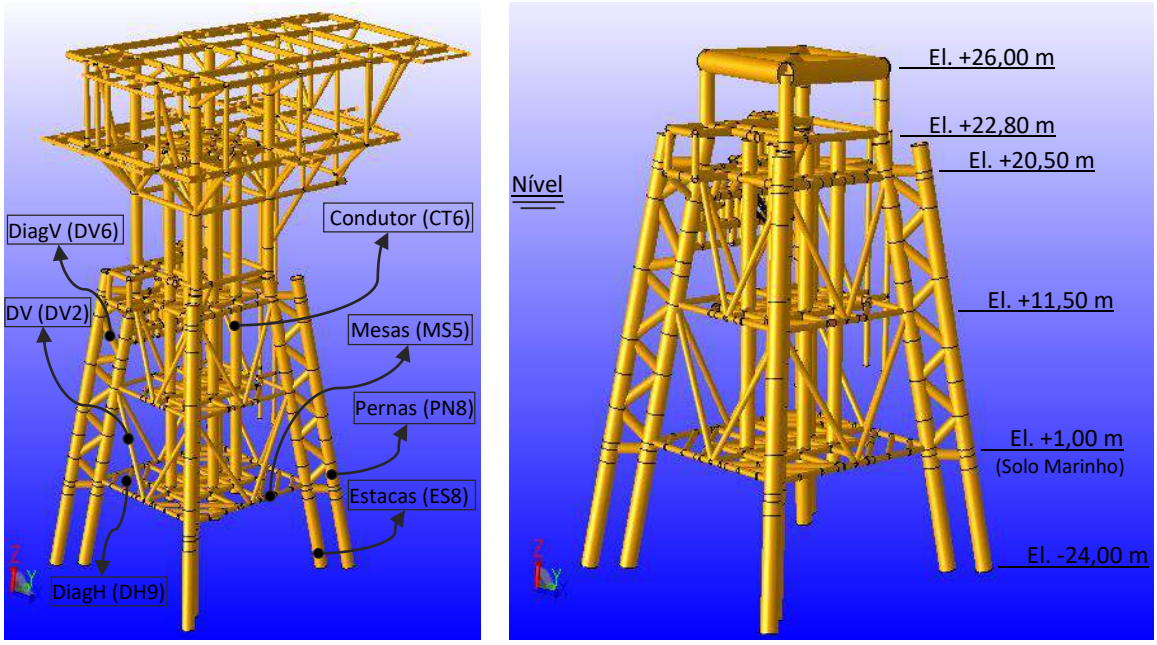
1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho de pesquisa consiste no estudo do comportamento estrutural de plataformas sem o convés (jaquetas), submetidas aos carregamentos de torres de energia eólicas de 10 MW, com base no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), via uso do programa *SACS V12.0* (SACS, 2019). Para tal, são efetuadas análises numéricas para avaliação da resistência e estabilidade da estrutura, de tal forma que os

requisitos de funcionalidade e segurança sejam garantidos, quando submetida ao carregamento ambiental (horizontal) e da referida torre eólica (vertical), considerando-se critérios de projeto definidos em normas utilizadas correntemente para análise de estruturas *offshore* (API RP 2A, 2014; API RP 2A-WSD, 2015; DNVGL-OS-C101, 2015; DNVGL-OS-C201, 2015).

2 Modelo estrutural investigado

O modelo estrutural investigado corresponde a uma plataforma *offshore* fixa que contempla inicialmente a jaqueta, fundações, convés e condutores (Figura 2). A estrutura é composta basicamente por um sistema de perfis tubulares em aço *ASTM*-A36, perfis do tipo "I" e "C''. A jaqueta possui uma altura de 26 m (h = 26 m), quatro mesas horizontais em quatro planos distintos, com a área inferior de 19,94 m^2, superior de 12,40m^2 e com duas mesas intermediárias. Os planos semi verticais e as mesas são contraventadas por diagonais de seções tubulares. Em relação ao aço empregado no projeto, a resistência ao escoamento é de 248 MPa (f_y = 248 MPa), módulo de elasticidade de 2,0x10^5 MPa (E = 2,0x10^5 MPa), coeficiente de Poisson 0,3 (v = 0,3) e densidade de 7,85 t/m^3 (ρ = 7,85 t/m^3). O convés foi limitado em uma capacidade de carga da ordem de 2000 tf (P_{conv} = 2000 tf), configurando-se compatível ao peso de uma torre de energia eólica de 10 MW (Quissanga, 2018).



(a) Modelo estrutural com convés. (b) Modelo estrutural da jaqueta sem o convés.

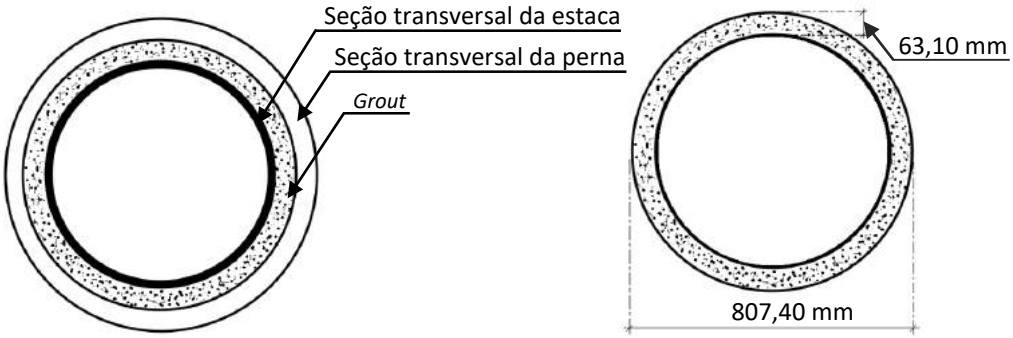
Figura 2 - Modelo estrutural investigado (Visão geral).

A Tabela 1 apresenta as especificações das propriedades geométricas dos elementos estruturais que configuram o suporte (jaqueta) da torre. Destaca-se que a estrutura possui quatro pernas principais inclinadas a 1/8 com diâmetro externo de 863,6 mm (D_{ep} = 863,6 mm) e contraventamentos com diâmetro de 508 mm (D_{ec} = 508 mm). Além disso, as estacas de aço com seção circular de diâmetro 762 mm (D_{ee} = 762 mm) estão situadas no interior das pernas.

Tabela 1 - Especificações dos elementos (perfis) utilizados na jaqueta.

Grupos	Aço	Diâmetros (mm)	Espessuras (mm)	Áreas (cm^2)
Pernas (PN8)	A36	863,60	28,60	750.24
Condutor (CT6)	A36	762,00	25,40	587,78
DiagV (DV6)	A36	558,00	21,45	361,57
DiagH (DH9)	A36	586,40	20,50	400,57
Mesas (MS5)	A36	609,60	21,85	361,50
DV (DV2)	A36	406,40	21,00	254,26
Estacas (ES8)	A36	762,00	38,10	866,47

Conforme referido no parágrafo anterior, as estacas (Figura 3) são constituídas por elementos de seção transversal menor quando comparadas com as pernas das estruturas, cravadas no solo a uma profundidade média de 28,10m (h_{est} = 28,10 m), utilizadas essencialmente para transmitir os esforços provenientes da plataforma (jaqueta) para camadas mais profundas do solo.



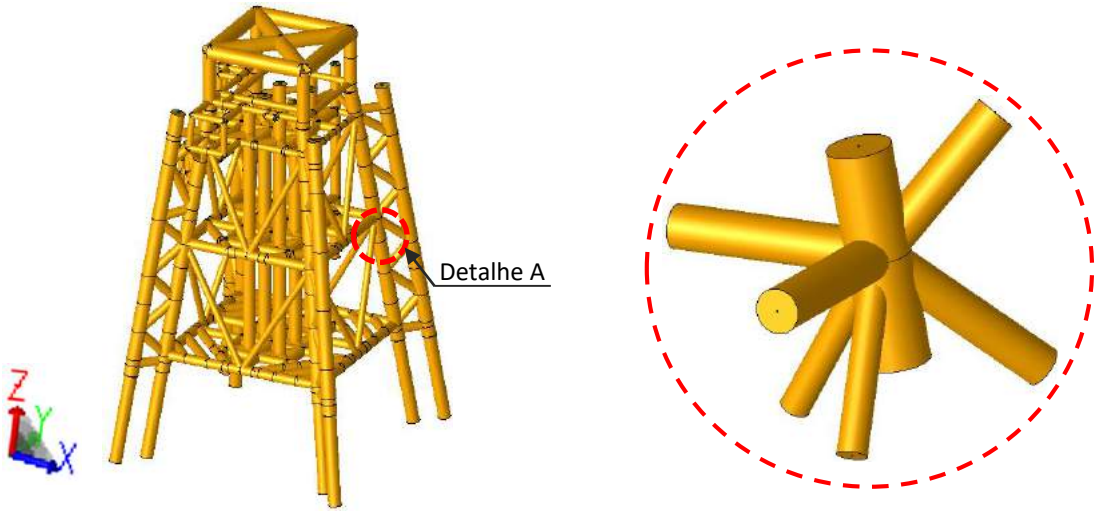
(a) Estaca, perna e *grout* (b) Geometria do *grout*

Figura 3 - Seção composta da perna da jaqueta.

3 Modelagem numérica do sistema estrutural

A simulação numérica da estrutura (Figura 4) foi desenvolvida com base no uso de técnicas usuais de modelagem, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio do programa *SACS V12.0* (*SACS*, 2019). Os membros que compõem a estrutura foram simulados através das linhas de centro, com base no uso de elementos

de pórtico espacial, respeitando a recomendação de afastamento entre os elementos soldados *"gap"* (API RP 2A-WSD, 2015), com *offsets* nos nós, de modo a classificar corretamente a geometria conforme os tipos de juntas estruturais. Os elementos utilizados são do tipo uniaxial, compostos por dois nós, sendo que cada nó possui seis graus de liberdade: três translações e três rotações em relação aos eixos X, Y e Z, respectivamente. O modelo estrutural da plataforma (jaqueta) em estudo foi discretizado com base no emprego de 363 elementos finitos de pórtico espacial, 472 nós (juntas estruturais), perfazendo um total de 2832 graus de liberdade. O detalhe da geometria do modelo numérico é apresentado na Figura 4.



(a) Modelo numérico da jaqueta: sistema global (b) Detalhe A: junta estrutural típica

Figura 4 - Modelo em elementos finitos da jaqueta investigada.

3.1 Peso próprio modelado

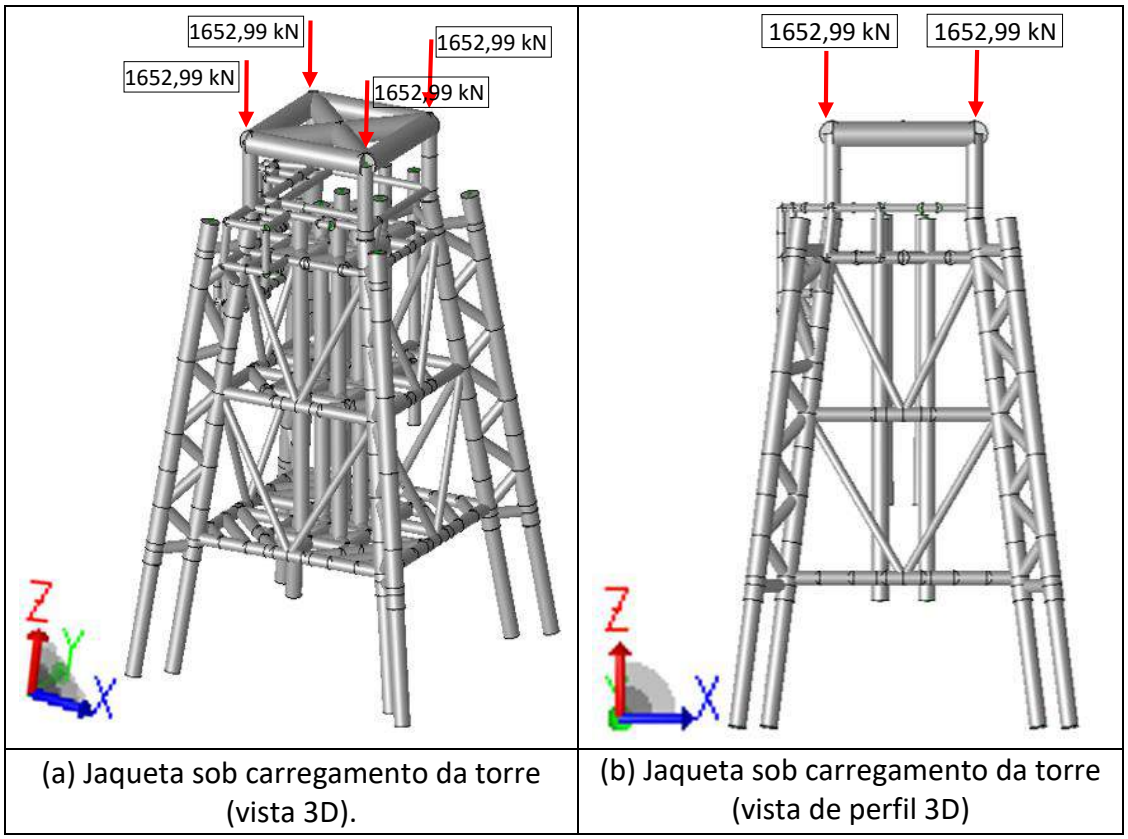
O peso próprio modelado (''PPM'') dos elementos estruturais da jaqueta (pernas, mesas e diagonais) e da torre (pás, rotor e *nacelle*) foi gerado automaticamente pelo programa *SACS V12.0* (SACS, 2019) a partir de suas características geométricas e do peso específico fornecido ao programa (γ = 78,5 kN/m³). No modelo estrutural, os dois carregamentos básicos (da jaqueta e da torre) foram nomeados pela sigla ''PPM''.

A torre é composta por elementos tubulares divididos em 10 seções, com espessura constante em cada seção. O diâmetro externo varia linearmente de 8,30 m na parte inferior (h = 0m) a 5,5m no topo (h = 115,63m). A turbina eólica contempla três pás, onde o rotor possui diâmetro e massa de 178,30 m e 227.962 kg, respectivamente, ao passo que o diâmetro e altura do cubo são iguais a 5,60 m e 119,0 m, respetivamente.

As massas da torre e da *nacelle* são de 628.442 kg e 446.036 kg, respectivamente. Vale destacar que este tipo de turbina eólica (Bak et al., 2013), são escolhidas para campos offshore, pois ao serem muito grandes, causam problemas no processo de transporte.

Tendo em mente a simplificação do modelo numérico em elementos finitos, a torre eólica de 10 MW situada no topo da unidade não foi efetivamente modelada. Assim sendo, conforme mencionado no item 3, foi considerada na análise do carregamento provocado pela torre eólica de 10 MW, atuando pontualmente, na direção vertical, sobre os quatro nós no topo da jaqueta em estudo, com relação à direção global Z (Figura 5). Com relação ao "PPM" considera-se um fator de contingência de 1,15 (C_c =1,15) a fim de cobrir incertezas em relação ao peso de conexões, soldas e eventuais incertezas por razões de equívocos fornecidos pelos fornecedores de equipamentos. Este fator por sua vez, também é considerado nas combinações de cargas.

O carregamento de empuxo foi calculado via emprego do programa *SACS V12.0* (*SACS*, 2019), com base no volume dos elementos submersos e na característica destes serem ou não inundados. Deste modo, o valor do carregamento de empuxo foi determinado como sendo da ordem de 6611,96 kN.



(a) Jaqueta sob carregamento da torre (vista 3D).

(b) Jaqueta sob carregamento da torre (vista de perfil 3D)

Figura 5 - Jaqueta da plataforma sob carregamento da torre eólica *offshore*.

Em seguida, as Tabelas 2 e 3, apresentam algumas das características do ambiente marinho; tais como a profundidade, desde o *mudline* à superfície (lâmina d'água), a densidade da água e os pesos próprios modelados na estrutura. Também consta na tabela o centro geométrico do sistema estrutural investigado.

Tabela 2 - Descrição do ambiente marinho.

Gravidade	Profundidade da água	Elevação *mudline*	Densidade da água
Direção	(m)	(m)	(t/m^3)
-Z	16	-16	1,028

Tabela 3 - Peso próprio modelado da estrutura "PPM" (*Dead*).

Profundidade da água	Peso da jaqueta	Peso da torre eólica	Peso próprio total	Centro geométrico		
(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
16000,00	3069,58	6611,96	9681,54	-35,0	15,0	-210,0

3.2 Sobrecargas de projeto

Com referência às sobrecargas ("SCARGA"), foram consideradas as recomendações da seção 3 (*Loads and Load Effects*) da norma DNVGL-OS-C201 (DNVGL, 2015), conforme a Tabela 4, que recomenda a utilização de uma carga distribuída sobre a superfície do *topside* (*deck*). Desta maneira, foi aplicado um carregamento distribuído sobre toda a área livre do topo da jaqueta correspondente a 4 kN/m² (SC = 4 kN/m²), mesmo com o *topside* removido, para maior segurança. Contudo, por razões de segurança, levou-se em consideração, também, o carregamento básico "EQUIP", que representa os equipamentos utilizados na condição de operação.

Tabela 4 - Carregamentos variáveis (sobrecarga) no topo da jaqueta.

Área	Projeto local		Dimen. primário	Dimen. global
	Carga distribuída (kN/m^2)	Carga pontual (kN)	Fator de carga (distribuída)	Fator de carga (pontual)
Áreas de armazenamento	q	1,5q	1	1
Área entre equipamentos	5	5	f	--
Passarelas e escadas	4	4	f	--
Passarelas/escadas: inspeção	3	3	f	--

Dimen.: Dimensionamento.
q: carga avaliada para cada caso; f = min {1 ; (0,5+3/√A)}; A: área carregada em m^2.

3.3 Carregamentos de onda e corrente

Considerou-se o impacto das forças de onda no modelo em três direções (0º, 45º e 90º), utilizando a formulação de Morison (*Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways*, 2012), Equação 1, que considera a soma de uma força resultante das pressões hidrodinâmicas com intensidade proporcional à aceleração da massa fluida (forças inerciais) e uma força de origem viscosa proporcional à velocidade das partículas fluidas (forças de arrasto). Para tal, os coeficientes hidrodinâmicos adotados são 1,05 para o coeficiente de arrasto (C_d =1,05) e 1,20 para o coeficiente de inércia (C_m =1,20). A Tabela 5 apresenta a descrição da onda e corrente, na direção de 0º, 45º e de 90º, de modos a considerar os casos de carga respectivamente. O eixo X global do modelo corresponde à direção 0º e o eixo Y global corresponde à direção 90º.

$$F = C_d \frac{\rho}{2} D|u|u + C_m \frac{\pi}{4} D^2 \rho \dot{u} \tag{1}$$

ρ: massa específica do fluido (kg/m^3);

D: diâmetro do membro;

u: velocidade das partículas fluidas devido às ondas no centro da seção;

$\dot{u}$: aceleração das partículas fluidas devido às ondas no centro da seção;

C_m: coeficiente de inércia;

C_d: coeficiente de arrasto.

Tabela 5 - Descrição das cargas de onda e corrente.

Caso da onda	Tipo de onda	Condição	Carga				Incidência da onda
		Situação estrutural	Onda		Corrente (m/s)		
			Altura (m)	Período (s)	Velocidade superfície	Velocidade fundo	(Grau)
OPE0	5º Stoke	Operação	5,90	9	1,35	0,48	0
OPE45		Operação	5,90	9	1,35	0,48	45
OPE90		Operação	5,90	9	1,35	0,48	90
OPE0, OPE45 e OPE90: onda e corrente em operação nas direções 0^0, 45^0 e 90^0.							

3.4 Carregamentos de vento

As ações de vento foram calculadas com base na velocidade básica de 25,7 m/s (v = 25,7 m/s), tomada a 10 m (h_v = 10,0 m), acima da lâmina d'água. Vale ressaltar que a maré total de projeto tomada de acordo com a DNVGL-OS-C201 (DNVGL, 2015), para a determinação da lâmina d'água foi de 7,25 m (h_{mp} = 7,25 m). Deste modo, o nível d'água para a aplicação das cargas de onda e corrente foi determinado com base no somatório da linha d'água e da maré total, resultando em 17,25 m (h_{la} = 17,25 m).

Em seguida, com base no emprego da Equação 2, retirada da norma API (API RP 2A-WSD, 2015), calculou-se a força de arrasto (F). Ressaltando que o coeficiente de forma utilizado para o tipo de estrutura em questão é igual a 1 (C_s = 1), tal como orienta a API RP 2A WSD (API RP 2A-WSD, 2015).

$$F = \frac{\rho V^2 C_s A}{2} \tag{2}$$

F: força de arrasto (kN);

ρ: densidade do ar (kg/m^3);

V: velocidade do vento (m/s);

C_s: fator de forma;

A: área projetada na direção do vento (m^2).

Os carregamentos relativos ao vento, que atuam sobre as áreas de obstrução do sistema estrutural em operação, nas diversas direções, são apresentados na Tabela 6. A seguir é apresentado na Tabela 7 o resumo dos carregamentos básicos utilizados na análise, assim como o somatório global das cargas. Os momentos resultantes são calculados tomando-se como origem das coordenadas do modelo o ponto (0,0,0).

Tabela 6 - Descrição das cargas de vento nas três direções.

Carga	Direção	Condição	Juntas (acima da lâmina d'água)	Cargas (kN)
VOPE0	0º	Operação	A11-A2-A6-A15-A17-A01-A02-A06-A15	58,40
VOPE45	45º	Operação	A11-A2-A6-A15-A17-A41-A42-A46-A15	41,30
VOPE90	90º	Operação	A02-A04-A05-A07-A02-A09-A05-A01	39

VOPE0, VOPE45 e VOPE90: vento em operação nas direções 0^0, 45^0 e 90^0.
A: identificação das juntas da jaqueta acima da lâmina d'água.

Tabela 7 - Somatório global das cargas.

Carregamento	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
PPM	0	0	9681,54	8288,70	17851,20	0
SCARGA	0	0	953,14	1121,50	980,85	0
EQPM	0	0	804,30	2240	1617,9	0
VOPE0	-58,40	0	0	0	-1050,5	174,90
VOPE45	-41,30	-41,30	0	-1042,80	748,22	-423,67
VOPE90	0	-39,30	0	709,56	0	0

PPM: peso próprio modelado dos elementos estruturais (jaqueta e torre).
SCARGA: sobrecargas de projeto.
EQPM: cargas de equipamentos dispostos sobre a estrutura.

3.5 Combinações de carregamentos

A Tabela 8 apresenta as combinações de carregamentos utilizadas nas análises, para as condições ambientais de operação. Vale recordar que no presente trabalho de pesquisa foi considerado Método das Tensões Admissíveis (*ASD - Allowable Stress Design, WSD - Working Stress Design*), pois até o presente momento, a prática corrente de projeto de jaquetas segue principalmente estes critérios (API RP 2A, 2014). Deste modo, objetivou-se avaliar o sistema estrutural por meio da comparação entre as cargas atuantes (respectivo valor nominal) e as resistentes dos materiais minorada pelo fator de segurança. Em seguida, apresenta-se na Tabela 9 o somatório global das combinações de carregamentos utilizadas na investigação. Os momentos resultantes são calculados tomando-se como base o ponto (0,0,0) do modelo.

Tabela 8 - Combinações de carregamentos utilizadas nas análises.

Operação		Fator de contingência	Combinações		
Carregamentos considerados	Direções dos Carregamento		0º	45º	90º
PPM	Peso Próprio Z	1,15	1,20	1,20	1,20
	Peso Próprio X		0,065	0,055	--
	Peso Próprio Y		--	0,056	0,077
EQPM	Eq. Operação Z	1,15	1,20	1,20	1,20
	Eq. Operação X		0,065	0,055	--
	Eq. Operação Y		--	0,056	0,077
SCARGA	Sobrecarga Z	1,15	1,05	1,05	1,05
	Sobrecarga X		0,06	0,05	--
	Sobrecarga Y		--	0,05	0,07
VOPER	Vento X	1,15	1,00	0,71	1,00
	Vento Y		--	0,71	0,71

Tabela 9 - Somatório das combinações de carregamentos.

Carregamento combinado	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
OPE0	-4858,10	16,20	13997,90	45550,20	8798,15	998,50
OPE45	-4032,40	-4001,90	14569,40	43214,70	9895,24	3777,12
OPE90	17,70	-4894,20	14580	43904,40	7969,10	5244,90
AX0	-7522,30	20,40	1002,70	20701,60	575,84	4978,76
AX45	-5766,90	-5695,70	10784,50	21947,50	3608,65	5416,71

OPE0, OPE45 e OPE90: onda e corrente em operação nas direções 0^0, 45^0 e 90^0.
AX0 e AX45: axial nas direções 0^0 e 45^0.

4 Resultados da análise estrutural

Os resultados da análise numérica do modelo estrutural investigado foram obtidos tendo em mente os critérios baseados nas tensões em serviço, com o auxílio das recomendações API (API RP 2A, 2014; API RP 2A-WSD, 2015), pois se trata de um dos códigos mais relevantes e específicos para projetos de estruturas *offshore* do tipo jaqueta. Desse modo, ao longo das análises foi utilizado o "*Unity Check*" (UC), que consiste de um comando específico do software *SACS V12.0* (SACS, 2019), utilizado para a verificação dos elementos estruturais, de acordo com as disposições das normas de projeto de estruturas de aço, e que permite o cálculo dos valores das tensões máximas e determinação das seções críticas ao longo de cada elemento. Os procedimentos utilizados permitem verificar as tensões e os critérios de colapso hidrostático das subestruturas, com base na norma de projeto API RP 2A (API, 2014), além de analisar a tensão crítica nas seções dos elementos estruturais, com base no uso de diferentes perfis de aço (Ruiz, 2015). Em seguida, a Equação 3 apresenta a formulação do "*Unity Check*" (UC).

$$\frac{\emptyset R_n}{\gamma} \geq \sum Q \tag{3}$$

R_n: resistência nominal do elemento estrutural;

Q: esforços agindo sobre o elemento, resultante das diversas ações sobre a estrutura;

$\gamma/\emptyset$: fator de segurança (F_S) que engloba minoração de resistências e majoração de ações.

O lado esquerdo da Equação 3, representa a resistência nominal dividida por um fator de segurança (F_S) e o lado direito representa o carregamento em serviço. Para tal,

considerou-se a resistência ao escoamento da estrutura como resistência nominal, tendo em conta a formulação conforme a Equação 4.

$$f \leq F_{a\,dm} = \frac{f_y}{Fs} \quad ou \quad F_{a\,dm} = \frac{F_{cr}}{Fs} \tag{4}$$

f_y/F_S: tensão admissível (F_{adm});

f: tensão elástica computada com a carga de serviço total atuando sobre a estrutura.

4.1 Resultados da análise e verificação das tensões

A partir da avaliação dos resultados das análises numéricas realizadas via uso do software *SACS V12.0* (*SACS*, 2019), Figura 6, torna-se possível verificar por intermédio dos "*Unity Checks*" (razões de tensões), que a jaqueta suporta os carregamentos impostos, pois foi verificado que os valores das tensões atuantes são inferiores às tensões admissíveis das barras da estrutura (UC < 1). Deste modo, os membros e as juntas da jaqueta atendem aos critérios de projeto, baseados nos valores das tensões em serviço, indicando que a estrutura é adequada para suportar as diferentes cargas, especialmente a torre eólica de 10 MW. Vale ressaltar, também, que após a análise global da estrutura, foram analisados os elementos mais solicitados, sendo que os mesmos estão localizados na região inferior da jaqueta (mesa inferior, diagonal horizontal e diagonal semi vertical). O elemento submetido ao esforço máximo (DH12) possui seção tubular com 609,60 mm de diâmetro e 21,85 mm de espessura, Figura 6.

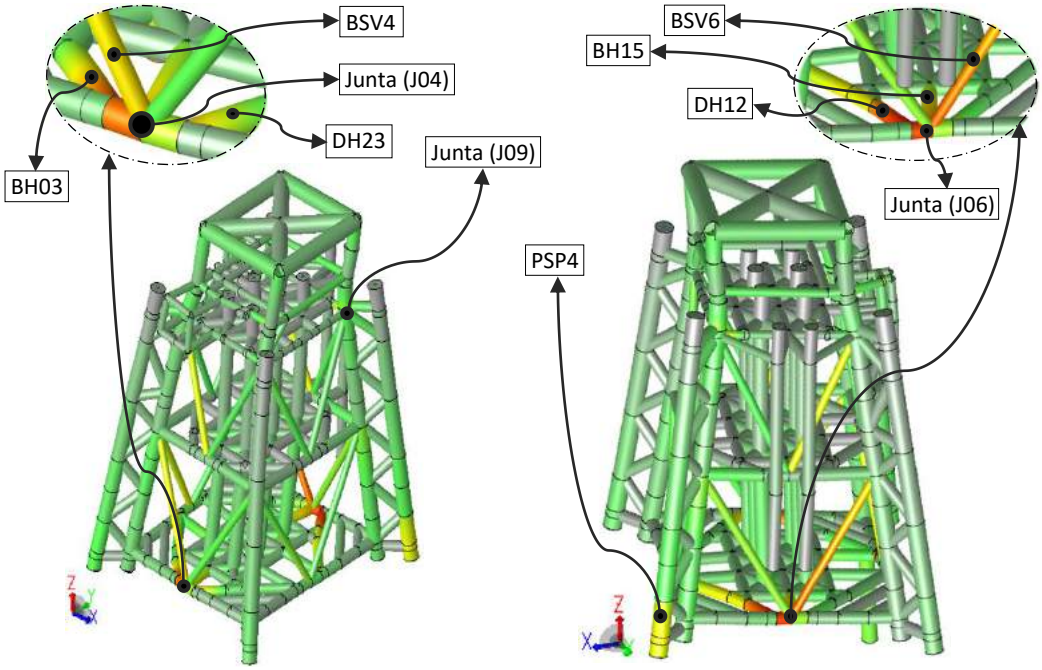


Figura 6 - Tensões máximas nos elementos estruturais da jaqueta analisada.

Em seguida, apresenta-se o cálculo dos parâmetros *Unity Check* (AISC, 2016), com base na avaliação do elemento mais solicitado (elemento DH12: ver Figura 6 e Tabela 10).

Tabela 10 - Valores das tensões máximas (cálculo de "*Unity Check*" no *WSD*).

Tensões atuantes	Tensões admissíveis	Identificação da Tensão
f_a = 69,48 MPa	F_a = 247,16 MPa	Tensão axial
f_{by} = 32,75 MPa	F_{by} = 327,66 MPa	Tensão de flexão em torno de Y
f_{bz} = 186,10 MPa	F_{bz} = 327,66 MPa	Tensão de flexão em torno de Z
f_{vy} = 9,20 MPa	F_{vy} = 189,29 MPa	Tensão de cisalhamento no eixo Y
f_{vz} = 80,04 MPa	F_{vz} = 174,33 MPa	Tensão de cisalhamento no eixo Z
f_e = 32,46 MPa	F_e = 488,27 MPa	Tensão de flambagem de Euler

$$UC = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \qquad UC = 0{,}95$$ Verificação para compressão

$$UC = \frac{f_{by}}{F_{by}} \qquad UC = 0{,}10$$ Verificação para flexão simples em torno do (direção Y)

$$UC = \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \qquad UC = 0{,}57$$ Verificação para flexão simples em torno do (direção Z)

$$UC = \frac{f_a}{F_e} \qquad UC = 0{,}14$$ Verificação para flambagem de Euler

$$UC = \frac{f_{vy}}{F_{vy}} \qquad UC = 0{,}05$$ Verificação para cisalhamento em relação (eixo Y)

$$UC = \frac{f_{vz}}{F_{vz}} \qquad UC = 0{,}46$$ Verificação para cisalhamento (direção Z)

Os membros que apresentaram UC mais elevadas (próximos da unidade) podem ser observados na Tabela 11, com base na AISC (AISC, 2016) e na API (API RP 2A, 2014).

Tabela 11 - Tensões máximas por grupo de elementos estruturais.

Membro crítico	Carga	*Unity Check*	Tensão aplicada (kN/mm²)			Tensão admissível (kN/mm²)		
			F_a	F_{by}	F_{bz}	F_a	F_{by}	F_{bz}
BH03	COPE0	0,85	-54,27	18,18	241,87	247,96	-327,72	-327,72
BSV4	COPE0	0,74	187,07	-18,85	7,69	248	-297,3	-297,3
DH23	COPE0	0,66	-63,53	13,16	151,7	247,46	-325,33	-325,33
DH12	COPE45	0,95	-79,48	20,75	239,1	247,16	-327,66	-327,66
BH15	COPE45	0,76	-70,61	-14,31	-182,01	247,33	326,37	326,37
BSV6	COPE45	0,87	-138,03	-36,77	-26,23	203,24	-336,51	-336,51
PSP4	COPE45	0,61	63,9	-17,23	181,64	248	-326,37	-326,37

BH03, BSV4, DH23, DH12, BH15, BSV6 e PSP4: identificação de membros na Figura 6.
COPE: combinação de carga em operação nas direções 0^0, 45^0 e 90^0.

Deste modo, cabe destacar o fato de que como nenhum elemento apresentou razões de tensões ("*Unity Check*") acima de 1, pode-se considerar que os membros que compõem a estrutura (jaqueta) apresentam comportamento estrutural satisfatório.

4.2 Verificação das tensões de puncionamento

Nesta investigação, além do enfoque referente às análises dos esforços nas pernas (*chords*), mesas e diagonais (*braces*), considerou-se também a verificação de puncionamento das ligações entre as mesmas. Para tal, utilizou-se o critério de projeto das tensões atuantes e admissíveis da norma de projeto da API (API RP 2A-WSD, 2015). A seguir, a Tabela 12, apresenta os resultados referentes às juntas estruturais com maior razão de tensão de puncionamento encontradas ao longo do estudo.

Tabela 12 - Juntas com maiores razões de tensão de puncionamento.

Modelo estrutural	*Joint*	Braço vertical	Braço horizontal	*"Unity Check"* de puncionamento	Carregamento combinado
Jaqueta	J06	P15	DH12	0,84	OPE45
	J06	P16	BH15	0,89	OPE45
	J06	BSV6	--	0,78	OPE0
	J04	--	BH03	0,84	OPE45
	J04	--	DH23	0,70	OPE0
	J09	BV03	--	0,56	OPE90

4.3 Verificação da capacidade de carga das estacas

O valor capacidade de carga das estacas foi calculado com base os critérios da API RP 2A (capítulo 6) (API RP 2A, 2014). Esta capacidade de carga (da estaca) é dada pelo atrito lateral mais resistência de ponta, conforme apresentada na API RP 2A (Equação 6.4.1-1), e apresentada em seguida na Equação 5.

$$Q = Q_S + Q_p = f\,A_s + q\,A_p \tag{5}$$

$f = k\,p_s\,tg(\delta)$ para solos cohesivos ($f_{máx}$ = 114,80 kPa);

$q = p_0\,Nq$ para solos cohesivos ($q_{máx}$ = 12 MPa);

k: coeficiente de pressão lateral (k = 1);

p_0: Pressão efetiva (adotada como o peso do solo no ponto de interesse);

δ: ângulo de atrito entre solo e estaca (δ = Ø+5º, adotado 35º);

N_q: Fator de capacidade da ponta (50 para areia densa).

Com base na variação da capacidade de carga lateral da estaca de 762 mm (d_{est} = 762 mm) de diâmetro, e em função da profundidade em areia média com penetração de 28,10 m, realizou-se a integração da área para a obtenção da capacidade de carga total, realizando o somatório do carregamento de atrito lateral (Q_s) com resistência da ponta (Q_p), totalizando em uma capacidade de carga a compressão de 13694,28 kN (Q_c = 13694,28 kN), com um carregamento de tração de 6721,54 kN (Q_t = 6721,54 kN). Na Figura 7, verifica-se que as estacas EST6 e EST2, possuem razão de tensão (*"Unity Checks")*, acima da unidade (*Unity Check* > 1,0), indicando, portanto, que as mesmas se encontram sobrecarregadas. Em seguida, os resultados em termos de fator de segurança (F_S) das estacas isoladamente são apresentados na Tabela 13.

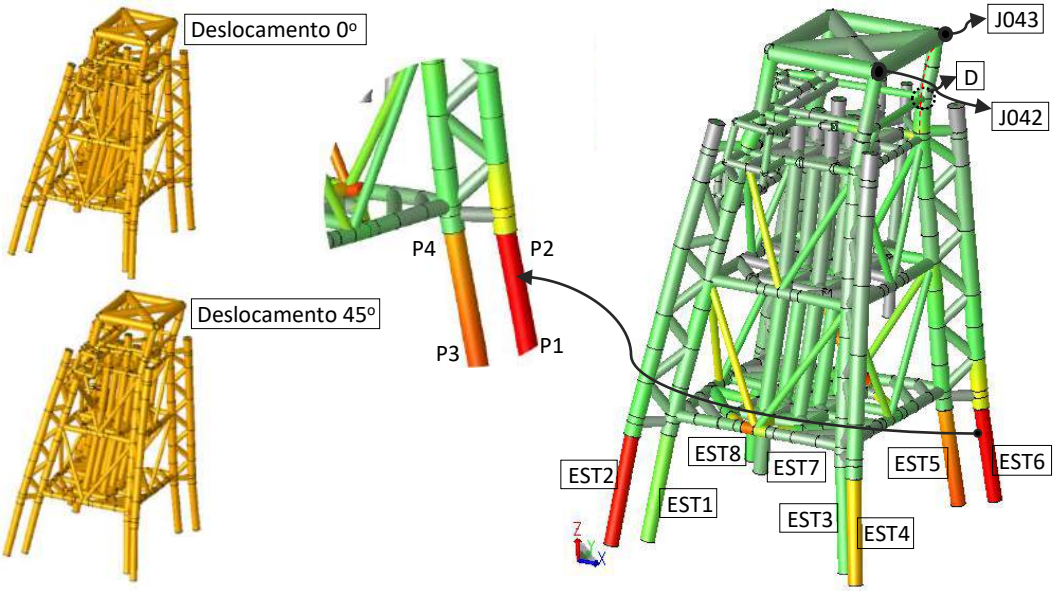


Figura 7a - Deslocamentos: 0º e 45º Figura 7b - Elementos sobrecarregados

Figura 7 - Jaqueta sob a ação dos carregamentos de projeto.

Tabela 13 - Resultados em termos de fator de segurança (F_S) das estacas.

Estaca	Membro	Capacidade de carga a compressão (kN)	Capacidade de carga a tração (kN)	Carga atuante (kN)	F_S para compressão (F_S > 2)	Resultado
EST1	M015	13694,28	6721,54	3951,02	3,47	Atende
EST2	M027			**6979,9**	**1,96**	**Não atende**
EST3	M019			2147,89	6,38	Atende
EST4	M023			4228,65	3,24	Atende
EST5	M017			5436,83	2,52	Atende
EST6	M062			**7089,63**	**1,93**	**Não atende**
EST7	M025			738,34	18,55	Atende
EST8	M021			1745,16	7,85	Atende

Com base nas análises realizadas, foi verificado que o carregamento máximo produzido pela jaqueta-torre na condição operacional foi de 7089,63 kN. O fator de segurança (F_S) para condição operacional é igual a 2, e o carregamento resistente da estaca para o tipo de jaqueta com a torre eólica instalada é de 13694,28 kN, portanto, o valor correspondente da verificação ao "*Unity Check*'', em condição de operação, consiste na razão dos carregamentos multiplicado pelo fator de segurança ("*Unity Check*'' = 14179,26/13694,28). Assim sendo, conclui-se que duas das oito estacas da jaqueta submetida ao carregamento da torre eólica de 10 MW encontram-se sobrecarregadas, pois apresentaram razões de tensões ("*Unity Check"*) acima de 1.

4.4 Verificação dos valores dos deslocamentos

Realizou-se a verificação dos valores dos deslocamentos, com base a DNVGL-OS-C101 (DNVG-OS-101L, 2015), para o estado limite de serviço (*WSD - Working Stress Design*). A Tabela 14 mostra os limites das deflexões do topo da jaqueta tomados como referências (DNVG-OS-101L, 2015). Em seguida, são apresentados os deslocamentos máximos (Tabela 15) encontradas ao longo do estudo por intermédio do relatório do programa *SACS V12.0* (*SACS*, 2019), com base o estado limite de serviço (WSD).

Tabela 14 - Valores limites para as deflexões.

Condição	Limite para $\delta_{máx}$	Limite para δ_2
Vigas de convés	L/200	L/300
Vigas de convés que suportam acabamento quebradiço ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350

L: comprimento do vão em cm.
$\delta_{máx}$: deslocamento máximo. δmáx = δ1 + δ2 - δ0; δ1 = deslocamento devido às cargas permanentes; δ2 = deslocamento devido às cargas variáveis; δ0 = pré-deformação.

Tabela 15 - Deslocamento máximos dos nós (juntas) da estrutura.

Carga combinada	Direção X		Direção Y		Direção Z	
	Junta	Deflexão (cm)	Junta	Deflexão (cm)	Junta	Deflexão (cm)
OPE45	J042	20,23	J042	8,32	J041	-0,20
OPE0	J043	16,98	J042	7,51	J039	-0,81
OPE45	J048	19,87	J056	8,25	J034	-2,05
OPE45	J054	16,96	J034	7,48	J036	-0,67

Verificando-se que a máxima deflexão obtida foi de 18,92 cm, localizada no nó D (Figura 7), e o comprimento do elemento associado de 800 cm, pode-se concluir com base nesta formulação [$\delta_{máx}/L_v$ < L/200] que a verificação da deflexão não é satisfatória [$\delta_{máx}$ = 18,92 cm > δ_{lim} = 4 cm].

5 Conclusões

As análises desenvolvidas no âmbito deste trabalho de pesquisa apresentam como objetivo principal a avaliação acerca da viabilidade de reutilização de uma plataforma brasileira típica (jaquetas), com base no estudo do comportamento estrutural do modelo, quando submetida a novas condições de operação, em função das ações oriundas de uma torre eólica. Deste modo, ao longo do estudo foi considerada uma plataforma, sem o convés, sujeita ao carregamento de uma torre eólica de 10 MW. Assim sendo, foi realizada a análise estrutural de resistência de cada um dos membros da plataforma em estudo, em condição de operação, levando-se em conta todos os parâmetros recomendados por normas correntes de projeto deste tipo de estrutura.

Na análise da jaqueta investigada foi feita a verificação da estrutura para suportar os carregamentos provenientes da torre eólica de 10 MW, ondas do mar, correntes e ação do vento. Destaca-se que, inicialmente, os resultados das análises demonstram um comportamento estrutural adequado dos membros da jaqueta (barras do modelo), com valores do "*Unity Check*" inferiores a unidade, com valor máximo da razão de tensão igual a 0,95 (UC = 0,95). Por outro lado, os valores das deflexões máximas do sistema não atendem o limite de projeto, mediante emprego da norma DNVGL-OS-C101 (DNVG-OS-101L, 2015), no que se refere à análise das cargas combinadas, de acordo com os diferentes parâmetros de projeto [$\delta_{máx}$ = 18,92 cm > δ_{lim} = 4 cm]. Ressalta-se que foi feita uma tentativa de solucionar este problema (deflexões máximas) mediante o estaiamento da estrutura, com base no uso de cabos para a estabilização da jaqueta, assim como utilizando elementos de contraventamento mais rígidos, porém sem sucesso, devido à excessiva flexibilidade destes elementos, além do fato de que o problema de tensões excessivas sobre as fundações não foi resolvido.

Finalmente, a partir dos resultados encontrados ao longo do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, mediante avaliação estrutural da jaqueta submetida ao carregamento da torre eólica, foi verificado, também, que ao serem consideradas as cargas atuantes sobre as fundações, duas estacas atingiram valores de razões de tensões superiores à unidade ("*Unity Check*" > 1), e deste modo o sistema investigado não atende aos critérios de projeto para dar suporte a torres eólicas de 10 MW.

6 Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES CNPQ e FAPERJ; e externam, também, o seu agradecimento ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFF.

7 Referências bibliográficas

AISC (American Institute of Steel Construction). Manual of Steel Construction. **Allowable Stress Design**. 9th Edition, Chicago, USA, 2016.

AMARANTE, O. A. C.; BROWER, M.; ZACK, J.; SÁ, A. L. S. **Atlas do Potencial Eólico Brasileiro**. Ministério das Minas e Energia, Brasília/DF, Brasil, 2001.

API (American Petroleum Institute). **Recommended Practice for Planning, Designing & Constructing Fixed Offshore Platforms (API RP 2A)**. Working Stress Design, 22nd Edition, Washington D.C., USA, 2014.

API (American Petroleum Institute). **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms (API RP 2A-WSD)**. Working Stress Design. 1st Edition, Washington D.C., USA, 2015.

BAK C.; ZAHLE F.; BITSCHE R.; KIM T.; YDE A.; HENRIKSEN L. C.; NATARAJAN A.; HANSEN M. **Description of the DTU 10 MW reference wind turbine. DTU Wind Energy.** Technical University of Denmark. Kongens Lyngby, 2013.

BARROS, J. C.; FERNANDES, G. C.; SILVA, M. M.; SILVA, R. P.; SANTOS, B. **Fixed platforms at ageing oil fields: feasibility study for reuse to wind farms**. Offshore Technology Conference (OTC), Houston, Texas, USA, 2017.

COSTA, K. M. **Reutilização de plataformas fixas para geração de energia eólica offshore**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil. 2018.

International Energy Agency**. Key world energy statistics 2020**. França: IEA, 2019. Disponível em: <http://www.iea.org/publications>. Acesso em: 05 set., 2019.

LUCZYNSKI, E. **Os condicionantes para o abandono das plataformas offshore após o encerramento da produção**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo (USP), São Paulo/SP, Brasil, 2002.

Offshore Standard DNVGL-OS-C101. **Design of Offshore Steel Structures. General (LRFD Method)**. Edition July, Noruega, 2015.

Offshore Standard DNVGL-OS-C201. **Structural Design of Offshore Units (WSD Method)**. Noruega, Edition July, Noruega, 2015.

QUISSANGA, V. M. **Descomissionamento de plataforma offshore fixa e utilização para base de unidade de geração de energia eólica**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense (UFF), Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2018.

RUIZ, B. X. F.; ÁVILA, J. E. M. **Análisis estructural de una plataforma jacket con aplicación al caribe colombiano**. Tesis de Grado, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena, Colômbia, 2015.

SACS V12.0: Structural Analysis Computer System. **Engineering Dynamics, Inc-Kenner**, Louisiana, USA, 2019.

SILVA A. J. V. C. **Potencial eólico offshore no Brasil: localização de áreas nobres através de análise multicritério**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2019.

SILVA, R. P. **Análise e projeto de jaquetas offshore segundo os critérios LRFD e WSD.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 1991.

SIMAS M., PACCA S. **Energia eólica, geração de empregos e desenvolvimento sustentável.** Estudos Avançados. São Paulo/SP, Brasil, 2013.

TRAPP, B. C. **Análise de viabilidade de uma fazenda eólica offshore no Rio Grande do Sul**. Trabalho de Conclusão de Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre/RS, Brasil, 2009.

Revista da Estrutura de Aço - REA

Recebido: 09/09/2020
Aprovado: 08/12/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 221-239 - ISSN 2238-9377

Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Estudo numérico de vigamentos de piso tipo "stub-girder" modificado

Antonyony Carlos Jordão Heitor[1*], Sebastião Arthur Lopes de Andrade[1] e Raul Rosas e Silva[1]

[1] Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rua Marquês de São Vicente, 225, antonyony@aluno.puc-rio.br

Numerical study of a modified stub-girder floor system

Resumo

Este estudo tem por objetivo avaliar o comportamento estrutural do vigamento de piso tipo Stub-Girder, modificado para melhor aproveitamento dos perfis em sua fabricação. O estudo é baseado em formulações não lineares físicas por meio do método dos elementos finitos (MEF), com uso do software ANSYS. Para calibrar o modelo numérico, foram utilizados dados de ensaios em escala real disponíveis na literatura. Uma análise paramétrica foi realizada utilizando diversos tipos de perfis disponíveis no mercado brasileiro para que o sistema stub-girder modificado pudesse ser avaliado no que diz respeito à resistência e rigidez, mostrando também que os modelos constitutivos adotados para o concreto mostram excelentes resultados.

Palavras-chave: *Stub-Girder, Estruturas Mistas, ANSYS, constitutive models*

Abstract

The purpose of the research reported in this paper is to evaluate the structural behavior of a Stub-Girder floor system, modified to improve the use of steel profiles in its manufacturing process. A numerical procedure is developed, based on nonlinear analysis through the use of the finite element method (FEM), employing the software ANSYS. To calibrate the numerical model, data from full-scale tests available in the literature were used. A parametric analysis was performed using several types of profiles available in the Brazilian market so that the modified stub-girder system could be evaluated regarding strength and stiffness, as well as demonstrating excellent results in the constitutive models for concrete.

Keywords: *Stub-Girder, Composite Structures, ANSYS, constitutive models*

* autor correspondente

1 Introdução

1.1 Considerações Iniciais e Objetivos

O projeto e a construção de estruturas mistas consistem na utilização simultânea das capacidades do aço e do concreto de modo a resistir a esforços de tração e compressão, respectivamente, de maneira que sejam aumentadas a resistência e a rigidez do sistema, com gasto otimizado de materiais. Existem diversos sistemas que fazem uso dessas vantagens, sendo alguns exemplos vigas mistas, pilares mistos, lajes mistas, treliças mistas e o sistema de piso tipo Stub-Girder.

Colaco (1972) propôs o sistema misto de piso tipo Stub-Girder, que provê a integração mecânica e estrutural através de aberturas de alma. Além disso, esse sistema gera economia de peso devido à combinação estrutural proposta entre os Stub-Girders e as vigas transversais a eles. Ele pode ser classificado como híbrido entre uma viga de seção I de alma cheia e uma viga tipo Vierendeel, sendo o banzo superior a laje de concreto armado, o banzo inferior um perfil laminado de seção H, e os stubs, formados por perfis laminados de seção I que conectam os dois elementos (banzos superior e inferior) para garantir a transferência de esforço cortante entre eles. O sistema é mostrado na Figura 1.

Este trabalho e a pesquisa associada a ele são mais um esforço no que tange a mostrar as vantagens dos sistemas mistos, marcadamente o sistema de pisos Stub-Girder, que foi modificado dando origem à proposta de um novo sistema de vigamentos por Heitor (2017). Esse sistema reduz o peso da estrutura quando comparado às vigas mistas, além de possuir altura total menor que a dos Stub-Girders tradicionais, sem perder a vantagem de possuir aberturas inerentes a si que facilitam a instalação de serviços, apesar de apresentar como limitação os grandes esforços que ocorrem na região dos *stubs* externos.

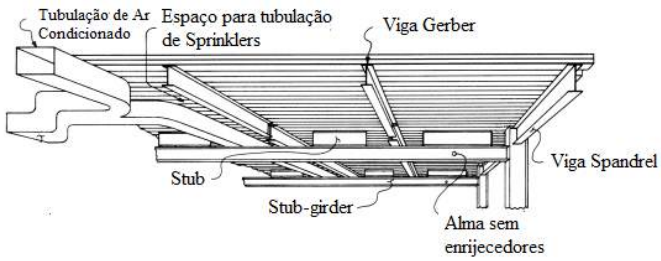


Figura 1 - Sistema de pisos Stub-Girder.

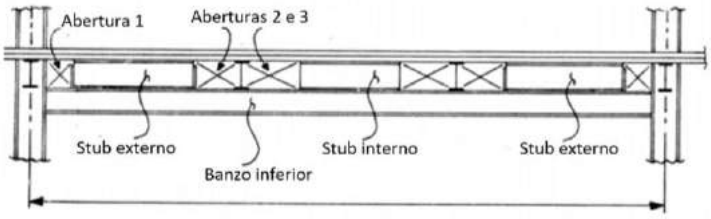


Figura 2 - Sistema de pisos Stub-Girder.

O sistema proposto por Heitor (2017) é composto por diferentes seções e cada uma delas possui um modo de falha distinto. Por meio da integração das tensões obtidas em modelos numéricos preliminares, realizados no software ANSYS 15, concluiu-se que na seção 'a', o sistema funciona como uma viga mista, na seção 'b' o sistema atua como os stubs externos do sistema original e na seção 'c' a laje está submetida simultaneamente a esforços de compressão e flexão e o banzo inferior a esforços de tração e flexão. O sistema modificado é apresentado nas Figuras 3 e 4.

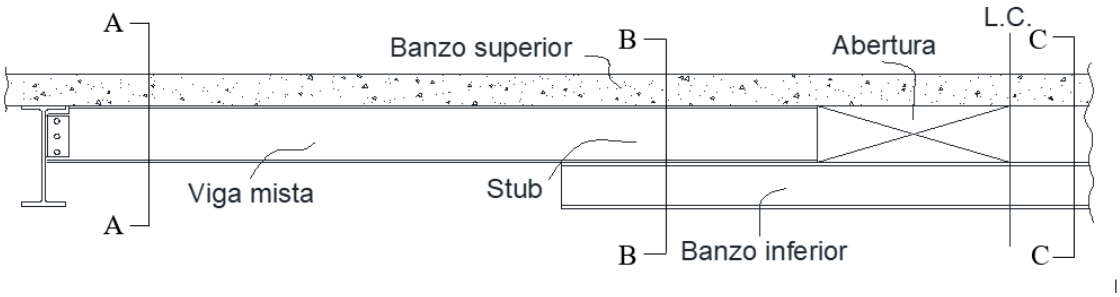


Figura 3 - Sistema de pisos Stub-Girder modificado.

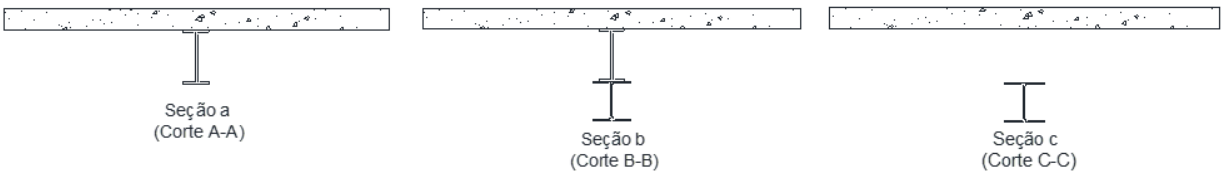


Figura 4 - Sistema de pisos Stub-Girder modificado.

Em projetos em que o sistema Stub-Girder modificado seja utilizado, é importante frisar que as vigas compostas pelo sistema atuam como apoio para as vigas VM2, que estão posicionadas na abertura do sistema modificado (fazendo com que o limite de altura da viga VM2 seja a altura dos *stubs*).

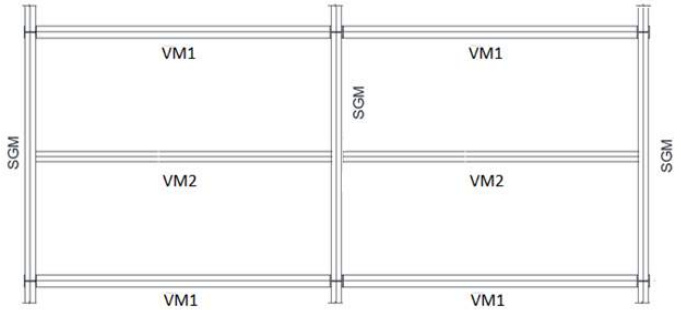


Figura 5 - Layout de um pavimento com uso do sistema Stub-Girder modificado.

A viga VM2 é contínua sobre 3 apoios e as vigas VM1 podem formar pórticos de ligações semirrígidas ou contínuas.

No presente trabalho, o sistema modificado proposto é estudado com maior profundidade com o objetivo de proporcionar melhor entendimento do funcionamento do sistema no que diz respeito a dois importantes aspectos de qualquer sistema construtivo: resistência e rigidez. Nesse contexto, os pontos mais importantes a serem tratados são:

- A validação dos modelos numéricos por meio do método dos elementos finitos com uso do ANSYS 19 realizada em comparação com os resultados obtidos por Lam e Hosain (1977), que realizou diversos ensaios em escala real.

- A avaliação da carga e o modo de ruína da estrutura por meio de modelos numéricos realizados no ANSYS 19, já que essa versão possui novos modelos de material para o concreto, que possibilitam melhores resultados.

2 Sistema de vigamentos de piso Stub-Girder

2.1 Considerações gerais

O sistema de vigamento de pisos Stub-Girder foi introduzido no mercado dos Estados Unidos a partir de 1970. O nome desse sistema misto foi proposto pelo seu principal desenvolvedor, Colaco (1972). O arranjo estrutural, que pode ser observado na Figura

3, representa economia no peso do aço devido à eficiência do sistema misto bem como a combinação entre o projeto das vigas mistas e vigas Gerber.

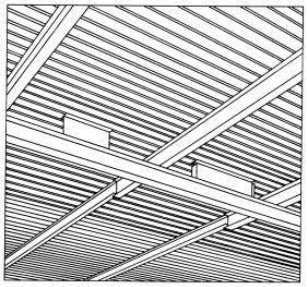


Figura 6 - Sistema de vigamentos de piso tipo Stub-Girder (1984).

No Canadá, esse sistema foi tema de várias pesquisas, incluindo testes em escala real que resultaram em mudanças significativas em comparação ao conceito original. Essas mudanças incluíram a altura dos perfis, acréscimo de enrijecedores nos stubs e reforço na laje de concreto (1984).

2.2 Comportamento estrutural do Sistema Stub-Girder

O sistema de pisos Stub-Girder é basicamente um sistema de vigamento de pisos de transferência de cargas gravitacionais. O sistema envolve conjuntos tipo Vierendeel, que consistem num banzo inferior composto por um perfil de aço de seção W e um banzo superior composto pela laje de concreto. As ligações intermitentes são compostas também por perfis de aço de seção W (que são chamados de stubs) conectados a ambos os banzos com o objetivo de realizar a transferência de esforço cortante entre os dois elementos. Vigas secundárias passam pelas aberturas e são conectadas também a ambos os banzos. Idealmente, o sistema pode chegar a 12 metros de vão, com o sistema de vigas secundárias chegando a vãos de 9 metros. O sistema é muito versátil, particularmente no que diz respeito às vigas secundárias, com a altura das vigas variando de acordo com a configuração estrutural e arquitetônica.

Estruturalmente, o sistema Stub-Girder utiliza vigas de piso contínuas e rótulas são adicionadas próximas aos pontos de inflexão para receber os vãos em balanço. As regiões de momento positivo são projetadas como vigas mistas em conjunto com a laje de concreto, garantindo economia de material e aumento da rigidez.

O Stub-Girder é analisado como uma viga Vierendeel, com a laje de concreto trabalhando como um banzo superior comprimido, o perfil de aço inferior trabalhando como um banzo inferior tracionado, e os stubs como painéis de cisalhamento.

2.3 Critérios de Projeto

Os critérios de projeto apresentados nesta seção foram preparados por Ritchie e Chien (1984) baseados num estudo detalhado do sistema Stub-Girder por muitos anos.

As orientações para o projeto e construção do sistema cobrem considerações sobre a laje de concreto; layout dos stubs e do banzo inferior; construção Gerber; controle de altura e verificações para as vigas Gerber; propriedades estruturais do banzo superior (laje de concreto reforçada); modelagem estrutural dos Stub-Girders para análise computacional; verificações das resistências dos elementos do Stub-Girder; projeto de conectores de cisalhamento; verificações referentes à vibração de pisos e verificações para os escoramentos na fase de concretagem.

2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento

Para que a ação mista ocorra propriamente, é necessário que o concreto e o aço se deformem em conjunto, como um único elemento, portanto, é necessário o uso dos conectores de cisalhamento, que, possuindo resistência suficiente para tal, serão responsáveis pela transmissão dos esforços cisalhantes na interface aço-concreto. O índice η_i tem como função avaliar o grau de interação entre o concreto e o aço e é determinado pela relação entre a seção de momento fletor máximo e a de momento fletor nulo.

Nesse trabalho, o conector de cisalhamento utilizado nos modelos numéricos foi o tipo perfobond, proposto inicialmente pela empresa Leonhardt, Andrä and Partners como alternativa aos stud bolts, que apresentam baixa resistência à fadiga. Esse tipo de conector é formado por uma chapa retangular com furos, que é soldada à viga metálica e embutido na laje de concreto.

Os furos são preenchidos por concreto e os cilindros formados são responsáveis por resistir ao cisalhamento horizontal e impedem que a laje de concreto e a viga de aço se desloquem verticalmente.

Nos modelos numéricos, a equação utilizada para a resistência última dos conectores de cisalhamento foi proposta por Oguejiofor e Hosain (1994, 1997) e é apresentada a seguir:

$$q_u = 4{,}5h_{sc}t_{sc}f_{uc} + 0{,}91A_{tr}f_{yr} + 3{,}31nd^2\sqrt{f_{uc}} \quad (1)$$

onde h_{sc} representa a altura do perfobond; t_{sc} sua espessura; f_{uc} a resistência do concreto à compressão; A_{tr} a área da armadura que passa pelos furos, caso exista; n representa o número de furos e d seu diâmetro e f_{yr} a tensão limite de escoamento do aço da armadura.

3 Modelo numérico

Nesta seção, são apresentadas as informações pertinentes aos modelos numéricos utilizados nesse trabalho. São discutidos e utilizados três modelos para validação, com dados experimentais obtidos por Lam e Hosain (1977).

3.1 Modelagem

O ANSYS Structural Mechanics é um software utilizado para auxiliar engenheiros e pesquisadores na área de modelagem estrutural.

Para modelar a laje de concreto foram utilizados elementos sólidos SOLID186, presentes na biblioteca de elementos do software ANSYS 19 (2018). O elemento SOLID186 permite a modelagem tridimensional de sólidos.

Os perfis de aço foram criados com por meio de elementos de casca SHELL181, que são posicionados nos planos médios das chapas que formam os perfis de aço. O elemento SHELL181 é utilizado para modelagem de estruturas que possuem pequena a média espessura.

No caso da simulação dos conectores de cisalhamento, foram utilizados elementos de mola COMBIN39. Esses elementos possuem dois nós e no caso da análise, possuem apenas um grau de liberdade: translação na direção Z, e recebem como informação, além do material utilizado, a curva carga-deslizamento, que pode ser não-linear, e no caso do modelo SGM-L, simularão o comportamento dos conectores de cisalhamento tipo perfobond e sua curva carga x deslizamento. A Figura 7 mostra a geometria do elemento COMBIN39 e a curva carga x deslizamento que é usada como dado de entrada.

Não foram realizados ensaios do tipo push-out para obtenção da curva carga-deslizamento dos perfobonds, mas há extensivos estudos a respeito de seu comportamento. A curva supracitada foi obtida conforme a Equação 2, proposta por Zheng et al. (2016).

$$V = \frac{V_u}{1+\left(\frac{s_i}{s}\right)\left(1-\frac{s}{s_p}\right)^2} \qquad (0 \leq s \leq s_u) \tag{2}$$

onde s_i é o deslizamento inicial, que possui valor igual a 0,2 mm para testes tipo push-out de perfobonds, s_p é o valor do deslizamento para a carga máxima atingida, V_u, e finalmente, s_u é o deslizamento último, que tem valor igual a s_p em perfobonds sem armaduras passando pelos furos e $2{,}5s_p$ nos que possuem. A curva carga-deslizamento obtida é mostrada na Figura 7.

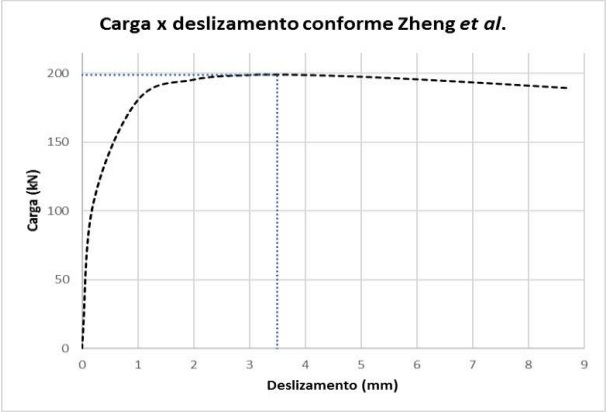


Figura 7 - Curva carga-deslizamento utilizada no modelo.

A carga máxima calculada foi de V_u = 198,95 kN.

As armaduras são criadas com uso de dois tipos de elemento: MESH200 e REINF264. Os elementos MESH200 são de uso temporário e apenas fazem parte do processo de criação dos elementos REINF264, já que em suas versões recentes, o ANSYS permite que a armadura seja criada de forma independente.

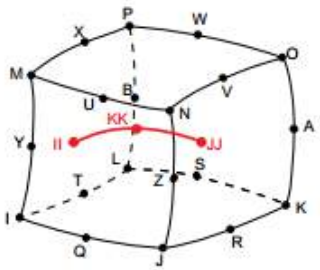


Figura 8 - Elemento REINF264 (ANSYS, 2018).

Os elementos REINF264 recebem como entrada de dados a tensão limite de escoamento do aço das armaduras e sua área.

O método utilizado para criação das armaduras foi o da malha independente, isto é, os nós dos elementos que formam a armadura não dependem da malha da laje de concreto. A criação das armaduras consiste em três etapas: criação de linhas na posição das armaduras dentro dos elementos SOLID185; criação dos elementos MESH200 com as linhas criadas e uso do comando ereinf (2018), que automaticamente transforma os elementos MESH200 em elementos REINF264.

O método da malha independente é de grande utilidade, já que facilita a criação da malha e a parametrização do modelo.

A Figura 9 apresenta o esquema do modelo numérico. Destaca-se que a distância entre as chapas das mesas dos perfis de aço é de *tfs/2 + tfi/2*, onde *tfs* é a espessura da mesa do perfil superior e *tfi* a da inferior.

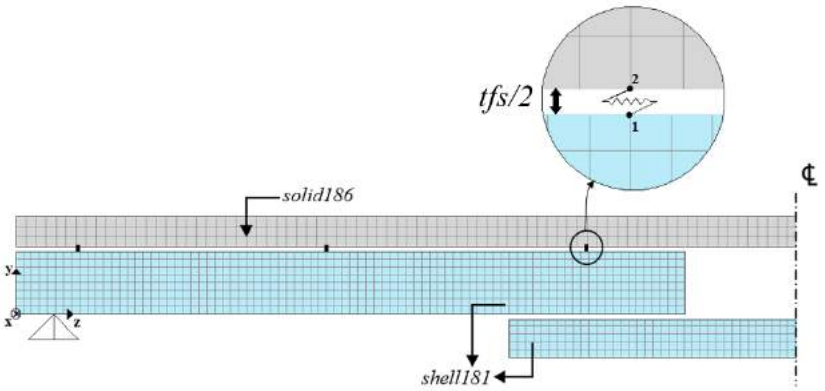


Figura 9 – Esquema do modelo numérico.

A ligação entre os perfis de aço foi utilizada interação total para simular a ligação soldada, ou seja, os nós das mesas dos perfis nessa área têm os mesmos deslocamentos nos eixos x, y e z. Na ligação entre o perfil de aço e a laje foi utilizada interação parcial, logo, os deslocamentos dos nós da laje e do perfil são iguais nos eixos x e y e no eixo z são utilizados os elementos COMBIN39 para simular o comportamento dos perfobonds.

3.2 Modelos constitutivos

Para as propriedades não-lineares do aço, independentemente da tensão limite de escoamento possuída, foi escolhido o modelo bilinear que obedece ao modelo de escoamento de Hill (1983), em que ao ser atingida a tensão limite de escoamento do

material, ocorre o endurecimento isotrópico do mesmo, provocando um aumento uniforme (relacionado ao coeficiente angular α, que para essa análise foi considerado 20 MPa) do tamanho da superfície de escoamento, resultando em um aumento do valor da tensão.

A modelagem do concreto se deu com uso do modelo Drucker-Prager Concrete (1994). Os modelos Drucker-Prager de superfície única geralmente não apresentam grandes diferenças no comportamento à tração e compressão do concreto. Assim, esse modelo utiliza duas superfícies: a superfície de ruptura para o comportamento em tração e tração-compressão, que pode ser obtida conforme Drucker-Prager ou Rankine, e uma superfície para o comportamento à compressão, obtida conforme Drucker-Prager. É importante frisar que a superfície para o comportamento à compressão é diferente da utilizada para o comportamento em tração e tração-compressão, levando em conta a plastificação do concreto, enquanto a primeira se refere ao amolecimento por tração e tração-compressão. A Figura 10 mostra o modelo composto pelas superfícies de Drucker-Prager para tração e compressão.

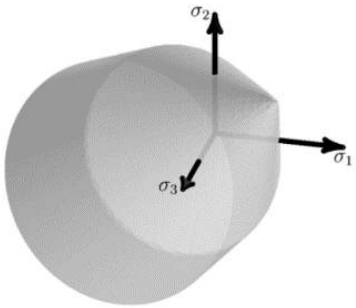


Figura 10 - Modelo composto pelas superfícies de Drucker-Prager para tração e compressão (2018).

No caso do presente trabalho, foram utilizadas apenas superfícies de Drucker-Prager, que, além de apresentarem excelentes resultados, não causam tanta instabilidade na obtenção dos resultados, como ocorre quando a superfície de Rankine é utilizada.

A resistência à tração uniaxial do concreto, bem como o módulo de elasticidade e a resistência à compressão biaxial foram obtidas no código de modelagem do concreto fib2010 (da Fédération Internationale du Béton) (2012).

As leis de endurecimento, amolecimento e dilatação (do inglês *hardening, softening and dilatation*, ou HSD) regem o comportamento do material após o processo de

plastificação ser iniciado. Estão disponíveis no ANSYS 19 quatro modelos distintos para essas leis, sendo eles *Exponential; Steel Reinforcement; Fracture Energy* e *Linear*.

Após análises preliminares, foi decidido que o modelo utilizado para as leis de endurecimento, amolecimento e dilatação seria o Exponential. Esse modelo recebe como dados de entrada a deformação plástica à resistência axial à compressão, κ_{cm}; deformação plástica na transição para o amolecimento exponencial, κ_{cu}; tensão relativa no início do endurecimento não-linear, Ω_{ci}; tensão relativa residual em κ_{cu}, Ω_{cu}; tensão relativa residual de compressão, Ω_{cr}; energia de fratura do modo I, G_{ft} e tensão residual de tração, Ω_{tr}.

A energia de fratura foi calculada conforme Benincá (2019), que formulou uma equação, Equação 3, que gera uma curva em que o trecho exponencial é menor e o decaimento não é tão lento quanto quando utilizada a equação para energia de fratura presente no código fib2010.

$$G_{ft} = -\frac{\bar{\kappa} R_t L_i}{\ln(\Omega_{tr})} \tag{3}$$

onde R_t representa a resistência uniaxial à tração, L_i é o comprimento característico do elemento que forma a laje de concreto e $\bar{\kappa}$ a deformação plástica quando a tensão residual de tração é atingida.

3.3 Condições de contorno

No caso do sistema proposto, as condições de contorno são idênticas às de uma viga biapoiada. Para tanto, a sua aplicação é feita utilizando-se o *método Multipoint Constraints* (*Rigid Surface Constraint*), que consiste na criação de um nó piloto ao qual são ligados um nó ou um conjunto de nós pelo Método *master-slave*.

3.4 Tipo de análise

A análise estrutural não linear é feita pelo ANSYS 19 por meio da aplicação do método Newton-Raphson. Foram consideradas apenas não-linearidades de material.

3.5 Validação do modelo numérico

Lam e Hosain (1977) realizaram sete ensaios de flexão em escala real (assim como no modelo SGM-L, nesses ensaios a carga foi aplicada no centro da viga), nomeados SGC-1 a SGC-7. Para validação do modelo numérico, foram simulados os ensaios SGC-5, SGC-6

e SGC-7. Todos os modelos possuem 5 stubs de comprimento 305 mm e 4 aberturas de comprimento 533,75 mm e armadura formada por 8 barras de 142,5 mm². A interação aço-concreto foi considerada completa, ou seja, sem deslizamento relativo.

As informações concernentes à geometria e material dos modelos SGC-5, SGC-6 e SGC-7 são mostradas nas Tabela 1, 2 e 3.

Tabela 1 - Modelo SGC-5

SGC-5	Laje	*Stub*	Banzo inferior
Seção	425,4 x 101,6	S5x10	W6x15,5
L (mm)	3.660	305	3.660
f_{ymesa} (MPa)	-	323,7	323,7
f_{yalma} (MPa)	-	336,3	336,3
f_c (MPa)	30,18	-	-
Cobrimento (mm)	19	-	-

Tabela 2 - Modelo SGC-6

SGC-6	Laje	*Stub*	Banzo inferior
Seção	425,4 x 101,6	S6x12,5	W6x15,5
L (mm)	3.660	305	3.660
f_{ymesa} (MPa)	-	323,7	323,7
f_{yalma} (MPa)	-	336,3	336,3
f_c (MPa)	31,01	-	-
Cobrimento (mm)	19	-	-

Tabela 3 - Modelo SGC-7

SGC-6	Laje	*Stub*	Banzo inferior
Seção	425,4 x 101,6	S8x18,4	W6x15,5
L (mm)	3.660	305	3.660
f_{ymesa} (MPa)	-	323,7	323,7
f_{yalma} (MPa)	-	336,3	336,3
f_c (MPa)	29,0	-	-
Cobrimento (mm)	19	-	-

As Figuras 11, 12 e 13 mostram as curvas carga-deslocamento dos ensaios em escala real e dos modelos numéricos.

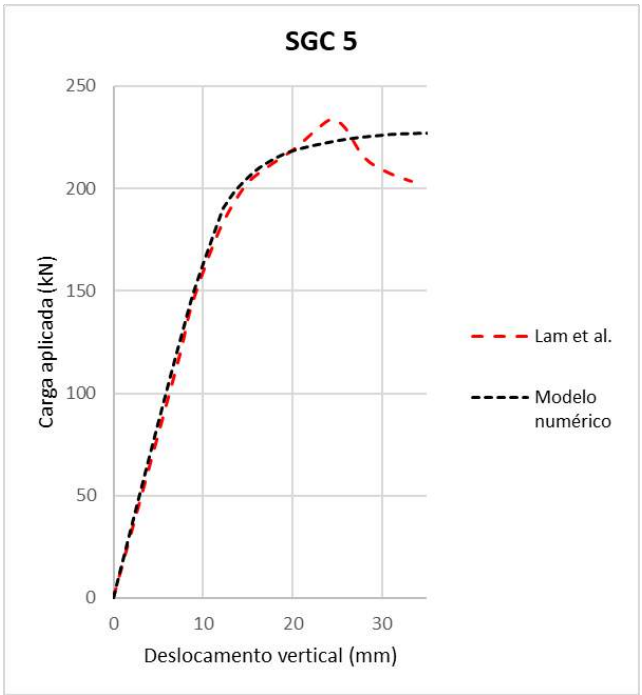


Figura 11 - Curvas carga-deslocamento do modelo SGC-5.

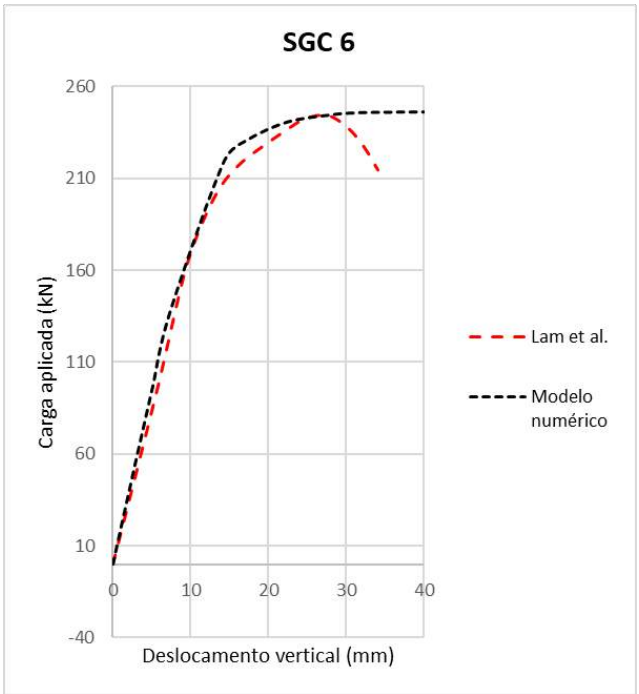


Figura 12 - Curvas carga-deslocamento do modelo SGC-6.

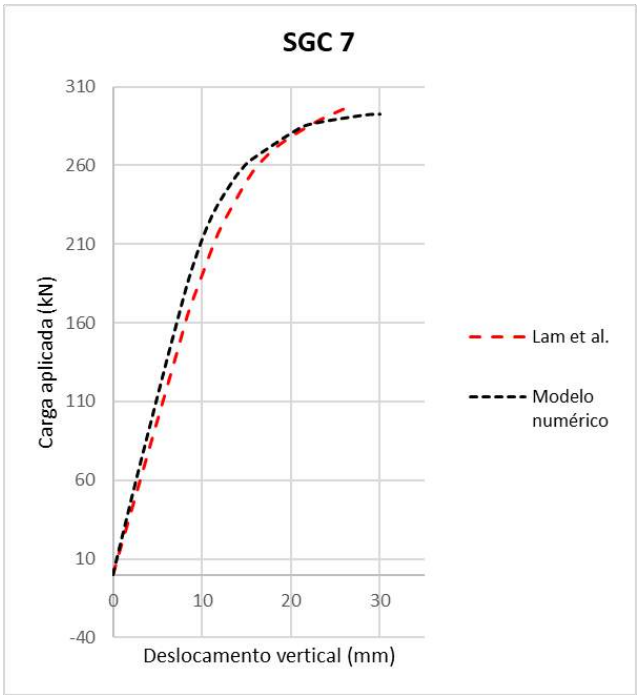


Figura 13. Curvas carga-deslocamento do modelo SGC-7.

Como pode ser observado nas curvas obtidas por meio dos modelos numéricos, a metodologia utilizada, incluindo elementos e modelos constitutivos, mostrou resultados coerentes quando comparada aos ensaios em escala real, já que as cargas máximas e as curvas ascendentes ficaram próximas do comportamento obtido nos testes em escala real. Deve-se salientar que o fato de não haver queda nas curvas dos modelos numéricos se deve ao tipo de modelo constitutivo adotado para o concreto, já que o parâmetro de tensão relativa de compressão, Ω_{cr}, não pode ter valores que sejam muito baixos, o que geraria problemas de convergência nos modelos. Além disso, no modelo SGC-7, a curva carga x deslocamento do teste em escala real apresenta não apresenta ponto de pico pois o ensaio foi finalizado de maneira brusca devido a sua montagem. Constata-se que há dificuldades na região pós-pico tanto nos ensaios experimentais como numéricos, algo ainda a ser pesquisado em futuros estudos, especialmente quanto à convergência do procedimento numérico.

4 Análise paramétrica

Os sistemas modificados estudados são formados por dois stubs de comprimento igual a 2520 mm que proporcionam uma abertura de 480 mm tendo em vista o vão total de 6.000 mm. O banzo superior é formado por laje maciça de concreto armado, com

espessura igual a 100 mm e largura efetiva, obtida conforme a CAN S16-10 (2010), igual a 1.500 mm (1/4 do comprimento total). O banzo inferior tem comprimento igual a 2.360 mm.

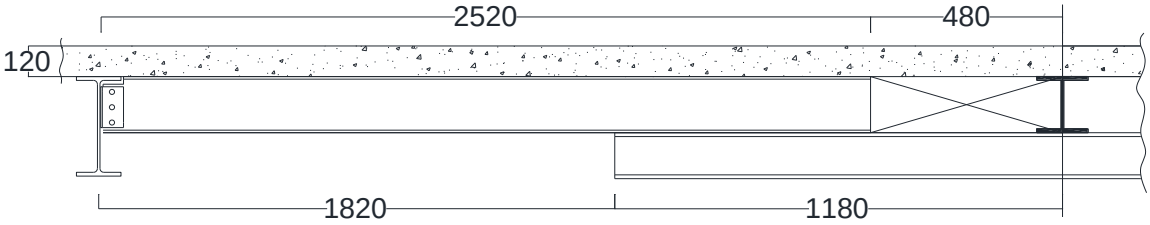


Figura 14 - Geometria do modelo numérico SGM-L (cotas em mm).

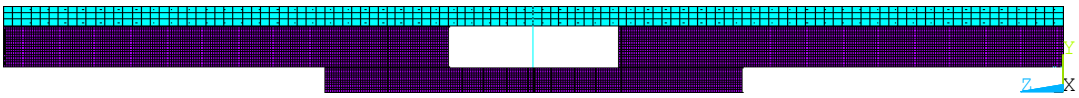


Figura 15 - Geometria do modelo numérico SGM-L.

Após a validação do modelo numérico mostrada na seção anterior, foram realizadas análises em 14 modelos, variando as seções dos stubs mistos e da corda inferior. Em todos os modelos, foram utilizados perfobonds com medidas 180 x 76,2 mm com dois furos de diâmetro de 19 mm espaçados a 80 mm. Além disso, a laje também é a mesma em todos os modelos, possuindo largura efetiva igual a 1.500 mm e espessura igual a 100 mm, com armaduras mínimas, calculadas conforme a NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. A Tabela 4 apresenta as informações dos modelos numéricos analisados.

Tabela 4 - Modelos analisados

	Cód.	Corda Inferior	Stub		Cód.	Corda Inferior	Stub
Grupo 1	SGM-01	W150x29,8	W250x17,3	Grupo 2	SGM-08	W150x37,1	W250x17,3
	SGM-02	W150x29,8	W250x22,3		SGM-09	W150x37,1	W250x22,3
	SGM-03	W150x29,8	W250x25,3		SGM-10	W150x37,1	W250x25,3
	SGM-04	W150x29,8	W250x28,4		SGM-11	W150x37,1	W250x28,4
	SGM-05	W150x29,8	W250x32,7		SGM-12	W150x37,1	W250x32,7
	SGM-06	W150x29,8	W250x38,5		SGM-13	W150x37,1	W250x38,5
	SGM-07	W150x29,8	W250x44,8		SGM-14	W150x37,1	W250x44,8

A análise não linear física foi realizada para os 14 modelos e, na fase de pós-processamento, obtidos os gráficos de força aplicada *versus* deslocamento. A partir desses gráficos são estimadas das as cargas limites para cada modelo.

Dos mesmos gráficos podem ser retiradas importantes informações que auxiliarão no entendimento do sistema no que diz respeito à análise não linear física e ao projeto do sistema por meio do método dos estados limites de acordo com a norma canadense CAN-S16.

Os gráficos condensados para os modelos dos Grupos 1 e 2 são apresentados nas Figuras 16 e 17.

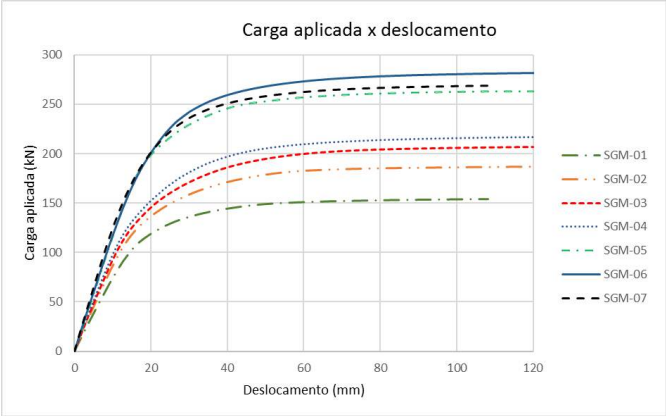


Figura 16 - Curvas carga-deslocamento do Grupo 1.

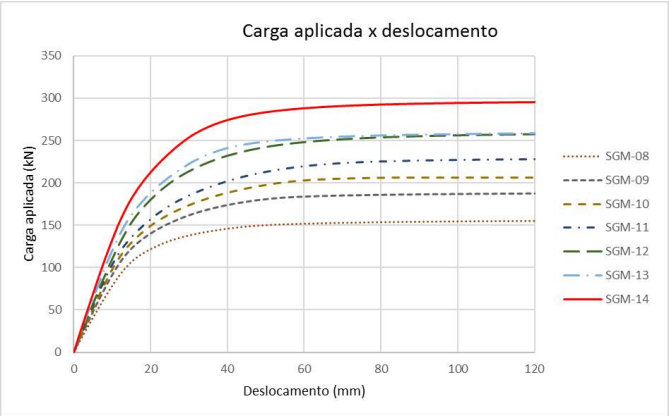


Figura 17 - Curvas carga-deslocamento do Grupo 2.

A Tabela 5 apresenta os valores obtidos para as cargas máximas obtidas para os modelos analisados.

Tabela 5 - Cargas máximas atingidas pelos modelos numéricos

Grupo	Modelo	P_{max} - ANSYS (kN)	Grupo	Modelo	P_{max} - ANSYS (kN)
Grupo 1	SGM-01	153,8	Grupo 2	SGM-08	155,6
	SGM-02	187,0		SGM-09	187,6
	SGM-03	206,5		SGM-10	206,0
	SGM-04	216,9		SGM-11	229,0
	SGM-05	263,2		SGM-12	259,1
	SGM-06	282,2		SGM-13	259,7
	SGM-07	270,3		SGM-14	295,9

Como pode ser observado nos grupos 1 e 2, a mudança da corda inferior não afetou os resultados no que diz respeito à carga máxima. Isto porque, no caso dos perfis do grupo 1, a seção crítica em boa parte das seções foi o stub misto; logo, a mudança da corda inferior não afetou os valores da carga máxima de forma expressiva.

Por meio dos resultados obtidos, chegou-se à Equação 4, que mostra quando é válido fazer a modificação da seção da corda inferior caso o tipo de seção para os *stubs* seja mantido o mesmo. Se o fator F_{sbc} for maior ou igual a 0,90, a carga máxima será afetada com a mudança da seção da corda inferior.

$$F_{sbc} = \sqrt{(F_{Abc1} - F_{Abc2})^2 + (F_{Ibc1} - F_{Ibc2})^2} \geq 0{,}90 \tag{4}$$

onde:

F_{Abc1} é a relação entre as áreas do *stub* e da corda inferior original; F_{Abc2} representa a relação entre as áreas do *stub* e da corda superior que substituirá a original; F_{Ibc2} é a relação entre os momentos de inércia (eixo forte) do *stub* e da corda inferior original e F_{Ibc2} representa a relação entre os momentos de inércia (eixo forte) do *stub* e da corda superior que substituirá a original;

4.1 Laje de concreto

Com o modelo utilizado no ANSYS, pode-se observar o caminho das fissuras por meio das deformações plásticas equivalentes, porém, no caso dos modelos analisados, o banzo superior, formado pela laje de concreto de largura efetiva de 1.500 mm e espessura de 100 mm, nunca foi uma seção crítica. Em poucos modelos a tensão limite de tração do concreto foi atingida. A Figura 18 mostra as tensões longitudinais na base da laje de concreto no modelo SGM-06 (fundo da laje).

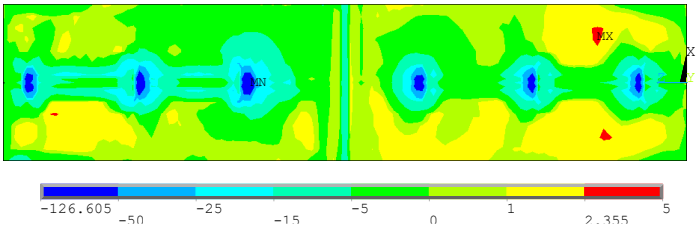


Figura 18 - Tensões longitudinais (MPa) na base da laje de concreto do modelo SGM-06.

É interessante observar que o centro da laje, região que representa a corda superior no sistema stub-girder modificado, não atinge a tensão limite de tração, que no caso do concreto utilizado (f_{ck} = 30 MPa), tem valor de 2,355 MPa. Isso pode se dever ao fato de que, pela distribuição da carga aplicada que ocorre entre a laje de concreto e o perfil de aço que forma o banzo inferior, quanto maiores os momentos de inércia dos perfis que o formam, menos carga será distribuída para a laje de concreto.

5 Considerações finais

No presente trabalho foi realizado um estudo sobre o comportamento estrutural do sistema de vigamento de piso tipo stub-girder de geometria modificada. Após a revisão teórica do sistema original, proposto por Colaco (1972), que apresenta limitações no que diz respeito aos esforços nos *stubs* externos mesmo com o uso de conectores de cisalhamento, e a discussão sobre a geometria do novo sistema, foi executada a validação do modelo numérico, com uso do software ANSYS 19, em comparação com dados experimentais obtidos por Lam e Hosain (1977). O comportamento pós-pico instável não foi adequadamente modelado, mas entende-se que este trecho é de difícil reprodução experimental e numérica e de menor importância para efeitos de estudos paramétricos em regimes de utilização até atingimento do colapso.

Após validado o modelo, foi realizada uma análise paramétrica com 2 grupos de perfis, gerando assim 14 modelos. Foram extraídas as cargas máximas atingidas por eles e discutidas questões como as seções críticas e tensões obtidas para a laje de concreto utilizando os modelos constitutivos mais recentes presentes no ANSYS 19, que apresentaram excelentes resultados. A geometria do sistema modificado permite o uso um número maior de conectores de cisalhamento, não mais apresentando as limitações do sistema original e mantendo a possibilidade de passagem de dutos, tubulações e eletrocalhas. Além disso, foi obtida uma equação para avaliar a possibilidade de mudança do perfil que forma o banzo inferior sem que ocorra desperdício de material.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio à pesquisa.

7 Referências Bibliográficas

COLACO, J. P. **Stub-girder system for high-rise buildings**. Engineering Journal, AISC, vol. 9, p. 89-95. 1972.

LAM, Y. W.; REZANSOFF, T.; HOSAIN, M. U. **An experimental investigation of Stub-Girders**. Structural Engineering Research Report nº 14, University of Saskatchewan, Saskatchewan. 1977.

HILL, R. **The Mathematical Theory of Plasticity**. Oxford University Press., New York, 355 p. 1983.

RITCHIE, J. K.; CHIEN, E. Y. L. **Design and Construction of Composite Floor Systems**. CISC, 323 p. 1984.

CHEN, W. F. **Constitutive Equations for Engineering Materials**. Volume 2: Plasticity and Modeling. Elsevier. 1994.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN M. U. **A parametric study of perfobond rib shear connectors**. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 21, p. 614-625. 1994.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN M. U. **Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors**. Computers and Structures. vol. 62, p. 617-624. 1997.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. S-16-10, **Design of Steel Structures**, 174 p. 2010.

THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Model Code 2010**. Bulletin n. 65, Lausanne, 2012.

ZHENG, S.; LIU, Y.; YODA, T.; LIN, W. **Shear Behavior and analytical model of perfobond connectors**. Steel and Composite Structures, vol. 20, p. 71-89. 2016.

HEITOR, A. C. J. **Estudo de um sistema de vigamento de piso tipo Stub-Girder modificado.** Dissertação de mestrado. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 94 p. 2017.

ANSYS 19.1®, **Command Reference**. ANSYS – Inc. 2018.

ANSYS 19.1®, **Element Reference**. ANSYS – Inc. 2018.

ANSYS 19.1®, **Material Reference**. ANSYS – Inc. 2018.

ANSYS 19.1®. **Theory Reference**. ANSYS – Inc. 2018.

BENINCÁ, M. E. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. Dissertação de mestrado. UFRGS, Porto Alegre. 204 p. 2019.

Revista da Estrutura de Aço - REA
Recebido: 16/10/2020
Aprovado: 22/12/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 240-258 - ISSN 2238-9377
Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

Implementação numérica do comportamento de estruturas de aço sob ação dos efeitos térmicos

Natan Sian das Neves[1]*, Rodrigo Silveira Camargo[2] e Macksuel Soares de Azevedo[3]

[1] PEC/COPPE, Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, natan.neves@coppe.ufrj.br
[2]Professor Doutor do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, rodrigo_camargo2000@yahoo.com
[3] Professor Doutor do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, macksuel.azevedo@gmail.com

Numerical implementation of the behavior of steel structures under action of thermal effects

Resumo
Este artigo concentra-se na análise numérica do comportamento dos elementos estruturais constituídos de aço sob efeitos da variação de temperatura. Para tanto, realiza-se implementações computacionais em ambiente MATLAB®, fundamentadas nos procedimentos numéricos de elementos finitos para elementos unidimensionais e bidimensionais. A avaliação do desempenho térmico e mecânico das estruturas estudadas é realizada pelo código desenvolvido, denominado de NASEN, utilizando o módulo específico de análise termoestrutural. Desta forma, são analisados os problemas descritos pelos modelos lineares com base nas teorias de elementos unidimensionais, de placa e da elasticidade, bem como os modelos não lineares associados ao comportamento de estruturas de aço sob elevadas temperaturas. Para aferição dos resultados numéricos obtidos são utilizadas soluções analíticas, simulações computacionais ou medições experimentais disponíveis nas literaturas técnicas. Em síntese, o programa desenvolvido mostra-se capaz que simular o comportamento físico dos problemas analisados, apresentando boa precisão nos resultados.

Palavras-chave: *método dos elementos finitos, código computacional, estruturas de aço, efeitos térmicos.*

Abstract
This article aims at the numerical analysis of the behavior of structural steel elements under the effects of temperature variation. For this, computational implementations are carried out in MATLAB® environment, based on finite element numerical procedures for unidimensional and bidimensional elements. The evaluation of the thermal and mechanical performance of the studied structures is performed by the developed code, called NASEN, using the specific module of thermo-structural analysis. Thus, the problems described by linear models are analyzed based on theories of unidimensional elements, plate, and elasticity, as well as the nonlinear models associated with the behavior of steel structures under high temperatures. To evaluate the numerical results obtained, analytical solutions, computer simulations, or experimental measurements available in the literature are used. In summary, the developed program is capable of simulating the physical behavior of the analyzed problems, presenting good precision in the results.

Keywords: *finite element method, computational code, steel structures, thermal effects.*
* autor correspondente

1 Introdução

Os elementos estruturais de aço são frequentemente utilizados em sistemas estruturais como mecanismos de suporte de carga, onde devem assegurar os requisitos mínimos de segurança e capacidade resistente estabelecidos em projeto. Esses elementos, ao longo da sua vida útil, podem ser expostos a diferentes ações e condições adversas, resultando em comportamentos e efeitos físicos inesperados na concepção e análise do sistema estrutural. Dentre as ações de interesse da engenharia estrutural, destaca-se os efeitos da variação de temperatura, presentes em diversas aplicações, como na análise de estruturas em condição de incêndio, juntas de dilatação, projetos mecânicos de turbinas e motores a reação, processos industriais para tratamentos térmicos de peças, dentre outros.

Neste contexto, o aço quando exposto a elevados gradientes térmicos apresenta reduções em relação à resistência e à rigidez, associado a uma alta condutividade térmica. Essas características desse material resultam em comportamentos físicos complexos e altamente não lineares. Desta forma, o desenvolvimento de programas computacionais é uma importante ferramenta da engenharia para compreender adequadamente o comportamento desses elementos submetidos aos gradientes térmicos. No Brasil, pode-se citar algumas pesquisas científicas com objetivo do desenvolvimento de códigos numéricos para estudar a resposta das estruturas de aço sob ação do aumento de temperatura, conforme pode ser visto em Landesmann *et al*. (2005), Caldas *et al.* (2014), Rigobello *et al.* (2014), Pierin *et al.* (2015) e Barros *et al.* (2018).

Assim, as avaliações numéricas do comportamento das estruturas de aço são realizadas pelos módulos computacionais específicos de análise termomecânica do programa denominado NASEN (*Numerical Analysis System for Engineering*). As estruturas com comportamentos lineares estudadas são simuladas com módulo NASEN/TSA (*Thermal-Structural Analysis*), enquanto os elementos de aço em condição de incêndio, que apresentam comportamento não linear, utilizam o módulo NASEN/TSA-FIRE (NEVES *et al.*, 2019; NEVES, 2019, 2020).

2 Teoria física e procedimentos numéricos da condução de calor

A condução de calor bidimensional não linear em meio sólido em regime transiente é governada por uma equação diferencial parcial, conforme representado a seguir na Equação (1).

$$k(T)\left[\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}\right]+Q-\rho(T)C_p(T)\frac{\partial T}{\partial t}=0 \tag{1}$$

Onde, T é a temperatura, Q é a fonte de calor, C_p é o calor específico, r é a massa específica e k é a condutividade térmica do material isotrópico. Se o operador diferencial temporal for nulo, tem-se uma equação em regime estacionário. A temperatura no instante inicial é conhecida e igual a T_0 e o fluxo de calor normal é escrito conforme Equação 2.

$$-k\frac{\partial T}{\partial \mathbf{n}}=\bar{q}+h_{ef}(T-T_f) \tag{2}$$

Em que h_{ef} é um coeficiente de transferência de calor combinado de convecção-radiação e T_f é a temperatura do fluido, sendo, que na área de segurança contra incêndio, é definida como sendo a temperatura dos gases quentes do ambiente incendiado. Usualmente, utiliza-se na modelagem do incêndio a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999). A solução da equação de governo da difusão de calor é direcionada pelos procedimentos numéricos de elementos finitos de Galerkin (NEVES *et al.*, 2020). Realizando a discretização do espaço, chega-se na Equação (3).

$$\left[\mathbf{C}_T\right]\frac{\partial}{\partial t}\left\{\mathbf{T}\right\}+\left[\mathbf{K}_{t,T}\right]\left\{\mathbf{T}\right\}=\left\{\mathbf{F}_{t,T}\right\} \tag{3}$$

Onde, $\mathbf{T}$ é o vetor de temperatura nodais e $\mathbf{C}_T$ é a matriz de capacidade térmica. Além disso, $\mathbf{K}_{t,T}$ é a matriz de capacitância total e $\mathbf{F}_{t,T}$ é o vetor de forças térmicas, onde ambos são dados a seguir na Equação (4):

$$\left[\mathbf{K}_{t,T}\right]=\left[\mathbf{K}_T^e\right]+\left[\mathbf{H}_t\right]+\left[\mathbf{R}_{t,T}\right] \qquad \left\{\mathbf{F}_{t,T}\right\}=\left\{\mathbf{f}_Q\right\}+\left\{\mathbf{f}_{\bar{q}}\right\}+\left\{\mathbf{h}_t\right\}+\left\{\mathbf{r}_{t,T}\right\} \tag{4}$$

Nota-se que a matriz de capacitância total contempla a combinação dos efeitos da condução ($\mathbf{K}_T^e$), da convecção ($\mathbf{H}_t$) e da radiação ($\mathbf{R}_{t,T}$), enquanto, o vetor de termos

independentes computa as ações da geração interna de calor ($\mathbf{f}_Q$), dos fluxos prescritos ($\mathbf{f}_{\bar{q}}$), dos fluxos de calor combinado de convecção ($\mathbf{h}_t$) e de radiação ($\mathbf{r}_{t,T}$), respectivamente. Por fim, a discretização temporal é realizada com base nas aproximações de diferenças finitas, resultando na temperatura em cada instante de tempo, conforme Equação (5).

$$\left(\frac{\left[\mathbf{C}_T\right]}{\Delta t}+\Phi\left[\mathbf{K}_{t,T}\right]\right)\left\{\mathbf{T}\right\}_{n+1}=\left(\frac{\left[\mathbf{C}_T\right]}{\Delta t}-(1-\Phi)\left[\mathbf{K}_{t,T}\right]\right)\left\{\mathbf{T}\right\}_{n}+(1-\Phi)\left\{\mathbf{F}_{t,T}\right\}_{n}+\Phi\left\{\mathbf{F}_{t,T}\right\}_{n+1} \tag{5}$$

Na Equação (5), o termo Δt é o passo de tempo e β é o parâmetro associado ao esquema de discretização no tempo, variando entre 0 a 1.

3 Aspectos matemáticos-numéricos dos modelos estruturais

Nesta seção são apresentadas as principais sentenças matemáticas e características dos modelos estruturais sob ação dos efeitos térmicos, considerando comportamentos lineares e não lineares.

3.1 Comportamento linear de estruturas sujeitas à variação de temperatura

A análise linear de estruturas é usualmente utilizada em investigações iniciais de problemas físicos, caracterizado pela hipótese de pequenos deslocamentos e, comportamento elástico-linear do material (MARTHA, 2018). Sendo assim, a solução fundamento de elementos finitos é dado pela Equação (6).

$$\left[\mathbf{K}\right]\left\{\Delta\right\}=\left\{\mathbf{F}_{\Gamma}\right\}+\left\{\mathbf{F}_{\Omega}\right\}+\left\{\mathbf{F}_{th}\right\} \tag{6}$$

Onde, $\mathbf{F}_{\Gamma}$, $\mathbf{F}_{\Omega}$ e $\mathbf{F}_{th}$ são, respectivamente, o vetor de forças de contorno, de domínio e dos efeitos de origem térmica, e Δ é o vetor de deslocamentos nodais. Além disso, $\mathbf{K}$ é a matriz de rigidez da estrutura, conforme Equação (7).

$$\left[\mathbf{K}\right]=\int_{\Omega}\mathbf{B}^T\underset{\sim}{\mathbf{D}}\mathbf{B}d\Omega \tag{7}$$

Na Equação (7), o termo $\mathbf{B}$ é denominado como matriz cinemática, que contém as derivadas obtidas com base na relação deformação-deslocamento e $\underset{\sim}{\mathbf{D}}$ é a matriz elástica em função de parâmetros geométricos e do material. O módulo computacional específico para análise termoestrutural, NASEN/TSA, contempla análises de estruturas

planas de elementos unidimensionais (viga, treliça e pórtico), de placas e da elasticidade sob ação de cargas externas e os efeitos da variação de temperatura. Na Tabela 1, são apresentados as principais sentenças matemáticas e os componentes da matriz de rigidez de cada modelo estrutural.

Tabela 1 – Características e matrizes gerais dos modelos estruturais.

Elemento	**Equação de Governo**	**Matriz Cinemática**	**Matriz Elástica**
Treliça *Teoria de barra axial*	$\frac{d}{dx}\left(EA\frac{du}{dx}\right)+\cdots$ $+\frac{d}{dx}\left(EA\alpha\Delta T_{CG}\right)=f_x$	$\mathbf{B}_{trel}=\left[\frac{\partial\mathbf{N}_{u,v}}{\partial x}\right]$	$\underset{\sim}{\mathbf{D}}_{trel}=EA$
Viga *Teoria de Euler*	$\frac{d^2}{dx^2}\left(EI\frac{d^2w}{dx^2}\right)+\cdots$ $+\frac{d^2}{dx^2}\left(\int_y E\alpha Tybdy\right)=p_y$	$\mathbf{B}_{viga}^{Euler}=\left[\frac{\partial^2\mathbf{N}_{w,\theta}}{\partial x^2}\right]$	$\underset{\sim}{\mathbf{D}}_{viga}^{Euler}=EI$
Viga *Teoria de Timoshenko*	$\frac{\partial}{\partial x}\left[G\kappa A\left(\frac{dw}{dx}-\theta\right)\right]=-p_y$ $G\kappa A\left(\frac{dw}{dx}-\theta\right)+\cdots$ $+\frac{\partial}{\partial x}\left[EI\frac{d\theta}{dx}+\int_y E\alpha Tybdy\right]=0$	$\mathbf{B}_{viga}^{Timo}=\left[\begin{array}{c}\frac{\partial\mathbf{N}_{\theta}}{\partial x}+\cdots\\ +\frac{\partial\mathbf{N}_{w}}{\partial x}-\mathbf{N}_{\theta}\end{array}\right]$	$\underset{\sim}{\mathbf{D}}_{viga}^{Timo}=EI+G\kappa A$
Placa *Teoria de Kirchhoff*	$\nabla^2\left(\nabla^2 D_0 w\right)+\cdots$ $+\nabla^2\left(\frac{E\alpha}{1-\nu}\int_z \Delta Tzdz\right)=p_z$ $D_0=Eh^3/12\left(1-\nu^2\right)$	$\mathbf{B}_{placa}=\left[\begin{array}{c}\frac{\partial^2\mathbf{N}_{w,\theta_x,\theta_y}}{\partial x^2}\\ \frac{\partial^2\mathbf{N}_{w,\theta_x,\theta_y}}{\partial y^2}\\ 2\frac{\partial^2\mathbf{N}_{w,\theta_x,\theta_y}}{\partial x\partial y}\end{array}\right]$	$\underset{\sim}{\mathbf{D}}_{placa}=\left(t^3/12\right)\mathbf{D}$ $\mathbf{D}=\mathbf{D}_{stress}$
Elasticidade *Teoria da Elasticidade plana elástica-linear*	$\nabla_s^T\boldsymbol{\sigma}+\mathbf{b}=0$ $\boldsymbol{\varepsilon}=\nabla_s\mathbf{u}$ $\boldsymbol{\sigma}=\mathbf{D}\left(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_{th}\right)$	$\mathbf{B}_{el}=\left[\begin{array}{cc}\frac{\partial\mathbf{N}_{u,v}}{\partial x} & 0\\ 0 & \frac{\partial\mathbf{N}_{u,v}}{\partial y}\\ \frac{\partial\mathbf{N}_{u,v}}{\partial y} & \frac{\partial\mathbf{N}_{u,v}}{\partial x}\end{array}\right]$	$\mathbf{D}_{stress}=\frac{E\left[\mathbf{M}_{\mathbf{EPT}}\right]}{1-\nu^2}$ $\mathbf{D}_{strain}=\frac{E\left[\mathbf{M}_{\mathbf{EPD}}\right]}{\left(1+\nu\right)\left(1-2\nu\right)}$

* $\mathbf{M}_{\mathbf{EPT}}$ e $\mathbf{M}_{\mathbf{EPD}}$ são, respectivamente, as matrizes (3x3) do estado plano de tensão e de deformação.

3.2 Comportamento não linear de estruturas sob altas temperaturas

O módulo específico, NASEN/TSA-FIRE, enquadra-se no contexto da análise de estruturas em condição de incêndio. As principais características desse módulo é a consideração da não linearidade geométrica, da não linearidade do material, dos efeitos dos gradientes térmicos e das propriedades equivalentes em função da temperatura.

A solução é direcionada pelo acoplamento unidirecional de processos numéricos, ou seja, avalia-se a evolução da temperatura ao nível da seção transversal e, em seguida, computa-se os deslocamentos nodais da estrutura em cada passo de tempo (CALDAS, 2008; MAXIMIANO, 2018).

A discretização da seção transversal tem como base os elementos finitos bidimensionais, enquanto, o sistema mecânico é dividido em segmentos de barras definidos por elementos do tipo viga-coluna com três graus de liberdade (3 GL) por nó (duas translações e uma rotação). A equação de rigidez incremental elementar é dada pela Equação 8.

$$\left\{d\mathbf{f}^e\right\} = \left[\mathbf{K}_l + \mathbf{K}_g\right]\left\{d\mathbf{u}^e\right\} \tag{8}$$

Na Equação (8), $d\mathbf{f}^e$ e $d\mathbf{u}^e$ são, respectivamente, os vetores incrementais de força e deslocamento e, $\mathbf{K}_l$ é a matriz de rigidez elástica-linear e $\mathbf{K}_g$ é denominada de matriz geométrica, sendo desprezado o efeito do acoplamento entre a ação de flexão e axial.

Para os elementos expostos ao fogo, a resistência e a rigidez dos elementos são reduzidas com aumento de temperatura, seguindo as prescrições do EN 1993-1-2 (2005). As rigidezes equivalentes axial e flexional são computadas pelas integrais ao nível da seção transversal, conforme posto na Equação (9).

$$\overline{EA} = \int_A E_\theta dA \quad \overline{EI} = \int_A E_\theta y^2 dA \tag{9}$$

Além disso, os procedimentos numéricos adotados para o tratamento dos efeitos térmicos na estrutura, parte do princípio de que o elemento viga-coluna seja totalmente restringido em ambas as extremidades, definindo as forças nodais equivalentes atuantes nos nós do elemento (LANDESMANN *et al.*, 2005), conforme Figura 1.

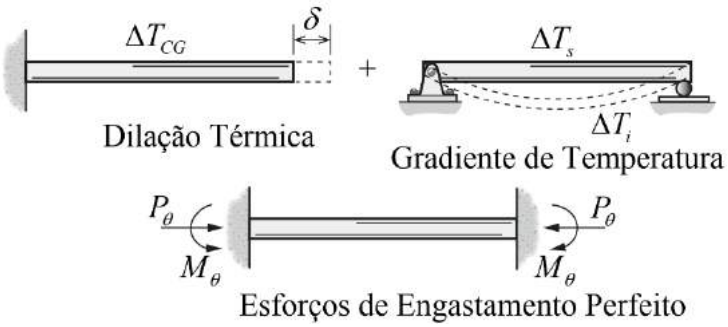


Figura 1 – Forças de engastamento perfeito de origem térmico.

O vetor de engastamento perfeito, $\mathbf{f}_{th}$, é composto pelas contribuições resultantes dos efeitos da expansão térmica e de curvatura devida ao gradiente de temperatura da seção transversal, conforme mostra a Equação (10).

$$P_\theta = \int_A \varepsilon_{th} E_\theta dA \qquad M_\theta = \int_A \varepsilon_{th} E_\theta y dA \tag{10}$$

Onde ε_{th} representa o alongamento térmico do material em função da temperatura, sendo determinado conforme as recomendações da EN 1991-1-2 (2004). Ao fim, o vetor térmico é adicionado ao vetor de forças do sistema estrutural. Na Figura 2, apresenta-se um esquema geral dos procedimentos numéricos implementados.

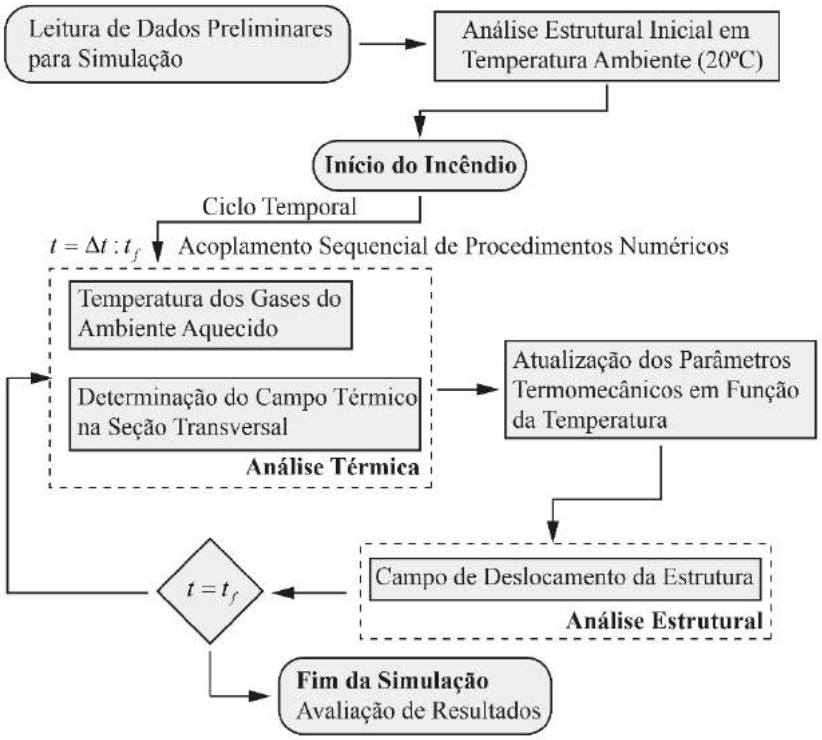


Figura 2 – Processo geral de solução do problema não-linear termomecânico de estruturas de aço em situação de incêndio.

De forma geral, nos procedimentos adotados, nota-se que o programa é iniciado com uma análise não linear preliminar em relação à estrutura indeformada sujeita apenas as solicitações externas em temperatura ambiente. Na ocorrência do incêndio, para cada intervalo de tempo, determina-se, o campo de temperatura obtido pelos métodos computacionais avançados de cálculo com base no MEF, atualiza-se as forças equivalentes associadas à rigidez e à resistência, e as propriedades termofísicas dos materiais em função da variação de temperatura. Por fim, é realizada a execução da análise mecânica do sistema estrutural.

4 Exemplos numéricos de aplicação

A experimentação numérica é direcionada por cinco casos testes destinados ao comportamento térmico e mecânico de elementos estruturais submetidos as ações provenientes dos efeitos da variação de temperatura. Analisa-se estruturas com comportamentos lineares descritos pelas teorias de elementos unifilares, de placa e da elasticidade, bem como comportamentos não-lineares caracterizados pelo acoplamento unidirecional. Em cada sistema de solução existe um processo iterativo para a convergência da resposta.

4.1 Viga apoiada com balanço sujeita carga térmica transiente

Considere uma viga isostática com um balanço na extremidade direita sob ação de uma carga uniformemente distribuída e a presença de uma carga de origem térmica, ambas atuando em todo o comprimento da viga, conforme apresentado na Figura 3.

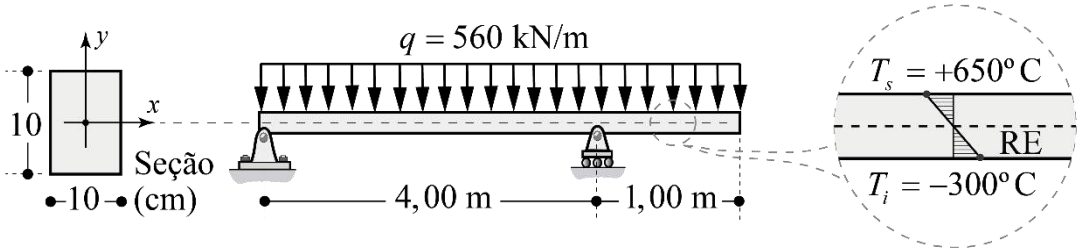


Figura 3 – Dimensões e características da viga apoiada com balanço sob ação da carga distribuída e sob ação da carga térmica linear variando ao longo do tempo.

Em termos de dados de entrada, adota-se módulo de elasticidade longitudinal de 200 GPa, coeficiente de dilatação térmica igual a 0,00001°C^{-1}, área e momento de inercia da

seção transversal são iguais a 100 cm^2 e a 833,3 cm^4, respectivamente, e o módulo da carga distribuída uniforme é 560 kN/m.

Nesse problema, adota-se o módulo térmico para condução de calor transiente, visando determinar o perfil de temperatura. Adota-se, na simulação numérica, massa específica igual a 7200 kg/m^3, condutividade térmica de 35,0 W/m°C e calor específico de 440,5 J/kg°C. Em termos de condição de contorno, prescreve-se um potencial genérico em ambas as extremidades do domínio, ou seja, na borda inferior e superior adotam-se os valores de temperatura iguais a 650°C e -300°C, respectivamente.

Inicialmente, determina-se o campo térmico em função do tempo decorrido, conforme Figura 4. A solução parte de um incremento temporal inicial até atingir o tempo característico responsável pelo equilíbrio térmico t_e, ou seja, a solução em regime estacionário.

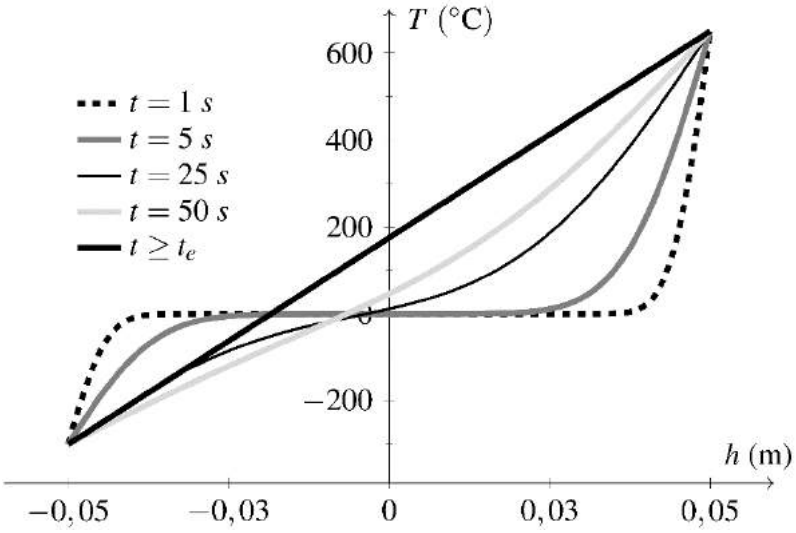


Figura 4 – Campo de térmico para viga apoiada com extremidade em balanço.

Observe que quando a solução atinge o regime estacionário, tem-se uma variação linear entre a temperatura da face inferior e da face superior da viga. Para cada instante de tempo t, associado a uma distribuição de temperatura, existe uma resposta estrutural, conforme Figura 5.

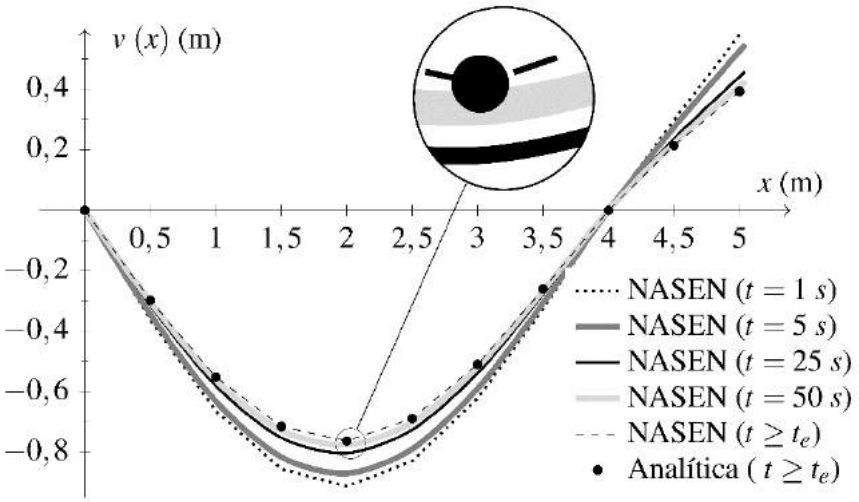


Figura 5 – Deslocamento transversal da viga apoiada com balanço para níveis temporais diferentes.

A solução analítica utilizada tem como base os métodos clássicos da análise estrutural. Na Figura 5, realiza-se uma análise limítrofe em relação ao deslocamento da estrutura. Pode-se observar, com a evolução dos níveis temporais (t = 1,0 s até t_e), o campo de deslocamento da viga aproxima-se da curva analítica em regime estacionário.

4.2 Placa Retangular sob efeito de variação de temperatura

O próximo exemplo corresponde a uma placa retangular delgada sujeita ao carregamento de origem térmica devido à variação de temperatura ao longo da espessura, conforme ilustra a Figura 6.

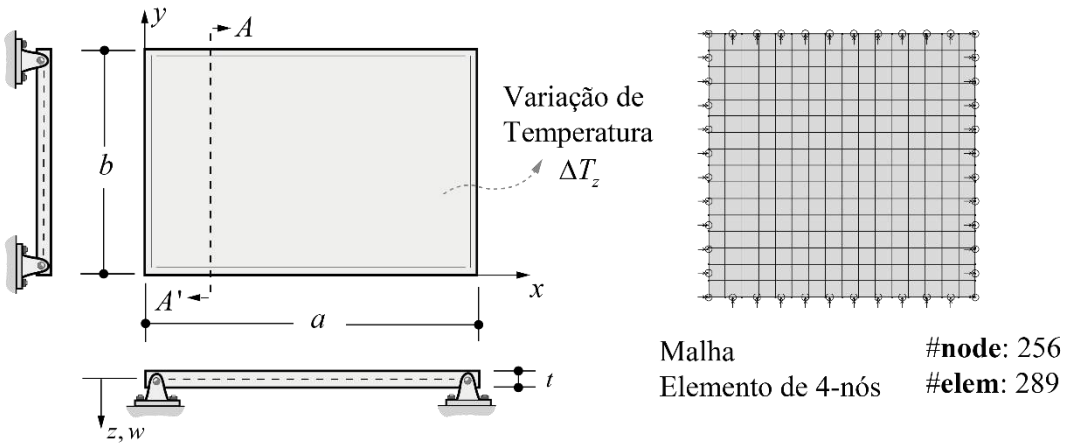


Figura 6 – Placa retangular simplesmente apoiada e característica da malha numérica.

A placa encontra-se ausente de solicitações externas, como carregamentos distribuídos, forças ou momentos concentrados atuantes na superfície. No tocante das condições de contorno do problema, considera-se que todas as fronteiras da placa são simplesmente apoiadas. Sobre as propriedades físicas e geométricas, o módulo de elasticidade assume o valor de 10^8 kPa, coeficiente de Poisson e dilatação térmica são iguais a 0,3 e a 10^{-5} /°C, respectivamente, e as dimensões da placa são consideradas unitárias e a espessura é igual a 0,1 m.

Adota-se uma variação de temperatura ΔT_z entre a borda superior e inferior igual a 20°C. Admite-se que o perfil de temperatura seja função do eixo z e respeita uma lei de potência, definida na Equação (11).

$$\Upsilon = \left(\frac{1}{2} + \frac{z}{t} \right)^n \tag{11}$$

Onde t é a espessura da placa, z é a coordenada medida a partir da superfície media da placa em $-t/2 \leq z \leq t/2$ e o índice da lei de potência (n), que deve ser maior ou igual a zero.

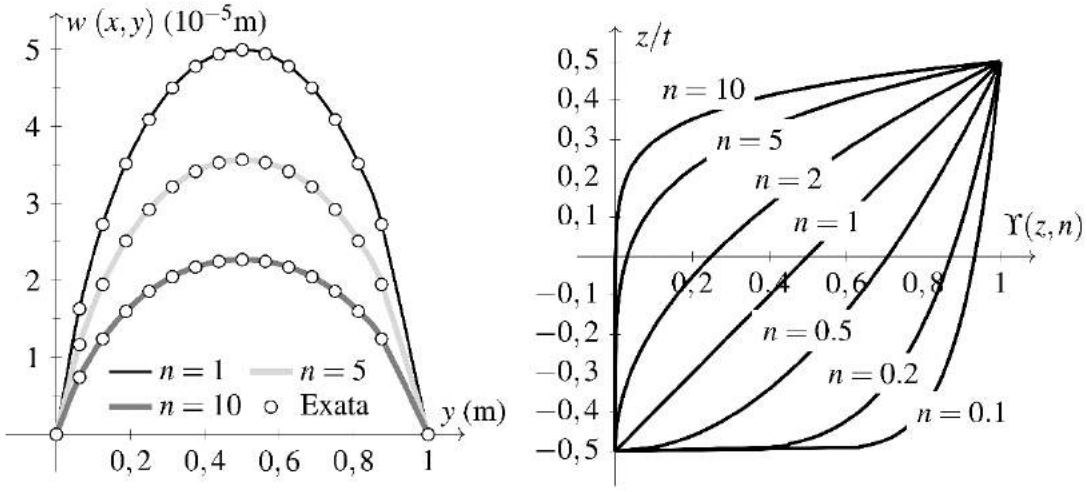


Figura 7 – Perfil de deslocamento e variação do índice da lei de potência.

A extração dos resultados é realizada no ponto de análise $\bar{x}$, assumindo o valor de 0,0625 m, onde busca-se computar o perfil de deslocamento. Na Figura 7, são apresentadas as curvas de deslocamentos considerando os índices da lei de potencial de 1, 5 e 10. Nota-se que os valores obtidos pelo programa NASEN apresentam uma boa

similaridade com a solução analítica, atingindo um erro percentual máximo e mínimo de aproximadamente 0,74% e 0,09%, respectivamente.

4.3 Cilindro Longo com Orifício Circular Concêntrico

Analisa-se numericamente o comportamento de um cilindro longo com orifício circular concêntrico, sujeito a um gradiente térmico e ausente de solicitações externa no contorno, sendo caracterizado pelo estado plano de deformação. O problema é reduzido a somente um quarto da seção transversal do cilindro devido à simetria da estrutura, conforme apresenta a Figura 8.

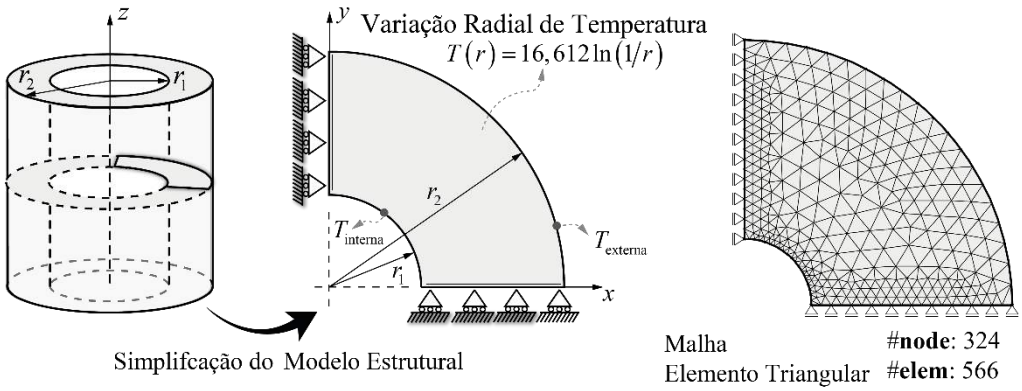


Figura 8 – Condições de contorno na seção transversal do cilindro longo e malha de elementos finitos triangulares.

Em relação aos parâmetros físicos iniciais, considera-se o módulo de elasticidade igual a 10.000 N/cm^2, coeficiente de Poisson e dilatação térmica são adotados iguais a 0,30 e $10 \cdot 10^{-3}$ °C^{-1}, respectivamente.

Tabela 2 – Valores de tensão radial, em N/cm^2.

r (cm)	Exata$_0$	NASEN$_1$	Δ_{01} (cm)	|Er|$_{01}$ (%)	MEC$_2$	Δ_{02} (cm)	|Er|$_{02}$ (%)
0,30	0,00	-0,94	0,94	-	-40,98	40,98	-
0,35	-23,36	-22,88	-0,48	2,07	-24,77	1,41	6,04
0,40	-34,55	-34,45	-0,10	0,28	-37,46	2,91	8,42
0,50	-39,86	-39,81	-0,05	0,14	-38,33	-1,53	3,84
0,60	-35,49	-35,28	-0,21	0,60	-34,72	-0,77	2,17
0,70	-27,62	-27,44	-0,18	0,65	-27,01	-0,61	2,21
0,80	-18,53	-18,40	-0,13	0,69	-17,71	-0,82	4,43
0,90	-9,19	-9,20	0,01	0,13	-8,55	-0,64	6,96
0,95	-4,56	-4,71	0,15	3,39	-1,69	-2,87	62,94
1,00	0,00	-0,07	0,07	-	-0,30	0,30	-

Admite-se um gradiente térmico logarítmico, assumindo que as temperaturas na borda interna e externa do cilindro são mantidas constante e iguais 20°C e 0°C, respectivamente.

A validação dos resultados obtidos pelo programa NASEN são realizadas pela comparação com a solução analítica do problema e com o método dos elementos de contorno (MEC), ambos os dados numéricos encontrados em Ribeiro (1991).

Na Tabela 2 podem ser vistos os valores da tensão radial no cilindro, as diferenças (Δ) entre as soluções numéricas (NASEN e MEC) e a solução exata do problema, e o erro relativo percentual previsto (Er). Pode-se notar que o programa NASEN apresenta boa concordância dos resultados com baixas diferenças, entre os valores, quando comparado com a solução analítica, tendo a maior divergência na extremidade do raio interno. Em relação aos resultados do MEC, o programa apresenta um melhor comportamento, verificando a maior divergência nos resultados na superfície interna do cilindro oco.

Tabela 3 – Valores de tensão circunferencial, em N/cm^2.

***r* (cm)**	**Exata$_0$**	**NASEN$_1$**	**Δ$_{01}$ (cm)**	**|Er|$_{01}$ (%)**	**MEC$_2$**	**Δ$_{02}$ (cm)**	**|Er|$_{02}$ (%)**
0,30	-195,32	-192,03	-3,29	1,69	-205,32	10,00	5,12
0,35	-135,38	-135,29	-0,09	0,07	-130,43	-4,95	3,66
0,40	-92,50	-92,56	0,06	0,07	-87,67	-4,83	5,22
0,50	-34,23	-33,91	-0,32	0,94	-32,58	-1,65	4,82
0,60	4,67	4,73	-0,06	1,32	5,91	-1,24	26,55
0,70	33,37	33,46	-0,09	0,26	34,17	-0,80	2,40
0,80	55,97	56,08	-0,11	0,20	56,71	-0,74	1,32
0,90	74,58	74,61	-0,03	0,04	74,53	0,05	0,07
0,95	82,78	82,49	0,29	0,36	83,91	-1,13	1,37
1,00	90,40	89,41	0,99	1,09	82,93	7,47	8,26

A tensão circunferencial, apresentada na Tabela 3, exibe maiores diferenças próxima ao raio interno para ambos os métodos. Contudo, pode-se observar, em modo geral, um comportamento consistente do programa NASEN, com valores próximos aos encontrados com a solução analítica.

4.4 Viga de aço isolada em condição de incêndio

Considere uma viga de aço, constituída pelo perfil IPE 360, submetida à ação do incêndio padrão ISO 834 (1999), e com momentos aplicados em ambas as extremidades em

função do momento de plastificação do perfil, conforme Figura 9. Considera-se que o incêndio está atuando somente em três faces do perfil, ou seja, supõe-se que existe uma laje apoiada na mesa superior do perfil atuando como anteparo adiabático, sendo uma configuração usual em edificações.

A viga possui 5 m de vão e um módulo de elasticidade de 20500 kN/cm^2. Em relação as condições de contorno, a viga é simplesmente apoiada, sendo que na extremidade direita da estrutura não apresenta restrição de movimento na direção longitudinal.

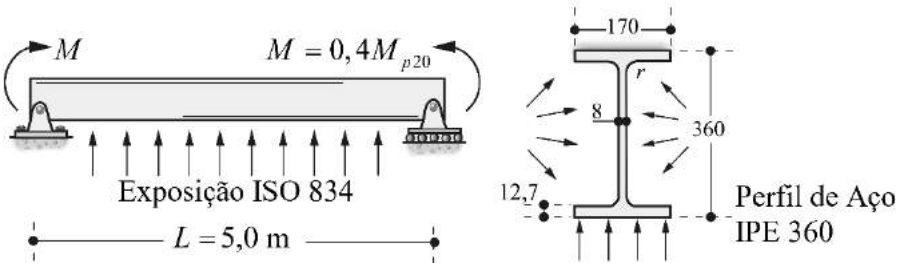


Figura 9 – Dimensões e características do modelo de viga isolada aço, com momentos aplicados nas extremidades, em condição de incêndio.

Para comparação dos resultados estruturais, utilizam-se os dados provenientes das simulações numéricas encontrados em Landesmann (2003), aplicando o programa PNL-F (Pórtico Não-Linear sob Fogo), em Caldas, Fakury e Sousa Jr. (2014), em Ribeiro (2009), aplicando o programa THERSYS, bem como os resultados disponíveis na literatura do programa SAFIR.

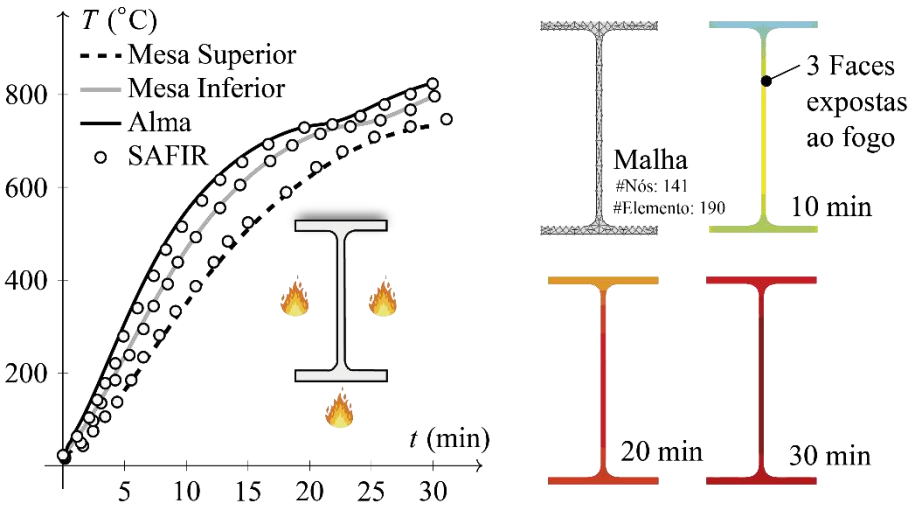


Figura 10 – Curva temperatura-tempo e campo térmico bidimensional para 10, 20 e 30 min de exposição ao fogo.

Para discretização do modelo térmico e estrutural, considera-se 161 nós e 230 elementos para malha da seção transversal e 10 elementos unidimensionais de barra. Além disso, os momentos fletores aplicados nos apoios apresentam módulo igual a 40% do momento de plastificação do perfil. A Figura 10 apresenta a evolução de temperatura no perfil de aço, onde nota-se que, por conta da condição térmica assimétrica, a temperatura na mesa superior é menor. Além disso, os resultados obtidos com programa NASEN apresentam um comportamento qualitativo semelhante aos resultados obtidos com o programa SAFIR.

Em relação ao comportamento mecânico do elemento exposto ao fogo, a Figura 11 apresenta os deslocamentos verticais máximos, medidos no meio do vão da viga, em função do tempo de exposição ao incêndio, obtidos pelo programa NASEN e comparados com resultados da literatura.

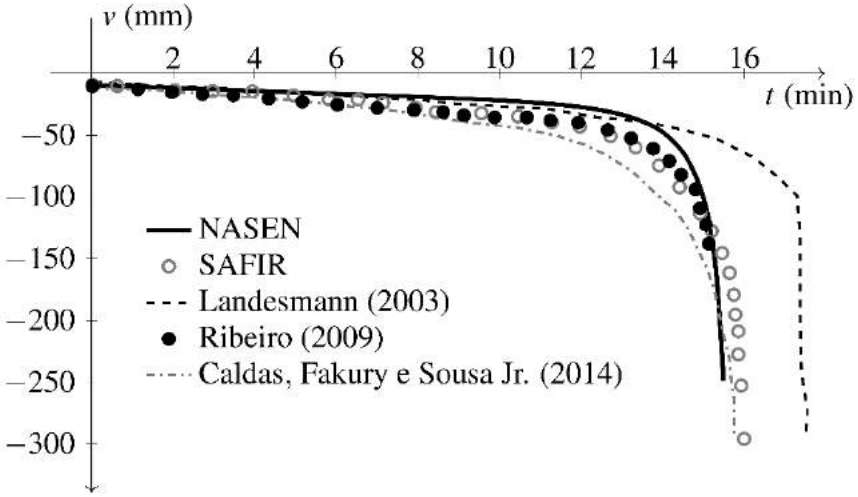


Figura 11 – Comparação de resultados obtidos para deslocamento vertical, no meio vão da viga de aço, com momentos concentrados aplicados nas extremidades, em condição de incêndio.

Em síntese, pode-se observar que a resposta é próxima em relação as curvas de referências, a menos da solução obtido por Landesmann (2003), que após aproximadamente 14 min, os resultados apresentam uma divergência no comportamento.

4.5 Estrutura aporticada simples de aço sob ação do fogo

Avalia-se nesta seção, por meio de análise numérica, o comportamento termomecânico de uma estrutura aporticada simples de aço em situação de incêndio. O sistema estrutural analisado tem como base a série de testes experimentais para pórticos de aço, realizados por Rubert e Schaumann (1986). Dentre as configurações estudadas pelos autores, analisa-se o pórtico L, conforme Figura 12.

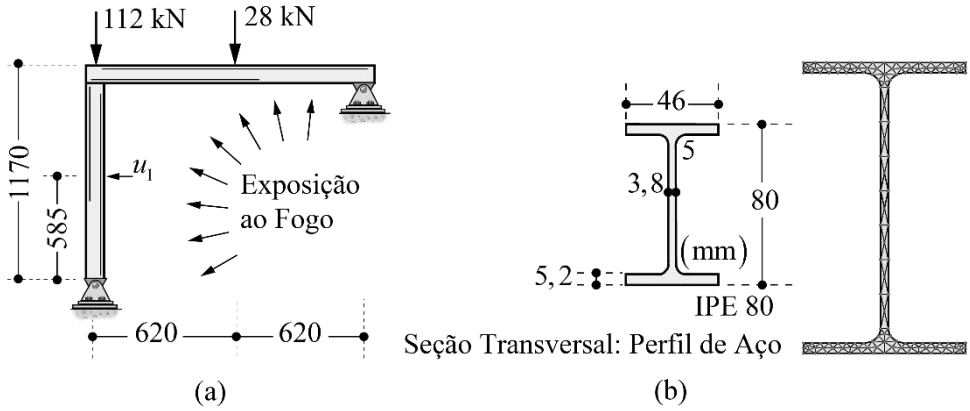


Figura 12 – Modelo de pórtico L exposto ao fogo: (a) Dimensões (mm) e cargas externas; (b) seção transversal e malha de elementos finitos do perfil I de aço IPE 80.

Na presente pesquisa, a avaliação de performance dos resultados é realizada em comparação aos dados experimentais de Rubert e Schaumann (1986), bem como os resultados numéricos apresentados em Rigobello (2011) e Maximiano (2018), onde aplicaram para análise, os programas SYSAF e CS-ASA/FSA, respectivamente.

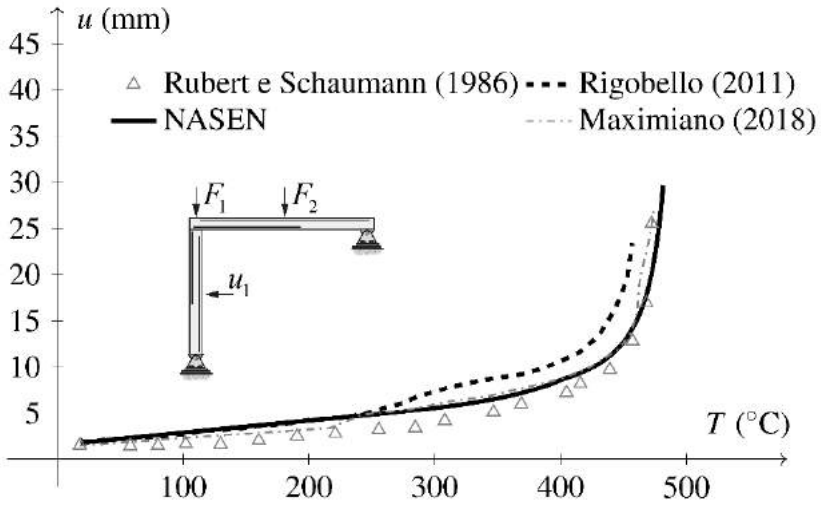


Figura 13 – Deslocamento horizontal (u_1) medido no meio vão do pilar contido no pórtico L em situação de incêndio.

As seções transversais das barras do pórtico L são iguais, formadas pelo perfil de aço IPE 80, sendo o módulo de elasticidade adotado é igual a 210 GPa. O pórtico foi previamente carregado e, depois submetido a um aquecimento à taxa constante até o colapso. A seção transversal é discretizada em 242 elementos do tipo triangulares lineares de três nós, enquanto, o modelo estrutural é dividido em 12 elementos unidimensionais de viga-coluna.

Na Figura 13 tem-se a evolução do deslocamento horizontal, avaliado no meio vão do pilar contido no pórtico L, denominado u_1. Os resultados obtidos mostram-se coerentes com os dados experimentais, atingido os valores limites antes de 500°C. A temperatura de colapso do pórtico de aço em condição de incêndio, medida numericamente, é aproximadamente de 478°C.

5 Considerações finais

Este artigo teve como objetivo apresentar os códigos computacionais, desenvolvidos em ambiente MATLAB®, para a análise linear de estruturas sob ação da variação de temperatura e, para a análise não linear de elementos de aço em situação de incêndio. Os procedimentos numéricos de solução dos modelos estruturais são fundamentados nas aproximações e conceitos do método de elementos finitos.

A validação e a investigação da performance dos programas são aferidas com base nas soluções analíticas, numéricas ou dados experimentais de ensaio disponíveis na literatura. Sendo assim, a partir dos resultados e testes realizados, pode-se concluir que os módulos computacionais desenvolvidos foram capazes de simular adequadamente o comportamento físico dos casos propostos, apresentando níveis satisfatórios de precisão nos resultados em comparação com as soluções de referência.

Em pesquisas futuras, pretende-se realizar aprimoramentos dos módulos computacionais, a fim de contemplar diferentes comportamentos e efeitos físicos de importância para engenharia, como os efeitos das ligações semirrígidas, das tensões residuais, da formação de rótulas plásticas nos elementos de aço e a expansão da formulação de elementos finitos aos modelos tridimensionais de aço expostos ao fogo.

6 Referências bibliográficas

BARROS, R. C., PIRES, D., SILVEIRA, R. A., LEMES, Í. J., ROCHA, P. A. **Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling**. Journal of Constructional Steel Research, 145, 368-385, 2018.

CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H; SOUSA JR, J. B. M. **Finite element implementation for the analysis of 3D steel and composite frames subjected to fire**. Latin American journal of solids and structures, v. 11, n. 1, p. 1-18, 2014.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-2**. Eurocode 3: Design of steel structures - part 1-2: General rules - structural fire design. Brussels: CEN, 2005.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834**: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).

LANDESMANN, A. **Modelo não-linear inelástico para análise de estruturas metálicas aporticadas em condições de incêndio.** Tese (Doutorado), COPPE/UFRJ, 2003.

LANDESMANN, A.; BATISTA, E. M.; ALVES, J. L. D. **Implementation of advanced analysis method for steel-framed structures under fire conditions**. Fire safety journal, v. 40, n. 4, p. 339-366, 2005.

MARTHA, L. F. **Análise matricial de estruturas com orientação a objetos**. Elsevier Brasil, 2018.

MAXIMIANO, D. P. **Análise numérica avançada de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio**. Universidade Federal de Ouro Preto, 2018.

NEVES, N. S. **Modelo computacional avançado para análise de estruturas sob ação de gradientes térmicos.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2019.

NEVES, N. S.; AZEVEDO, M. S.; CAMARGO R. S.; PINHEIRO, V. P. Análise térmica bidimensional de perfil de aço sujeita a elevadas temperaturas. **In: Anais do X Encontro Científico de Física Aplicada,** p. 71-73, São Paulo: Blucher, 2019.

NEVES, N. S. Application of the finite element method for two-dimensional thermal analysis of steel-concrete composite structures in fire**. In: 18th Brazilian Congress of Thermal Sciences and Engineering – ENCIT**, p. 01 – 06, 2020.

NEVES, N. S.; AZEVEDO, M. S.; BARCELOS FILHO, C. B.; SILVA, V. P.; PIERIN, I. **Estudo térmico de pilares mistos de aço e concreto de seção circular em situação de incêndio.** Revista da Estrutura de Aço, v. 9, p. 122-140, 2020.

PIERIN, I.; SILVA, V. P.; ROVERE, H. L. La. **Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio.** Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 8, n. 1, p. 25-36, 2015.

RIBEIRO, H. L. **Análise de estruturas com carregamento térmico utilizando o método dos elementos de contorno**. Dissertação (Mestrado) — Instituto Militar de Engenhara - IME, Rio de Janeiro, 1991.

RIBEIRO, J. C. L. **Desenvolvimento e aplicação de um sistema computacional para simulação via Método dos Elementos Finitos do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio.** Tese (Doutorado), Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.

RIGOBELLO, R. **Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço aporticadas em situação de incêndio**. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo. 2011.

RIGOBELLO, R.; CODA, H. B.; NETO, J. M. **A 3D solid-like frame finite element applied to steel structures under high temperatures.** Finite Elements in Analysis and Design, v. 91, p. 68-83, 2014.

RUBERT, A.; SCHAUMANN, P. **Structural steel and plane frame assemblies under fire action**. Fire Safety Journal, v. 10, n. 3, p. 173-184, 1986.

Revista da Estrutura de Aço - REA

Recebido: 27/07/2020
Aprovado: 16/12/2020
Volume 10. Número 2 (agosto/2021). p. 259-269 - ISSN 2238-9377

CBCA

Revista indexada no Latindex e Diadorim/IBICT

NOTA TÉCNICA

Projeto estrutural do Galo da Madrugada 2020

Ives Adriano José Adriano dos Santos[1], Pablo Aníbal López-Yánez[2] e Douglas Mateus de Lima[3*]

[1] Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco - CTG, Recife-PE, ivesadriano@gmail.com
[2] Professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco - CTG, Recife-PE, lopez.yanez@yahoo.com.br
[3] Professor do Núcleo de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco - CAA, Caruaru-PE, douglas.mlima@ufpe.br

Structural design of *galo da madrugada* 2020

Resumo
O Brasil é conhecido mundialmente como o país do carnaval, e um dos símbolos responsáveis por este reconhecimento é o bloco recifense conhecido como Galo da Madrugada. Inaugurado em 1978, o bloco carnavalesco cresceu em números e relevância ao longo dos anos, superando, em 1994, a marca de 1,5 milhão de foliões. Embora muitos que vejam o Galo ornamentado não percebam, há uma complexa estrutura de aço que mantém erguido o gigante, de 5,4 tf de peso e cerca de 20 m de altura, suportando tanto as ações do vento, quanto as vibrações induzidas pelos passos frevantes das milhares de pessoas que por ali curtem o carnaval. Tal estrutura é suportada por um veículo guindaste, o qual permanece estacionado sobre a Ponte Duarte Coelho, no bairro do Recife Antigo. Desta forma, nesta nota técnica, são apresentados os detalhes e procedimentos adotados durante a elaboração do projeto estrutural, bem como as práticas adotadas durante a fabricação e montagem da estrutura de aço interna.

Palavras-chave*: projeto estrutural, Galo da Madrugada, estrutura de aço, fabricação e montagem.*

Abstract
Brazil is known worldwide as the country of carnival, and one of the symbols responsible for this recognition is the Recife block known as Galo da Madrugada. Inaugurated in 1978, the carnival block grew in numbers and relevance over the years, surpassing, in 1994, the mark of 1.5 million revelers. Although many who see the ornamented Rooster do not realize it, there is a complex steel structure that holds the giant up, with a weight of 5.4 tf and about 20 m in height, supporting both the actions of the wind and the vibrations induced by the steps frevantes of the thousands of people who enjoy carnival there. This structure is supported by a crane vehicle, which remains parked on the Duarte Coelho Bridge, in the Recife Antigo neighborhood. Thus, in this technical note, the details and procedures adopted during the elaboration of the structural design are presented, as well as the practices adopted during the manufacture and assembly of the internal steel structure.

Keywords*: structural design, Galo da Madrugada, steel structure, fabrication and assembly.*

* autor correspondente

1 Introdução

1.1 O Galo da madrugada

Criado em 1978, o bloco carnavalesco Galo da Madrugada se tornou um símbolo, não apenas do carnaval recifense, mas também do Brasil. Em seu primeiro ano, o bloco criado por um grupo de amigos, contou apenas com 75 participantes, mas, cerca de 16 anos depois, em 2018, comemorando 40 anos, atingiu a marca de 2,3 milhões de foliões. Recebeu reconhecimento internacional, quando o *Guinness Book* o consagrou como o maior bloco carnavalesco do mundo. Como figura central do evento, encontra-se a estrutura do galo gigante, posicionado sobre a Ponte Duarte Coelho. Em 2017, como reconhecimento às contribuições para a cultura brasileira, recebeu do Governo Federal a Medalha da Ordem do Mérito Cultural (OMC).

Desde sua criação, a estrutura do galo evoluiu gradualmente, passando do primeiro modelo, construído em 1995, pesando em torno de 3 toneladas, até a estrutura atual, com uma altura total de 28 m e peso total estimado em 8 toneladas. Na Figura 1, são apresentados alguns modelos do galo gigante, entre 2002 e 2019.

Figura 1 – Galo da Madrugada (modelos entre 2002 e 2019).

Em 2020, com o título de “Galo Circense”, a estrutura foi decorada sob assinatura do artista plástico Leopoldo Nóbrega, tendo aproximadamente 3 toneladas de decoração, incluindo equipamento para iluminação em LED. Parte da decoração utilizou materiais recicláveis, tais como 700 discos de vinil, além de vários metros de eletroduto corrugado em PVC, formando parte da cabeça e da crista.

1.2 Estrutura de aço interna

A estrutura de aço interna tem como objetivo não apenas dar o formato do Galo Gigante, mas também suportar as ações decorrentes do peso da decoração e do efeito

eólico sobre a estrutura. Posicionada no centro da Ponte Duarte Coelho, a estrutura recebe intensa ação do vento, devido ao posicionamento geográfico no largo do rio Capibaribe. Adicionalmente, em função do seu formato complexo, a estrutura interna foi modelada como uma treliça, formando um "esqueleto" de aço MR 250, capaz de suportar os esforços internos. Os elementos internos foram dimensionados com auxílios de diversos softwares estruturais, entre os quais: Cype3D, Tricalc e o SAP2000. Foram seguidas as normas ABNT: NBR 8800:2008, NBR 6123:1988 e NBR 8681:2003. O peso total da estrutura de aço interna, apresentada na Figura 2, totalizou cerca de 5.400 kgf.

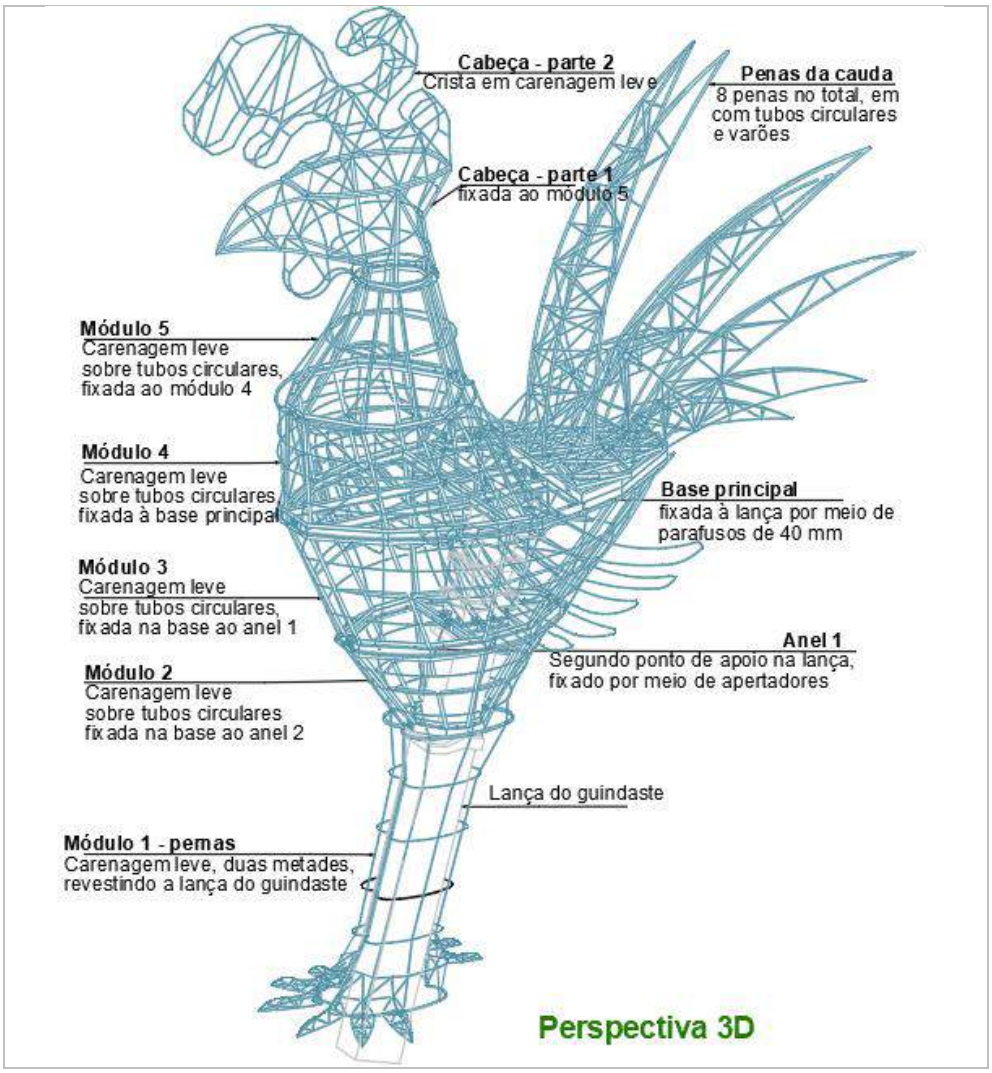


Figura 2 – Estrutura interna 3D.

2 Projeto estrutural

2.1 Concepção e modelo de cálculo

Um dos principais desafios em modelar uma estrutura como esta, é manter a aparência da escultura da forma como o artista plástico à concebeu. Estruturas convencionais, como edifícios e cobertas, geralmente apresentam considerável simetria, além de permitir a utilização de elementos retilíneos longo. Numa estrutura como o Galo da Madrugada, estas possibilidades são escassas, pois trata-se de uma estrutura com alto grau de assimetria, com grandes dimensões, além de elementos curvos diversos.

Muitos elementos da estrutura se projetam em angulações diversas, com poucos pontos de apoio, como, por exemplo, as asas e as penas da cauda. Assim, foi criado um modelo 3D da estrutura (Figura 3), com máxima fidelidade possível ao desenho artístico. Este modelo foi aplicado aos softwares de cálculo estrutural utilizados, onde foram aplicadas as ações decorrentes da decoração, considerada igual a 25 kgf/m^2, e do vento, considerando-se: velocidade básica do vento V_0 = 30 m/s; fator topográfico S_1 = 1,1; fator combinado de rugosidade do terreno, de dimensões da estrutura e de variação da velocidade de vento com altura S_2 obtido segundo a Categoria III e a Classe B; fator estatítico referente ao Grupo1 com S_3 = 1,1; e coeficente de arrasto C_a = 1,4.

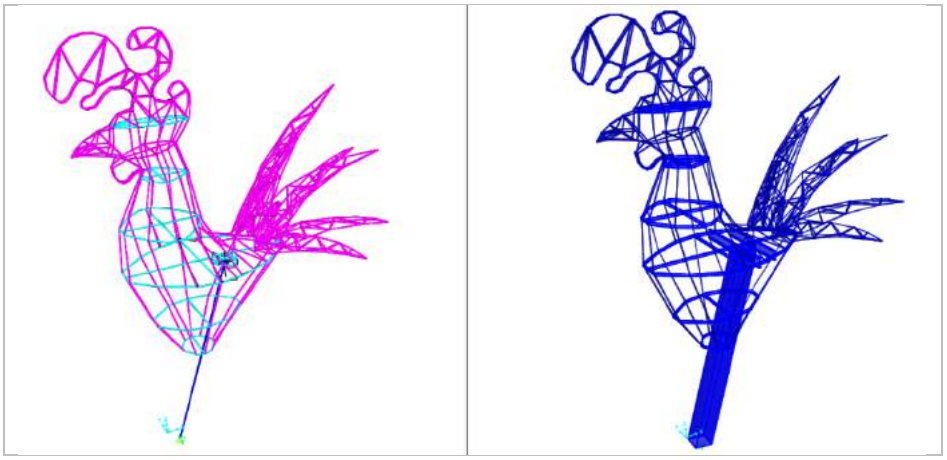


Figura 3 – Modelo estrutural utilizado.

2.2 Dimensões da estrutura

O Galo da Madrugada possui dimensões consideráveis, com uma altura total de 28 m, do estrado ponte até o topo de sua crista, incluindo a estrutura do guindaste, que lhe serve como base. Se medida da extremidade do pata até seu ponto mais alto de sua crista, a altura total é de 18,67 m. No sentido longitudinal, da ponta de sua crista até a

pena mais longa da cauda, mede aproximadamente 13,72 m. No sentido transversal, do ponto mais afastado de cada asa, é medida uma largura total de 5,4 m. Na Figura 4 apresentam-se as vistas superior, frontal e lateral do projeto estrutural, que foi composto, quando impresso, de um total de 57 pranchas em formato A1, cada qual apresentando detalhes sobre os módulos e seus componentes estruturais.

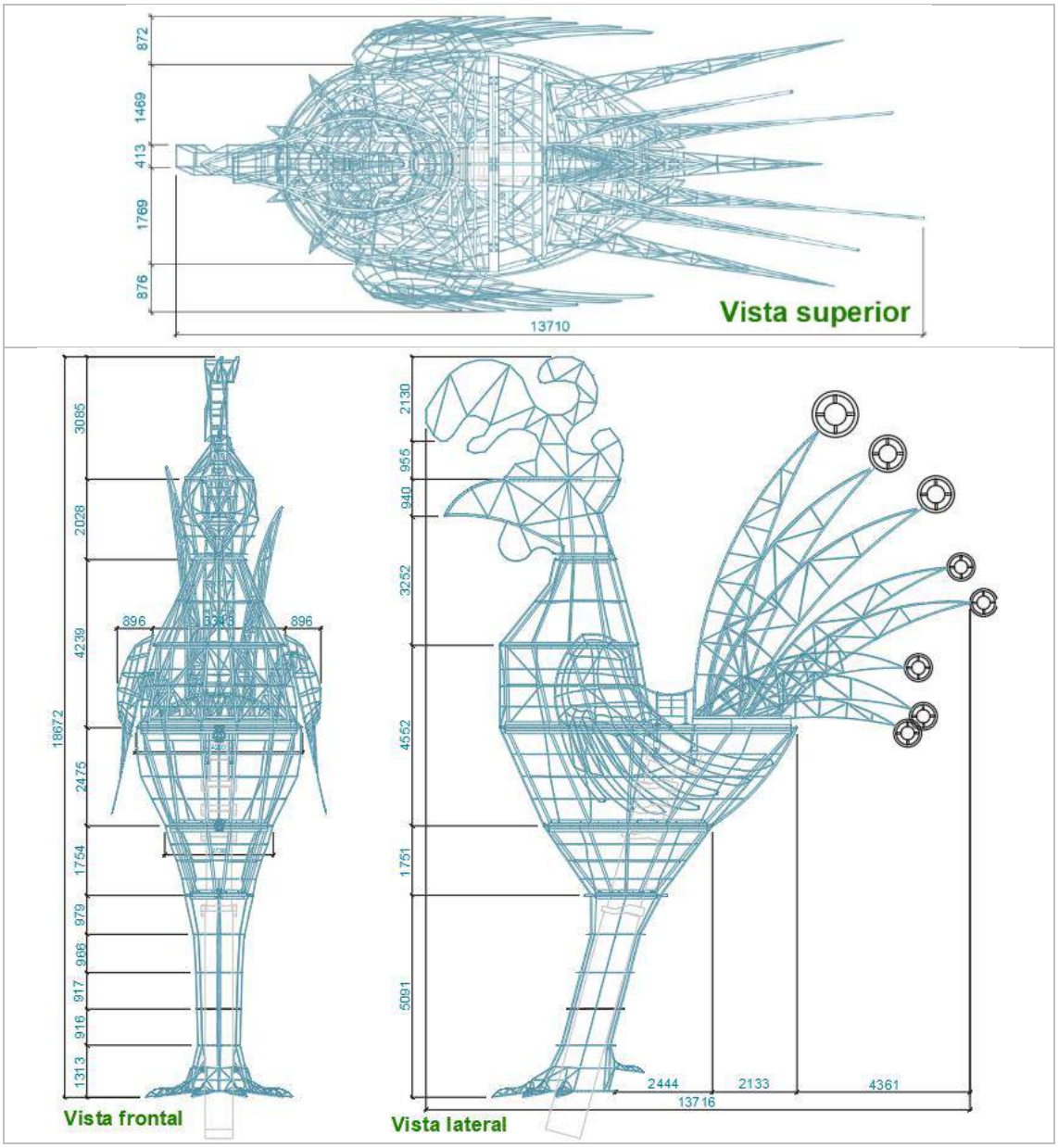


Figura 4 – Projeto estrutural (dimensões em mm).

2.3 Ligações entre módulos e peças especiais

Para permitir o transporte, a estrutura foi fabricada em 5 módulos, mais a cabeça, esta em duas partes (Figura 5). Além disso, cada módulo é dividido no sentido longitudinal em duas partes espelhadas, de maneira que não fossem excedidas as dimensões

máximas para transporte em vias urbanas. Tais ligações foram projetadas como emendas parafusadas, com parafusos de alta resistência ASTM A325 com diâmetro de 40 mm. Além dos parafusos, foram utilizadas abraçadeiras metálicas, com o objetivo de garantir que os elementos tubulares periféricos se mantivessem ligados, e soldas com eletrodos E7018. Por fim, para sustentação da decoração, foi comformada uma estrutura acessória composta por perfis tubales e barras de aço.

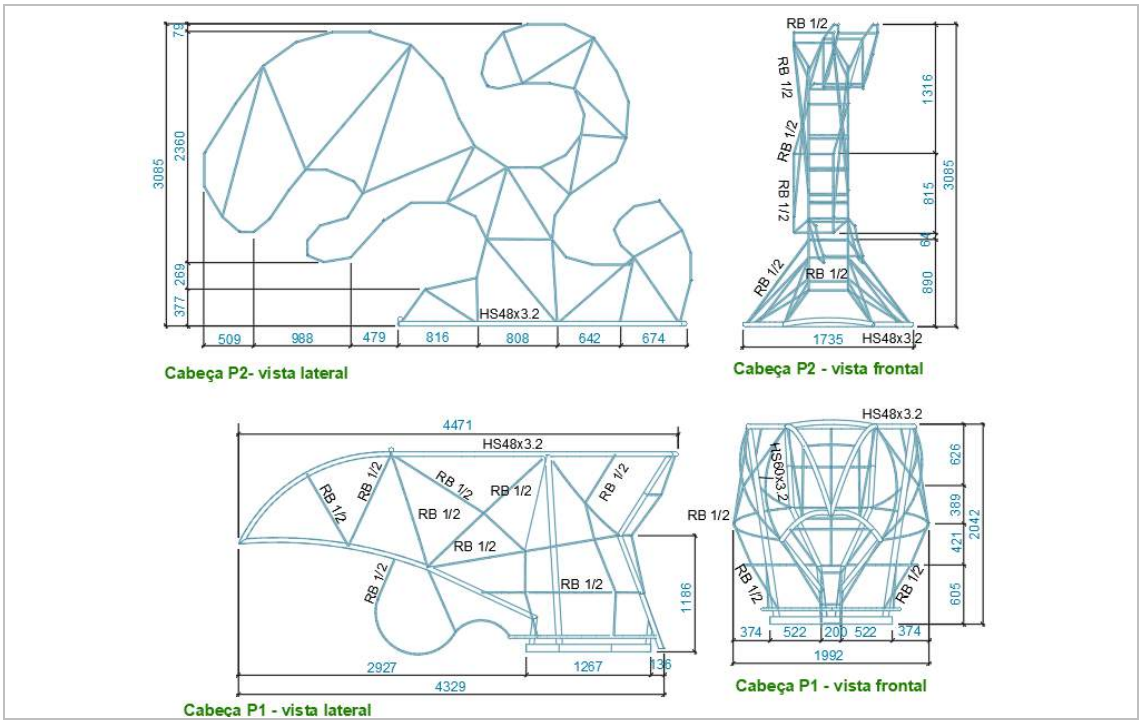
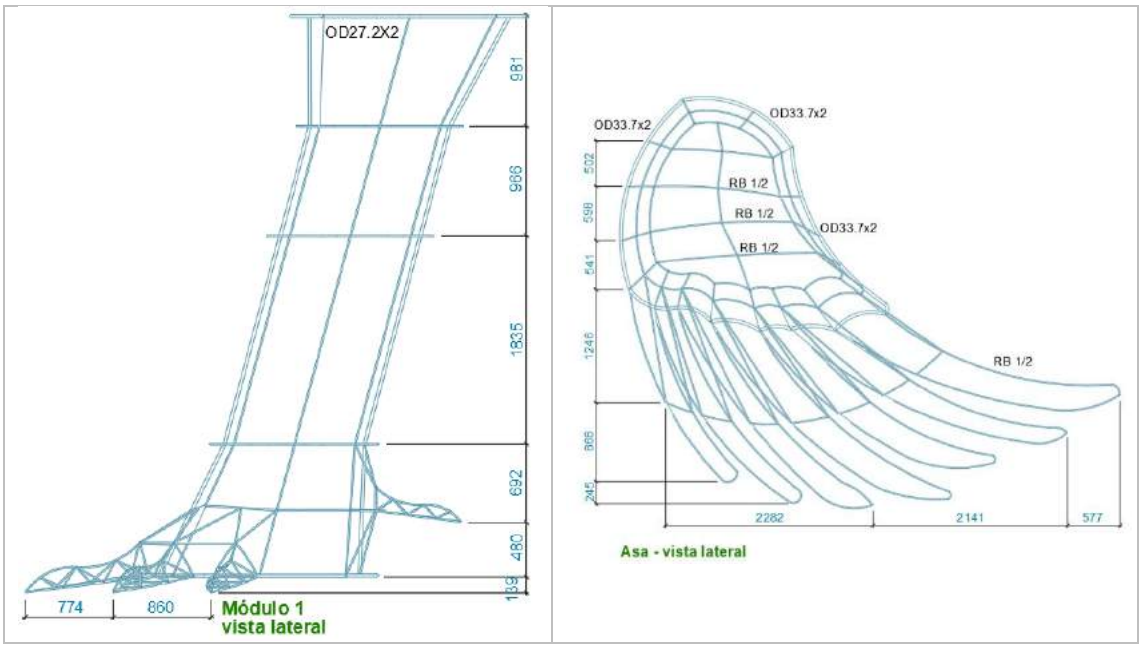


Figura 5 – Detalhamento da estrutura que compõem a cabeça.

Peças especiais, como as pernas e as asas, exigiram ligações especiais. As pernas (Figura 6-a) envolveram a lança do guindaste que lhe serviu de base, envolvendo-a com duas partes iguais espelhadas. Já as asas (Figura 6-b), devido ao seu formato, representaram um grande desafio para a ligação com a estrutura interna, necessitando de abraçadeiras para fixação em diversos pontos.



(a) Detalhe das pernas. (b) Detalhe das asas.

Figura 6 – Detalhes das peças especiais.

2.4 Base de apoio

Assim como realizado nas estruturas do Galo em anos anteriores, foi utilizado um guindaste como base de sustentação da estrutura. A escolha se deu por motivos de praticidade e economia, uma vez que o veículo utilizado possui peso suficiente para atuar como contrapeso, assegurando a estabilidade do conjunto. Adicionalmente, a estabilidade da ponte foi verificada pela Autarquia EMLURB mediante o fornecimento dos esforços transmitidos. Além disso, a mobilidade da lança possibilitou a montagem da estrutura mais próxima ao solo para que, quando pronta, fosse erguida para sua posição vertical. O guindaste utilizado possui capacidade máxima de carga de 70 toneladas, e peso total em torno de 45 toneladas. A fim de adicionar peso e combater o momento de tombamento, foram adicionados quatro blocos de concreto armado sobre as patolas, cada um pesando em torno de 2 toneladas (Figura 7).

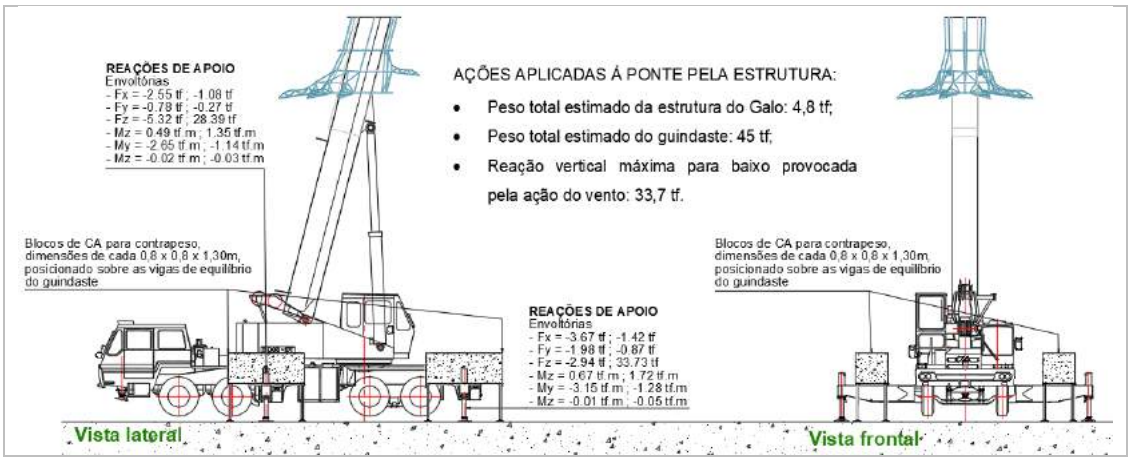


Figura 7 – Estrutura do Galo sobre o guindaste de base.

A ligação da estrutura do Galo com a lança do guindaste se mostrou complexa, sendo a principal razão o guindaste não ter sido projetado para tal finalidade. A lança consiste de vários perfis tubulares retangulares, os quais são acoplados no interior de um perfil inicial, deslizando entre si para aumentar o comprimento da lança. Para que este movimento ocorra, os perfis da lança são lisos e engraxados, dificultando a ligação por atrito com elementos externos. Existe, entretanto, uma ligação previamente projetada para receber uma extensão treliçada, a qual faz parte do guindaste. Esta ligação conta com quatro pinos de 1 1/2” de diâmetro, e foi utilizada como ponto principal para ligação da estrutura de aço interna com a lança do guindaste, sendo projetada uma plataforma central apresentada na Figura 9-a. Na Figura 8 apresenta-se o posicionamento das ligações internas com a lança do guindaste. Além da plataforma principal, são necessários outros pontos de conexão com a lança para que os esforços sejam distribuídos adequadamente. Assim, em dois pontos abaixo da plataforma supracitada, foram projetadas ligações por atrito, apresentadas nas Figura 9-b e 10-c.

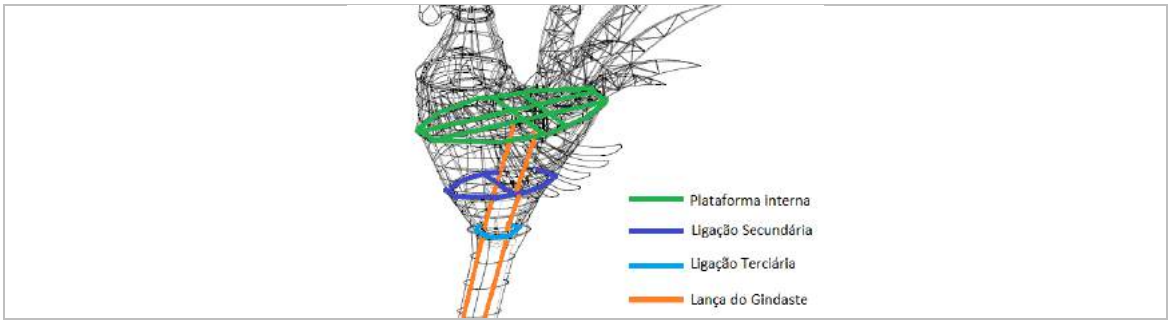
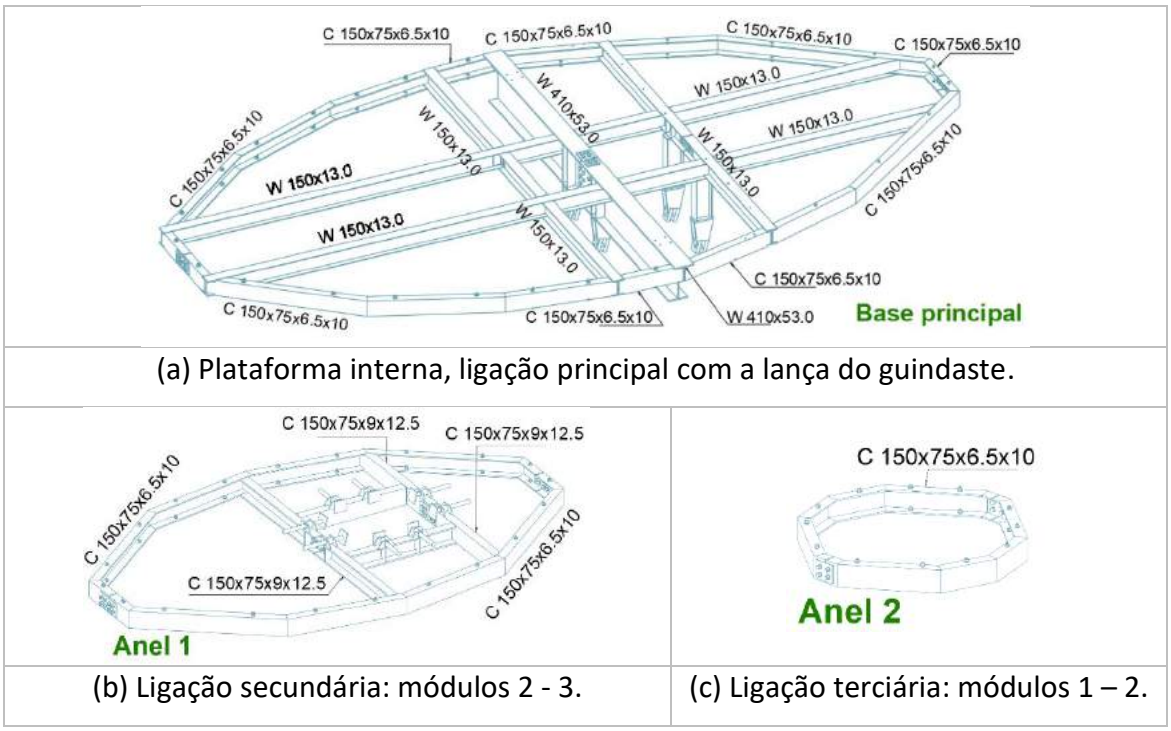


Figura 8 – Ilustração das estruturas internas de ligação com a lança do guindaste.



(a) Plataforma interna, ligação principal com a lança do guindaste.

(b) Ligação secundária: módulos 2 - 3.

(c) Ligação terciária: módulos 1 – 2.

Figura 9 – Plataformas internas de ligação entre os módulos.

2.5 Análise dinâmica modal

Utilizando o software SAP2000, foi realizada a análise modal da estrutura, na qual foram extraídos seus 12 primeiros modos de vibração (Tabela 1). Tal análise foi importante para conhecer os padrões de resposta da estrutura diante de ações dinâmicas, como as decorrentes das rajadas de vento. Além disso, observou-se que as deslocabilidades permitidas pela lança do guindaste aumentaram os períodos de vibração, bem como os deslocamentos máximos, em particular, as translações horizontais.

O primeiro modo, referente ao deslocamento horizontal no eixo “y” (direção horizontal de uma asa para a outra), indica que a estrutura leva em torno de 1,86 s para concluir um ciclo. Durante a montagem da estrutura, sob a ocorrência da ação do vento, tal comportamento foi percebido pela equipe no local, estando o deslocamento da estrutura dentro do previsto na análise dinâmica.

Tabela 1 – Dados da análise modal realizada.

Modo	Período (s)	Frequência natural (Hz)	Velocidade angular rad/s	Autovalor rad²/s²
1	1,866	0,536	3,367	11,34
2	1,533	0,652	4,098	16,79
3	0,961	1,040	6,537	42,73
4	0,475	2,106	13,234	175,13
5	0,453	2,207	13,870	192,37
6	0,443	2,256	14,173	200,87
7	0,441	2,266	14,240	202,77
8	0,395	2,532	15,909	253,10
9	0,390	2,562	16,096	259,08
10	0,373	2,680	16,839	283,55
11	0,365	2,741	17,220	296,53
12	0,289	3,459	21,735	472,42

3 Fabricação, transporte e montagem da estrutura

A etapa de elaboração do projeto estrutural, incluindo os cálculos, dimensionamento e detalhamento, durou cerca de três semanas, período no qual também foram coletados dados sobre o guindaste destinado à base da estrutura. Na Figura 10-a apresenta-se a estrutura metálica durante o processo de pré-montagem, que faz parte da fabricação, pois são verificados todos os elementos estruturais e feitos os ajustes necessários para que a montagem ocorra sem problemas.

A estrutura foi fabricada e montada pela empresa EP Engrenagem de Produção, sediada no município de Igarassu-PE, a 33 km do local de montagem (Ponte Duarte Coelho no bairro do Recife antigo). O peso total da estrutura não representava um problema para o transporte, mas suas dimensões sim. Mesmo dividido em módulos, algumas das peças centrais possuem cerca de 4 m de largura, 2,5 m de altura e 8 m de comprimento. Assim, o transporte foi feito por carretas com pranchas rebaixadas, a fim de evitar obstáculos nas vias urbanas, tais como sinalização de trânsito e iluminação pública.

A montagem da estrutura foi iniciada na quarta-feira que precede o sábado de carnaval, à meia-noite, continuando pela quinta-feira e terminando na sexta-feira. É um intervalo relativamente curto, que deve ser preciso, pois não se pode iniciar antes, dados os transtornos causados ao trânsito da cidade, e não deve terminar depois, pois o Galo da Madrugada precisa estar pronto no sábado pela manhã para “saudar o carnaval”.

O processo montagem *in loco* se inicia com a colocação dos módulos centrais na lança do guindaste, e em seguida as demais partes vão sendo acopladas à estrutura. Nesta etapa, a lança do guindaste fica recolhida, mantendo a estrutura próxima ao solo,

facilitando assim o acesso da equipe de montagem e reduzindo o risco de trabalhos em altura. Após a colocação das pernas e asas, a lança é erguida para montagem da cauda. Na Figura 10-b apresenta-se parte do processo de montagem da estrutura do Galo.

(a) Pré-montagem em Fábrica. (b) Montagem da estrutura *in loco*.

Figura 10 – Processos de montagem da estrutura.

4 Considerações finais

A presente nota técnica apresentou detalhes sobre o projeto estrutural, processo de fabricação e montagem, da estrutura de aço do Galo da Madrugada 2020, símbolo do carnaval de Recife – PE. Foram apresentados detalhes a cerca da concepção do projeto, com destaque para os desafios encontrados na modelagem de uma estrutura tão ímpar. A ligação dentre a estrutura e o guindaste de base constituiu um dos pontos principais na elaboração do projeto, pois se trata de uma estrutura de grandes dimensões com poucos pontos de apoio. A despeito do grande desafio, o projeto e a execução da estrutura cumpriram com êxito seus objetivos, permitindo que o Galo da Madrugada 2020 abrilhantasse mais uma vez o carnaval do Recife e do Brasil.

5 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

Cype3D, METÁLICAS 3D v. 15, Multiplus, São Paulo-SP, Brasil. 2016.

SAP 2000 v. 17.3.0, Computer and Structures Inc., Berkeley, California, USA. 2015.

Tricalc v. 9.0, Arktec S.A., Lisboa, Portugal. 2015.