Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Ampliação do método da resistência direta para dimensionar paredes de steel frame

P. W. Kubde[1*], K. K. Sangle[1]
*Contact Author: pwkubde@vjti.org.in
DOI: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i1.196

Received: 11/12/2016 | Accepted: 27/04/2017 | Published: 31/05/2017

RESUMO

O emprego de paredes de steel frame (CFS) está crescendo devido à evolução da tecnologia de manufatura, ao desenvolvimento da construção civil e devido à existência de normas técnicas, conferindo vantagens ao seu emprego. Entretanto o projeto de estruturas de CFS é complexo devido a pouca espessura das paredes e a existência de aberturas (caixilhos e portas) deixarem essas estruturas sujeitas a falhas por flambagem localizada, ocasionadas por flexão combinada com torsão. O chamado Método da Resistência Direta, DSM, é o método disponível, com certas limitações, para dimensionar vigas e pilares. Para superar essas limitações este artigo se dedica a propor uma fórmula como ampliação e melhoria do método tradicional de dimensionar por DSM. Uma estrutura de steel frame foi analisada experimentalmente para validar o modelo empregado no programa de cálculo (software) e a mesma estrutura, com diferentes alturas, foi analisada pelo método DSM e análise por elementos finitos, com vistas a obter uma fórmula que ampliou e melhorou o espectro de uso do DSM.

Palavras-chave: steel frame; análise de elementos finitos; método da resistência direta DSM; flambagem por torsão; flambagem generalizada.

Citado como: P. W. Kubde, K. K. Sangle (2017). "*Ampliação do método da resistência direta para dimensionar paredes de steel frame*", Revista ALCONPAT, 7 (2), pp. 172-185, DOI: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i1.196

[1]Structural Engineering Department, Veermata Jijabai Technological Institute (VJTI), Mumbai, 400019, India.

Legal Information
Revista ALCONPAT is a quarterly publication of the Latinamerican Association of quality control, pathology and recovery of construction- International, A.C.; Km. 6, Antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97310, Tel.5219997385893.
E-mail: revistaalconpat@gmail.com, Website: www.revistaalconpat.org.
Editor: Dr. Pedro Castro Borges. Reservation of rights to exclusive use No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, both awarded by the National Institute of Copyright. Responsible for the latest update on this number, ALCONPAT Informatics Unit, Eng. Elizabeth Maldonado Sabido, Km. 6, Antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, México, C.P. 97310.
The views expressed by the authors do not necessarily reflect the views of the publisher.
The total or partial reproduction of the contents and images of the publication without prior permission from ALCONPAT International A. C. is not allowed.
Any discussion, including authors reply, will be published on the first number of 2018 if received before closing the third number of 2017.

© 2017 ALCONPAT Internacional

Extension of direct strength method to two dimensional cold formed steel frame

ABSTRACT

The use of cold-formed steel (CFS) structures is increasing due to the advances in manufacturing, construction technologies and relevant standards. CFS has many advantages. However, the design of CFS structures is complex because of their thin walled open sections making them vulnerable to torsional-flexural buckling and local buckling. Direct strength method (DSM) is the method available for individual beam and column, with certain limitations. To overcome one such limitation this paper attempts to find a formula as an extension to DSM. Already experimented frame was used to validate software model and same frame with different heights was analysed by Finite Element Method and DSM and a formula is obtained as an extension to DSM.

Keywords: cold formed steel; distortional buckling; global buckling; direct strength method; finite element analysis.

Ampliación del método da resistencia directa para dimensionar paredes de marco de acero

RESUMEN

El uso de paredes de marco de acero (CFS) está creciendo debido a la evolución de la tecnología de manufactura, al desarrollo de la construcción civil y debido a la existencia de normas técnicas, confiriendo ventajas en su uso. Entretanto el proyecto de estructuras de CFS es complejo debido al poco espesor de las paredes y la existencia de aberturas (marcos y puertas) dejan esas estructuras sujetas a fallas por pandeo localizados, ocasionados por flexión combinada con torsión. El llamado Método de la Resistencia Directa, DSM, es el método disponible, con ciertas limitaciones, para dimensionar vigas y columnas. Para superar esas limitaciones este artículo se dedica a proponer una fórmula como ampliación y mejora del método tradicional de dimensionar por DSM. Una estructura de marco de acero fue analizada experimentalmente para validar el modelo usado en el programa de cálculo (software) y la misma estructura, con diferentes alturas, fue analizada por el método DSM y análisis por elementos finitos, con vistas a obtener una fórmula que amplió y mejoró el espectro de uso del DSM.

Palabras clave: marco de acero; análisis de elementos finitos; método de la resistencia directa DSM; pandeo por torsión; pandeo generalizada.

1. INTRODUÇÃO

Na Índia, devido à crescente industrialização e à grande população, as estruturas de aço conformadas a frio, conhecidas por steel frame, destinadas a estruturas para industrias e para habitação de interesse social, são as necessidades do momento, revelando-se como uma alternativa muito econômica e eficiente. O steel frame tem vantagens de aparência atraente, construção rápida, baixa manutenção, fácil ampliação, menor custo a longo prazo, não retrai e não deforma por fluência à temperatura ambiente, não necessita de fôrmas, não é atacado por cupins e nem pela decomposição orgânica; apresenta qualidade uniforme e não é combustível.

1.1 Método da resistência direta DSM

Existem dois métodos básicos de projeto para dimensionar as peças de steel frame denominados neste artigo por CFS, como o Método da Largura Efetiva Tradicional (Yu W.W., 2000) e o

método da resistência direta DSM, adotado nas especificações de projeto Norte-Americano em 2004, como uma alternativa ao Método da Largura Efetiva. O Apêndice 1 da Especificação norte-americana para o projeto de peças estruturais de CFS, de 2004, complemento à edição de 2001, cita fórmulas e aplicações do DSM para pilares e vigas. As peças estruturais de CFS, devido às suas paredes finas, se colocam diante dos engenheiros como desafios, pois há o risco de flambagem local e distorção de seção transversal. Mas ao mesmo tempo as paredes de CFS oferecem a vantagem de apresentar reserva de resistência no pós flambagem, o que as tornam ainda eficientes. O DSM é um método que responde aos desafios acima, ao mesmo tempo em que usa a oportunidade criada pelos desafios. (Schafer B. W., 2006).

O desenvolvimento do DSM começou na Universidade de Sydney, através da pesquisa de flambagem em pilares e posteriormente aplicado a vigas (Schafer B. W., 2006). Adicionalmente, Hancock (Hancock et al., 1994) mostraram que a resistência à compressão em uma falha de distorção correlacionou-se bem com a esbeltez no modo de distorção elástica.

Uma análise rigorosa da estabilidade elástica da peça é fundamental para o emprego correto do DSM. O método baseia-se na idéia de que, se todas as três instabilidades elásticas são conhecidas, ou seja, local, distorcional e flambagem global, juntamente com a determinação da carga ou o momento que causa o escoamento do aço da secção, então a resistência pode ser determinada diretamente. O método usa curvas de flambagem global de pilares com aplicação em instabilidades de flambagem local e distorcional.

A maior precisão do método ocorre devido à melhorias na previsão da flambagem local. O método também leva em consideração cálculo de deflexão (estado limite de serviço). É um método confiável; sua confiabilidade é estabelecida usando o formato de projeto de estado limite em uso nos Estados Unidos. (Schafer B. W., 2006)

O apêndice 1 da Especificação norte-americana para o projeto de membros estruturais de CFS de 2004, complemento ao de 2001, também inclui uma série de tabelas que fornecem os limites geométricos e os materiais dos membros que passaram na verificação da abordagem de resistência direta, no processo de codificação do mesmo.

Pré-qualificado é o nome apropriado que foi dado para essas seções. Embora o método DSM seja principalmente creditado a Schafer B.W. (Schafer BW, 2000), Moen C., juntamente com Schafer B.W., aplicou esse método a membros estruturais de CFS com perfurações (vãos, portas, janelas) (Moen CD e Schafer BW, 2006; 2008; 2010; 2011). Em 2006, Schafer BW criou um guia denominado "Guia para projetar utilizando o DSM". (Schafer B. W., 2006).

1.2 Revisão da Literatura

Um estudo sobre a resistência à flexão e deformações de CFS com secções C e Z foi realizado na Universidade da Flórida (Ellifrit D., 1991; Ellifrit D., 1992; Ellifrit D., 1997). Na pesquisa, as seções típicas de C e Z foram ensaiadas à flexão com vários tipos de reforços. Os pesquisadores desenvolveram um modelo de elementos finitos para as grandes deflexões não lineares e a análise da rotação das vigas-pilares. (Pi YL, 1994; Pi YL, 1994). Pesquisadores realizaram ensaios de flambagem lateral em vigas tipo canal de steel frame(CFS). Uma carga vertical foi aplicada no centro de cisalhamento da seção, ou em um ponto abaixo do centro de cisalhamento. As vigas foram apoiadas nas extremidades, conectadas a um bloco de aço com dois parafusos na aba da seção (Bogdan M. Put, 1999; 1999).

Em outro estudo, pesquisadores (Yu C., 2003; Schafer B. W., 2006) estudaram o comportamento de flambagem de vigas CFS. O ensaio de flambagem foi realizado em CFSs sem reforço, simplesmente apoiadas, com duas seções transversais diferentes. Os resultados do ensaio de flambagem lateral mostraram que as seções CFS falharam catastroficamente pela flambagem local e de torção da maioria dos elementos comprimidos da seção transversal após deformações bastante grandes. Os resultados de 10 ensaios de flambagem lateral em CFSs simplesmente suportadas, com duas seções transversais diferentes foram apresentados e também comparados

com o método de projeto analítico conforme a AS 4100 (AS 4100 Australian Standard Steel Structures, 1981). Verificou-se que os momentos de ruptura foram menores quando as deflexões laterais da viga aumentaram a compressão nas abas laterais e maiores quando aumentaram a compressão na aba de apoio. Pesquisadores (Put B. M. et al., 1998) realizaram um ensaio de flambagem local em CFS com seções C e Z. Durante o ensaio, o reforço foi cuidadosamente considerado nestes ensaios para garantir que a flambagem torcional e a flambagem lateral torcional não influenciassem na interpretação dos resultados. Eles concluíram que os resultados do ensaio podem ser usados para a avaliação de métodos existentes e propostos para a previsão da resistência de almas e abas em flambagem local. Além disso, esses ensaios podem constituir a base para avaliações posteriores nas quais as restrições de torção sejam aliviadas. Os resultados globais dos ensaios indicam que o método de projeto AISI (American Iron and Steel Institute, 1996) fornece previsões de resistências adequadas. O DSM fornece a melhor relação ensaio-previsão para corpos de prova esbeltos e não esbeltos. Os resultados do ensaio demonstram que ainda são possíveis muitas melhorias na flambagem elástica e no cálculo da largura efetiva de seções C's e Z's.

Os pesquisadores estudaram a flexibilidade dos conectores de viga-pilar utilizados em sistemas de estante de paletes de aço de paredes finas e fundidas a frio (American Iron and Steel Institute, 1996). A atenção é focada em vigas sujeitas a torque, devido ao efeito de cargas transversais não aplicadas no centro de cisalhamento (Bajoria, KM et al., 2006). Um método de análise não-linear geométrica simples, baseado no equilíbrio satisfatório das configurações deformadas, é examinado e usado para prever o comportamento das vigas. Análises geométricas simples, análises de elementos finitos são realizadas e comparadas com os resultados experimentais. A influência das condições típicas de apoio é estudada e verificou-se que elas produzem uma restrição de deformação parcial nas extremidades.

Este efeito é explicado pela introdução de uma mola hipotética. A magnitude da rigidez da mola é avaliada para conexões comumente usadas. Outros fatores que afetam o comportamento de CFS, como a flambagem local, também são estudados. O objetivo era resolver a rotação desconhecida.

The ensaiod results were comparing with available standard commercial finite element software. The results matched closely, for the problems of interest, up until yielding takes place in the member. Os resultados dos ensaios foram comparados com o software comercial padrão de elementos finitos. Os resultados se mostraram próximos, para os problemas de interesse, até que o escoamento ocorra no membro estrutural. Isso pode ser visto nos resultados fornecidos nas seções posteriores. Portanto, pode-se concluir que, para os problemas de interesse, a maior contribuição para a não-linearidade, na faixa elástica, é a não-linearidade devido à dependência do torque na rotação da viga.

Eles concluíram que, sob carga, a viga desloca horizontalmente e gira gradualmente, mas não ocorre uma flambagem lateral súbita da viga. A falha é iniciada pelo escoamento do material. O procedimento AISI para a estimativa da resistência, com base no encurvamento lateral-torcional, pode subestimar ou superestimar a resistência. A viga sofre grande rotação antes da ruptura. Portanto, o estado limite de serviço pode ser mais crítico que o estado limite último. No caso de vigas sem elementos delgados, a modelagem como elementos de viga ou elementos de casca prevê um comportamento semelhante. Uma nova seção CFS foi fabricada e testada usando o novo método de balanço duplo. Bajoria e Talicotti (Bajoria, K. M., 2006) propuseram um ensaio alternativo de viga-coluna em vez do ensaio de balanços. Estudos completos envolvendo investigações experimentais e numéricas foram realizados para descobrir a flexibilidade do conector viga-coluna, seguindo-se um ensaio de quadro completo para comparar os resultados obtidos. O ensaio de balanço duplo leva em consideração o comportamento realista dos conectores, que são submetidos ao momento, cisalhamento e esforço axial pelas vigas. Isso foi confirmado pelos resultados do ensaio de quadro completo. Pesquisadores estudaram o modelo

tridimensional (3D) dos sistemas convencionais de estante de paletes utilizando o programa de elementos finitos ANSYS.
Eles providenciaram uma análise modal de vibração livre em estantes de paletes convencionais com os 18 tipos de seções de colunas desenvolvidas juntamente com conexão semi-rígida. A rigidez do conector foi testada usando o método de balanço convencional e também usando um método de balanço duplo. Eles realizaram FEA não-linear de ambos os ensaios.
O modelo destina-se a desenvolver uma equação simplificada para o período fundamental de prateleiras de armazenamento em sua direção do corredor. Finalmente, foi realizado um estudo paramétrico para descobrir a forma e o período de tempo do modo fundamental. O método dos elementos finitos foi utilizado para a precisão e adequação da armação de aço formada a frio.
Em 2011, KK Sangle desenvolveu o elemento finito deformado e as análises dinâmicas de quadros monocromáticos bidimensionais (2D) e quadros tridimensionais (3D) de seções formadas a frio com conexões semi-rígidas usadas no sistema convencional de estante de paletes. (Bajoria, KM et al., 2011) Os resultados da análise de encurvamento para os quadros 2D individuais são comparados com os do estudo experimental e a abordagem de comprimento efetiva dada pelo RMI (especificação RMI para o projeto, ensaio e utilização de prateleiras de armazenamento industrial, Rack Manufacturers Institute, 2008.)
O modelo de elementos finitos usado para a moldura de plano 2D simples é ampliado para quadros 3D com conexões semi-rígidas, para os quais os resultados da análise de flambagem são obtidos. Pesquisadores. (Thombare C. N. et.al., 2016) estudaram a análise não-linear de flambagem da estrutura 2D de estantes de armazenamento de aço formado a frio usando plataformas comerciais FE apropriadas. Neste artigo, os resultados da FEA são validados com dados experimentais disponíveis para uma moldura CFS bidimensional particular (Bajoria, K.M., 2011) com diferentes espessuras e padrões de reforço.
Os resultados da FEA mostram boa convergência com os resultados experimentais. Portanto, o estudo é estendido para mais alturas de quadros. Os resultados são então utilizados para sugerir uma fórmula de extensão para modificação na expressão DSM atual para quadros bidimensionais.
Pesquisas significativas estão em andamento para simplificar o desenho de seções e quadros de CFS para torná-lo mais confiáveis e praticamente aceitáveis. A adição de perfurações serve muitas vantagens para o propósito prático, mas ao mesmo tempo gera complicações no projeto. São necessários esforços consideráveis para estudar o impacto das aberturas sobre a resistência do membro.
O objetivo desta pesquisa atual é propor uma fórmula que ajude a descobrir a capacidade de carga de CFS bidimensional com diferentes alturas como uma extensão para as equações DSM.
Neste artigo, os resultados da FEA são validados com dados experimentais disponíveis para quadros CFS bidimensionais (Bajoria, K.M., 2011), com diferentes espessuras e padrões de reforço. Os resultados da FEA mostram boa convergência com os resultados experimentais.
Assim, o estudo é estendido para frames (quadros) mais altos. Os resultados são então utilizados para sugerir uma fórmula de extensão para modificação na expressão DSM atual para quadros bidimensionais.

2. PROJETO DE PESQUISA

O tipo de pesquisa é exploratório e analítico. Os quadros CFS foram selecionados por disponibilidade e, portanto, o método de amostragem conveniente é adotado. Um tamanho de amostra de 12 quadros cada um com propriedades diferentes foi utilizado para validação do modelo FEA, pois dados experimentais estavam disponíveis para esses quadros. (Tabela 1). O mesmo se aplica a todas as outras tabelas; Isto é, em cada tabela, cada quadro possui propriedades diferentes.

3. ESTUDO ANALÍTICO

Neste estudo, os resultados de FEA finitos são validados com dados experimentais disponíveis para uma determinada estrutura CFS bidimensional. (Bajoria, K. M. et.al., 2011) com espessuras diferentes (mostrado na Fig. 3). Os mesmos quadros foram então utilizados para estudo analítico por dois métodos, a saber:
DSM e FEM utilizando software; Para o DSM, o software -CUFSM versão 4.05 que está livremente disponível foi usado e para FEM, software comercial apropriado.

3.1 Modelagem de elementos finitos

Tipo de elemento: Três elementos comumente usados pelo software FEM na análise de flambagem elástica de estruturas de paredes finas são os elementos S9R5, S4 e S4R como mostrado na fig.1. Os S4 e o S4R são elementos de casca de propósito geral de quatro nós, válidos para problemas de cascas grossas e finas. Ambos os elementos empregam funções de forma linear para interpolar a deformação entre nós. O elemento S4R foi usado para mesclar o modelo. Vantagem do elemento S4R sobre o S4 é que o S4R usa integração reduzida com controle de ampulheta, membrana finita de tensões.

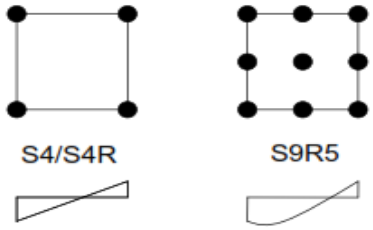


Figura 1. Elementos de casca FE S4\S4R e FE S9R5

Condições de contorno e carregamento: a condição de limite para a coluna modelada é fixada, livre. Os nós de extremidade de seção transversal são restritos nas direções X e Z e os nós no centro são impedidos na direção Y para evitar o movimento do corpo rígido. Uma carga de referência de 1 kN é aplicada como uma carga de borda do invólucro sobre o perímetro da coluna. A coluna tem perfurações a 140 cm c/c. O Módulo de Elasticidade é de 212000 MPa e a coeficiente de Poisson é de 0.325
Análise: a análise linear de flambagem Ebert foi realizada com o software FEA apropriado. O valor de Eigen obtido a partir da análise é usado para calcular a capacidade de flambagem do quadro. Os modelos estavam foram refinados com malha de 30mm e 10mm para estudo de convergência. Observou-se que a convergência não era monotônica, portanto, para encontrar um autovalor mais preciso, os modelos com malha de 10 mm são usados.

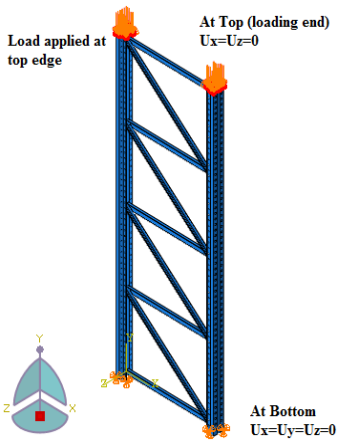


Figura 2. Condições de contorno utilizadas no modelo FEA.

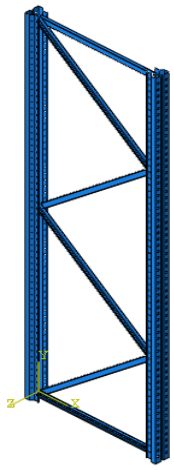


Figura 2 (a). Reforço tipo B1 (Apenas reforços inclinados).

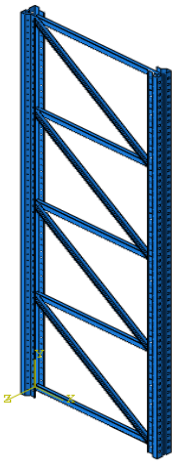
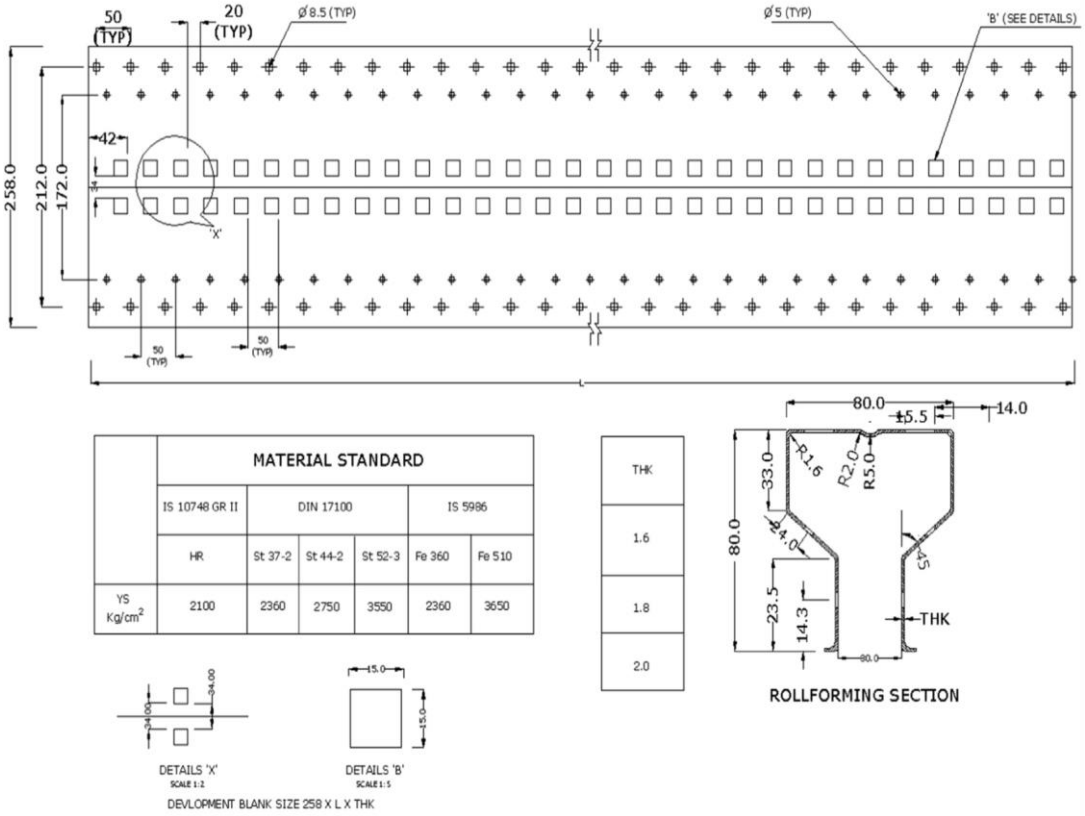


Figura 2 (b). Reforço tipo B2 (Reforços horizontais e inclinados).

3.2 Estendendo DSM para paredes

Nesta seção, foi feita uma tentativa para resolver uma parede carregada axialmente usando equações dadas por (Schafer B.W., Moen C.D., 2010) e as modificações correspondentes foram dadas. Um quadro é modelado no CUFSM v4.05 como mostrado na fig. 4. O efeito de reforço não foi considerado como CUFSM é aplicável somente para análise de membros de flexão e compressão.



Todas as dimensões são em mm.

Figura 3 Detalhes da seção transversal da coluna e da coluna formando o quadro. (Bajoria, K. M. et. al., 2011)

As seguintes propriedades do material foram atribuídas à seção.
Tensão última escoamento = 365 N/mm^2
Módulo de Elasticidade = E = 212000 N/mm^2
Módulo de cisalhamento = G = 80000 N/mm^2
Coeficiente de Poison = v = 0,325
Espessura = 1,6 mm ao longo da seção.
Duas seções de coluna foram conectadas por elementos como mostrado na Fig. 4. As propriedades de seção transversal são encontradas pela opção de "propriedades de seção" do software como mostrado. A carga aplicada é 1000 N na seção transversal e para gerar um efeito de quadro, a conexão de elementos foi excluída como mostrado (Fig. 4).
Da mesma forma, para as propriedades da seção transversal da abas, a espessura do elemento zero foi atribuída à região do furo. Mais uma vez carregou-se 1000 N e os zero elementos foram excluídos como mostrado. Antes de analisar a seção transversal líquida do quadro, os nós de canto do membro foram impedidos na direção Z (Schafer B.W., Moen C.D., 2010).
A seção de coluna da moldura está tendo 2 orifícios na rede e 4 orifícios na mesa. Assim, enquanto os cálculos das perfurações no quadro totalizavam 4 minutos de furos na avaliação da resistência.

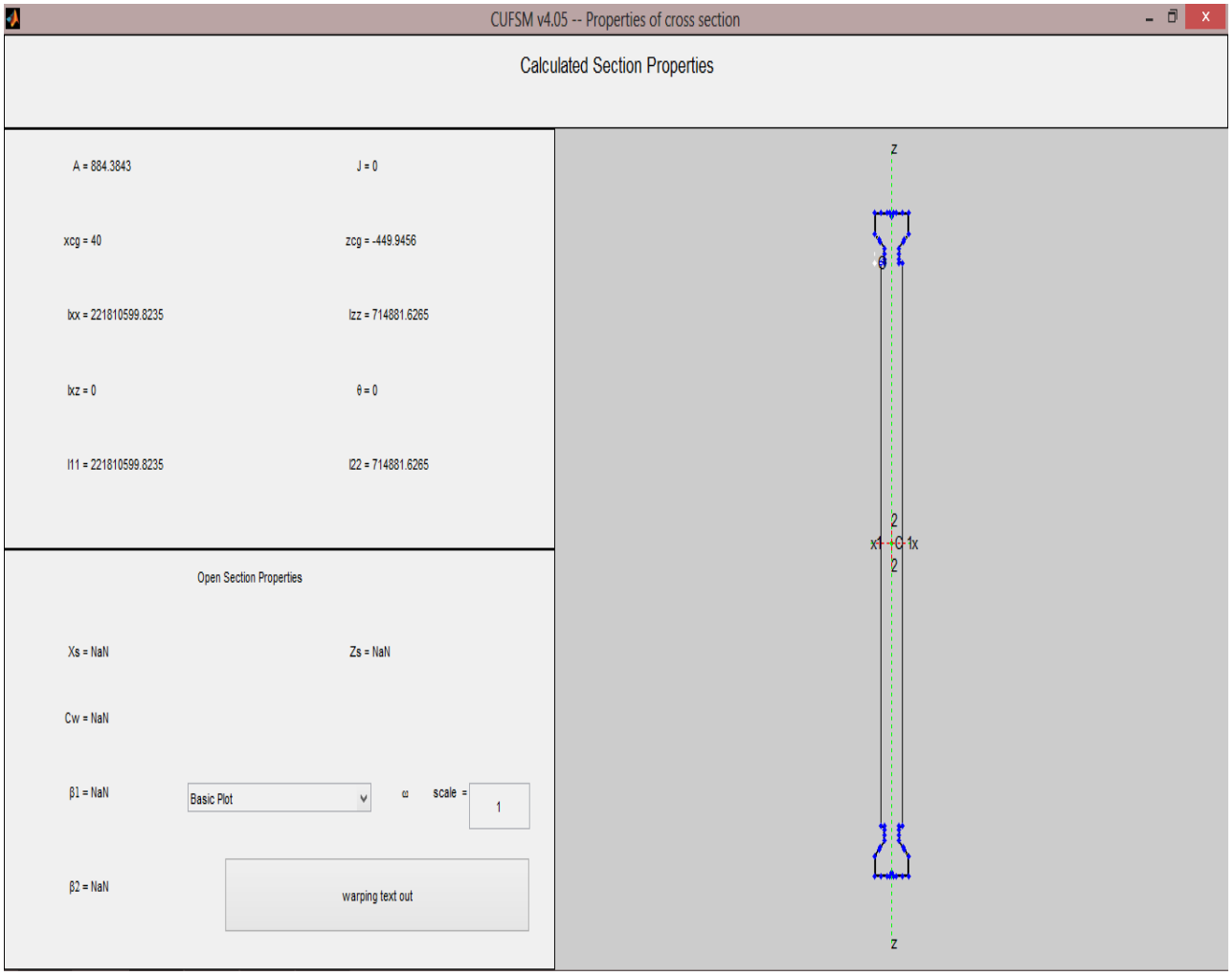


Figura 4. Modelo de tira finita do quadro MW1.6 no CUFSM versão 4.05

4. RESULTADOS

Na tabela 1, os resultados experimentais já obtidos por pesquisadores anteriores para vários quadros e resultados FEM obtidos para os mesmos quadros são tabulados. {Significado da Nomenclatura na coluna 1 da tabela 1: Por exemplo: MW-1.6-B1 é quadro da coluna. Nome: onde MW significa peso médio (HW significa peso pesado), 1,6 mm é espessura, B1 é o tipo de apoio como mostrado na figura 2a (B2 é outro tipo de reforço como mostrado na figura 2b.)}

Tabela 1. Validação do modelo: Resultados experimentais e FEA.

Estudo Experimental 1: sem barras espaçadas (altura da seção 3.1 m)				
Seção da coluna	**Pe (experimental) kN**	**Pe (FEM) kN**	**% erro**	**Pe (FEM) / Pe (experimental)**
MW-1.6-B1	103.51	112.04	-8.24	1.08
MW-1.6-B2	115.45	125.00	-8.27	1.08
MW-1.8-B1	166.78	151.15	9.37	0.91
MW-1.8-B2	176.88	160.74	9.12	0.91
MW-2.0-B1	200.41	182.29	9.04	0.91
MW-2.0-B2	215.46	196.81	8.66	0.91
HW-2.0-B1	223.45	236.20	-5.71	1.06
HW-2.0-B2	235.26	269.00	-14.34	1.14
HW-2.25-B1	264.24	268.65	-1.67	1.02
HW-2.25-B2	275.56	304.40	-10.47	1.10
HW-2.5-B1	295.46	301.63	-2.09	1.02
HW-2.5-B2	305.56	340.12	-11.31	1.11
Média				1.11
Coeficiente de Variação.				11.08

Nas tabelas seguintes 2, 3 e 4, resultados FEM e DSM para o mesmo modelo validado na tabela 1, mas com três alturas diferentes. (Tabela 2: altura 3,1 m, Tabela 3: Altura 4,6 m e Tabela 4: altura 6,1 m) são apresentados. Como o modelo FEM já está validado, os valores FEM para quadros de outras alturas com furos são considerados corretos e são comparados com os valores DSM correspondentes com furos para descobrir a fórmula / fator apropriado necessário que, quando usado juntamente com o valor DSM, dará o valor correto, ou seja, o mesmo valor dado pelo FEM.

Tabela 2. Carga crítica de flambagem para seções com altura de 3,1 m.

seções com altura de 3.1 m						
Seção da coluna	**Pe (FEM) kN**	**Pe (DSM) kN**		**% erro**		DSM com alma / FEM
		Sem alma	**Com alma**	**Sem alma**	**Sem alma**	
MW-1.6-B1	112.04	169.92	94.71	-64.16	15.46	0.85
MW-1.8-B1	151.15	191.16	106.55	-14.62	29.51	0.70
MW-2.0-B1	182.29	212.40	118.39	-5.98	35.06	0.65
HW-2.0-B1	236.20	253.99	228.32	-13.67	3.34	0.97

HW-2.25-B1	268.65	291.89	262.89	-10.46	2.14	0.98
Média						0.83
Coeficiente de Variação						-16.33

Tabela 3. Carga crítica de flambagem para seções com altura de 4.6m

seções com altura de 4.6 m						
Seção da coluna	**Pe (FEM) kN**	**Pe (DSM) kN**		**% error**		$\frac{\text{Pe(DSM)com alma}}{\text{Pe(FEM)}}$
		Sem alma	**Com alma**	**Sem alma**	**Sem alma**	
MW-1.6-B1	73.20	169.92	42.98	-132.13	41.29	0.59
MW-1.8-B1	82.39	191.16	48.35	-132.01	41.32	0.59
MW-2.0-B1	91.71	212.40	53.72	-131.60	41.42	0.59
HW-2.0-B1	154.08	253.99	122.42	-64.85	20.54	0.79
HW-2.25-B1	172.16	291.89	141.21	-69.54	17.98	0.82
HW-2.5-B1	190.65	317.49	153.03	-66.53	19.74	0.80
Média						0.70
Coeficiente de Variação						15.36

Tabela 4. Carga crítica de flambagem para seções com altura de 6.2m

seções com altura de 6.2 m						
Seção da coluna	**Pe (FEM) kN**	**Pe (DSM) kN**		**% error**		$\frac{\text{DSM com alma}}{\text{FEM}}$
		Sem alma	**Com alma**	**Sem alma**	**Sem alma**	
MW-1.6-B1	53.89	169.92	23.71	-215.30	56.01	0.44
MW-1.8-B1	60.31	191.16	26.67	-216.95	55.78	0.44
MW-2.0-B1	66.73	212.40	29.63	-218.31	55.59	0.44
HW-2.0-B1	123.31	253.99	67.56	-105.97	45.21	0.55
HW-2.25-B1	136.93	291.89	77.93	-113.16	43.09	0.57
HW-2.5-B1	150.70	317.49	84.45	-110.67	43.96	0.56
Média						0.50
Coeficiente de Variação						12.06

A partir das tabelas 2, 3 e 4, observa-se que a proporção de DSM com orifício para FEM mostra menor variação para a mesma altura do quadro. A média dessas proporções, por exemplo, R foi traçada em relação à altura do quadro correspondente (digamos R) (Consulte a Figura 5). A partir do gráfico acima apresentado na figura 5, obtemos a seguinte equação para quadro com reforço tipo B1,

$$R = -0.1241 \times \text{Altura do quadro} + 1.2694 \qquad (1)$$

Onde R é o fator de relação médio, isto é, relação de resistência por FEM com a resistência por DSM com abertura. Usando esta relação e a resistência do quadro calculada pelo DSM com a abertura, podemos descobrir a carga crítica de flambagem para qualquer altura de quadro com tipo de reforço B1.

A Tabela 5 representa valores de FEM e valores de DSM com fator de modificação para quadros com tipo de reforço B1, o que deixa claro que o fator R obtido da equação (1) quando aplicado ao valor de DSM, modifica esse valor aproximando-se do valor de FEM.

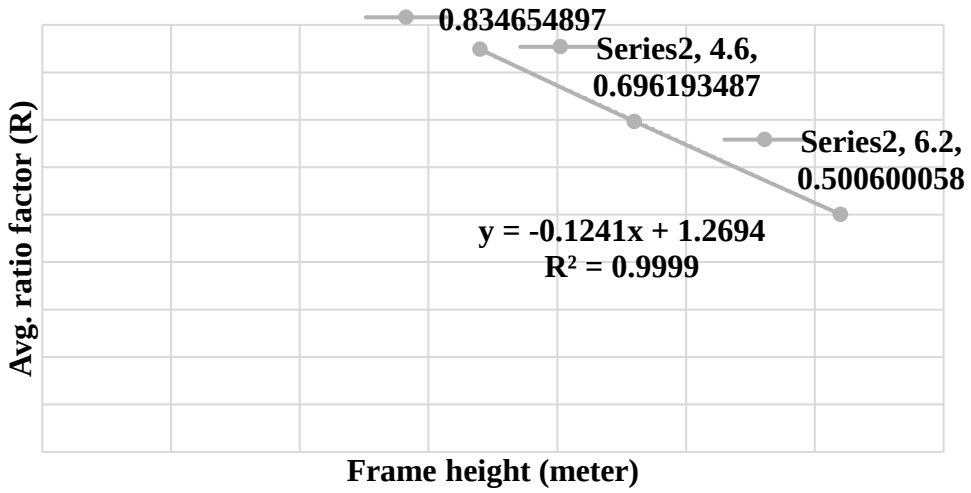


Figura 5: altura da seção vs. Fator médio

Tabela 5. Comparação dos resultados DSM com FEM para seções com apoio B1

Altura da seção (m)	Tipo de seção	Resistência utilizando FEM para a seção tipo B1 (kN)	Resistência utilizando equações de DSM (kN)	Resistência obtida pela equação desenvolvida (kN)	FEM / resistência pela equação DSM	FEM / resistência pela equação desenvolvida
3.1	MW-1.6	112.04	94.711	107.06	0.85	1.05
3.1	MW-1.8	151.15	106.55	120.44	0.70	1.26
3.1	MW-2.0	182.29	118.389	133.82	0.65	1.36
3.1	HW-2.0	236.20	228.318	258.08	0.97	0.92
3.1	HW-2.25	268.65	262.892	297.16	0.98	0.90
3.1	HW-2.5	301.63	285.397	322.60	0.95	0.94
4.6	MW-1.6	73.20	42.978	61.53	0.59	1.19
4.6	MW-1.8	82.39	48.351	69.22	0.59	1.19
4.6	MW-2.0	91.71	53.723	76.91	0.59	1.19
4.6	HW-2.0	154.08	122.421	175.25	0.79	0.88
4.6	HW-2.25	172.16	141.207	202.15	0.82	0.85
4.6	HW-2.5	190.65	153.027	219.07	0.80	0.87
6.2	MW-1.6	53.89	23.707	47.42	0.44	1.14
6.2	MW-1.8	60.31	26.67	53.34	0.44	1.13
6.2	MW-2.0	66.73	29.634	59.27	0.44	1.13
6.2	HW-2.0	123.31	67.563	135.13	0.55	0.91
6.2	HW-2.25	136.93	77.93	155.87	0.57	0.88
6.2	HW-2.5	150.70	84.453	168.91	0.56	0.89
Média						1.04
Coeficiente de Variação.						15.15

A Tabela 6 representa valores de FEM e valores de DSM com fator de multiplicação para quadros com tipo de reforço B2 (para os quais resultados e análises não são apresentados neste

artigo), o que deixa claro que o fator de multiplicação obtido da equação para o tipo de reforço B2 quando aplicado ao valor de DSM modifica esse valor aproximando-o do valor FEM.

Tabela 6. Comparação dos resultados do DSM com o FEM para o quadro com reforço B2

Altura da seção (m)	**Tipo de seção**	**Resistência utilizando FEM para a seção tipo B2**	**Resistência utilizando equações de DSM (kN)**	**Resistência obtida pela equação desenvolvida (kN)**	FEM / resistência pela equação DSM	FEM / resistência pela equação desenvolvida
3.1	MW-1.6	125.00	94.711	126.33	0.76	0.99
3.1	MW-1.8	160.74	106.55	142.12	0.66	1.13
3.1	MW-2.0	196.81	118.389	157.91	0.60	1.25
3.1	HW-2.0	269.00	228.318	304.53	0.85	0.88
3.1	HW-2.25	304.40	262.892	350.65	0.86	0.87
3.1	HW-2.5	340.12	285.397	380.66	0.84	0.89
4.6	MW-1.6	88.66	42.978	72.60	0.48	1.22
4.6	MW-1.8	99.56	48.351	81.68	0.49	1.22
4.6	MW-2.0	110.38	53.723	90.75	0.49	1.22
4.6	HW-2.0	194.04	122.421	206.80	0.63	0.94
4.6	HW-2.25	236.21	141.207	238.53	0.60	0.99
4.6	HW-2.5	215.21	153.027	258.50	0.71	0.83
6.2	MW-1.6	61.94	23.707	55.95	0.38	1.11
6.2	MW-1.8	69.45	26.67	62.94	0.38	1.10
6.2	MW-2.0	76.92	29.634	69.94	0.39	1.10
6.2	HW-2.0	154.61	67.563	159.46	0.44	0.97
6.2	HW-2.25	171.96	77.93	183.92	0.45	0.93
6.2	HW-2.5	189.13	84.453	199.32	0.45	0.95
Média						0.13
Coeficiente de Variação						12.94

Ao usar os respectivos fatores de multiplicação R, a carga de flambagem para mais algumas alturas foi calculada e mostrada na tabela 7, para ambos os tipos de reforços B1 e B2 {Ao contrário do tipo de quadro B1 (Tabelas 2 a 5), resultados detalhados e análise para o tipo de reforço B2 não são apresentados neste documento}.

Tabela 7. Força de flambagem dos quadros para mais algumas alturas.

Tipo de seção	**Altura da seção (m)**	**Resistência utilizando equações de DSM (kN)**	**Resistência obtida pela equação desenvolvida por seção (kN)**	
			Com reforço tipo B1	**Com reforço tipo B2**
MW-1.6	3.8	63	78.97	93.18
MW-1.8	3.8	70.87	88.83	104.82
MW-2.0	3.8	78.75	98.71	116.47
HW-2.0	3.8	175.27	219.69	259.23
HW-2.25	3.8	202.01	253.20	298.78
HW-2.5	3.8	219.09	274.61	324.04
MW-1.6	5.3	32.36	52.90	62.43
MW-1.8	5.3	36.41	59.53	70.24

MW-2.0	5.3	40.46	66.15	78.05
HW-2.0	5.3	92.19	150.72	177.85
HW-2.25	5.3	106.34	173.85	205.15
HW-2.5	5.3	115.24	188.40	222.31
MW-1.6	6.8	19.65	46.18	54.49
MW-1.8	6.8	22.11	51.96	61.31
MW-2.0	6.8	24.57	57.74	68.13
HW-2.0	6.8	55.98	131.56	155.24
HW-2.25	6.8	64.57	151.74	179.06
HW-2.5	6.8	69.87	164.20	193.75

5. CONCLUSÃO

1. O objetivo principal da pesquisa foi verificar se o DSM desenvolvido por Moen é aplicável a quadros CFS bidimensionais ou não, e, caso contrário, sugerir modificações apropriadas no DSM existente. Consequentemente, os dois quadros dimensionais CFS estudados por K. M. Bajoria, K. K. Sangle e R. S.
2. Talicotti, 2011, no IITB Mumbai, foi utilizado para validação do modelo FEA. As capacidades de carregamento do mesmo modelo com a mesma altura, bem como com algumas alturas diferentes, foram então calculadas usando o software FEM, bem como as fórmulas DSM (software Cufsum). Todos esses valores FEM e DSM tabulados nas tabelas 2, 3, 4 foram analisados graficamente (Figura 5) para obter uma equação R do fator de multiplicação (1).
3. Este fator de multiplicação, pesquisado neste artigo, que quando aplicado ao valor DSM obtido para o quadro de qualquer altura, fornece capacidade de carga (valor FEM) correta daquele quadro com uma precisão de +/- 20%. (Tabela 5 e 6).
4. Aplicando o fator de correção encontrado neste documento às fórmulas DSM, a capacidade de carga para o quadro de qualquer altura pode ser calculada em vez de realizar FEA rigorosa e tediosa.

5. REFERÊNCIAS

Research Papers from Journals

Bajoria, K. M., Talikoti, R. S. (2006), "*Determination of fexibility of beam-to-column connectors used in thin walled cold-formed steel pallet racking systems*", Journal of Thin-Walled Structures, Vol. 44, Pages 372-380.

Bajoria, K. M. Sangle K. K., Talikoti, R. S. (2011), "*Stability and Dynamic Analysis of Cold-Formed Storage Rack Structures with Semirigid Connections*", Journal of Thin-Walled Structures, Vol. 44, Pages 372-380.

Bogdan, M. Put, Yong-Lin Pi, N. S. Trahair, Member, ASCE (1999). "*Lateral Buckling Tests on Cold-Formed Channel Beams*" J. Struct. Eng. 1999.125:532-539.

Bogdan M. Put, Yong-Lin Pi, N. S. Trahair, Member, ASCE (1999). "*Bending and Torsion of Cold-Formed Channel Beams",* J. Struct. Eng.125:504-546; 1999.

Ellifrit D., Sputo T., Haynes J. (1991), *Flexural strength and deflections of discretely braced cold formed steel channel and zee sections*. Project report, American Iron and Steel Institute.

Ellifrit D. et al. (1992), *Flexural capacity of discretely braced C's and Z's. In: Yu W-W*, LaBoube RA, editors. Proceedings of the Eleventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. St Louis, MO: Department of Civil Engineering, University of Missouri — Rolla, 108–29.

Ellifrit D., Glover B., Hren J. (1997), *Distortional buckling of channels and zees not attached to sheathing*. Report for the American Iron and Steel Institute.
Moen, C. D. (2008), "*Direct Strength Design for Cold-Formed Steel Members with Perforations*". Ph.D. Thesis, Johns Hopkins University, Baltimore.
Moen, C. D., Schafer B. W. (2011), "*Direct strength design method for design of cold formed column with holes*", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 5, May 1, 2011 ©ASCE.
Pi, Y. L., Trahair N. S. (1994), *Nonlinear inelastic analysis of steel beam-columns. I: Theory*. Journal of Structural Engineering, 120(7):2041–61; ASCE.
Pi, Y. L., Trahair N. S. (1994) *Nonlinear inelastic analysis of steel beam-columns. II: Applications*. Journal of Structural Engineering, ASC; 120(7):2062–85; ASCE.
Put B. M., Pi Y-L, Trahair N. S. (1998) *Lateral buckling tests on cold-formed channel beams*. Research report no. R767, Center for Advanced Structural Engineering, Department of Civil Engineering, the University of Sydney, Australia.
Schafer, B. W. (2006) "*Direct Strength Method Design Guide*", American Iron and Steel Institute, Washington, D.C. 171 pages.
Schafer B. W., Moen C. D. (2010), "*Extending Direct Design to Cold Formed Steel Beams with Holes*". Twentieth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures St. Louis, Missouri, USA.
Schafer B. W., (2006) "*Review: The Direct Strength Method of Cold Formed Steel Member*" Stability and Ductility of Steel Structures. Lisbon, Portugal.
Thombare C. N., Sangle K. K. And Mohitkar V. M. (2016) *Nonlinear buckling analysis of 2D cold formed storage simple cross aisle frames.* Journal of building Engineering, Vol 7(2016), 12-22.
Yu C., Schafer B. W. (2003), *Local buckling tests on cold-formed steel beams*. Journal of Structural Engineering; 129(12):1596–606.

Books

Yu, W.W. Cold-Formed Steel Design. John Wiley & Sons, Inc; 2000.

Standards

American Iron and Steel Institute (1996,. AISI Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. American Iron and Steel Institute. Washington, D.C.;
AS 4100 Australian Standard Steel Structures, (Standards Association of Australia).
RMI, Specification for the design, testing and utilization of industrial storage racks, Rack Manufacturers Institute, 2008.
North American Specification (2004), "*Appendix 1: Design of Cold-Formed Steel Structural Members Using the Direct Strength Method*." Supplement to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structures. American Iron and Steel Institute, Washington, DC; 2004.

Softwares.

Appropriate commercial software for FEM.
CUFSM version 4.05 – A general purpose cold formed steel component design software based on North American Standards