


# ANAIS DO DÉCIMO CONGRESSO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

HENRIQUE CAMPELO GOMES (ORG.)

Associação Brasileira da Construção Metálica
09 de setembro – Allianz Parque
São Paulo

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

ORGANIZAÇÃO E PROMOÇÃO

FRANCAL
ECOSSISTEMA PARA EVENTOS

ISBN: 978-85-68391-06-8

CBL

9 788568 391068

# 10º Congresso da Construção Metálica
# CONSTRUMETAL 20025

9 de setembro - Allianz Parque
São Paulo

https://congressoconstrumetal.com.br/

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

Congresso da Construção Metálica (10. : 2025 : São Paulo, SP)
Anais do Décimo Congresso da Construção Metálica [livro eletrônico] / organização Henrique Campelo Gomes. -- 1. ed. -- São Paulo : Associação Brasileira da Construção Metálica - ABCM, 2025.
PDF

Vários autores.
Bibliografia.
ISBN 978-85-68391-06-8

1. Construção civil - Congressos - Brasil 2. Construção metálica 3. Engenharia civil 4. Estruturas metálicas I. Gomes, Henrique Campelo. II. Título.

25-304231.0 CDD-624.182

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Estruturas metálicas : Tecnologia : Engenharia estrutural 624.182

Aline Graziele Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

Publicação: Associação Brasileira da Construção Metálica - ABCEM

Programação, revisão e editoração gráfica: SIDNEI PALATNIK

Capa: FRANCAL Feiras

# CONSTRUMETAL 2025

10° CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

PROMOÇÃO/ORGANIZAÇÃO

FRANCAL
ECOSSISTEMA PARA EVENTOS

PATROCÍNIO DIAMANTE

MBP ISOBLOCK

PATROCÍNIO OURO

GERDAU
O futuro se molda

USIMINAS

PATROCÍNIO PRATA

CISER

APOIO

BRAMETAL

JOTUN

TEKNOKROMA

Trimble

vallourec

APOIO INSTITUCIONAL

AARS
ASSOCIAÇÃO DO AÇO DO RIO GRANDE DO SUL

ABDIB

ABECE
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL

ABIFER
Associação Brasileira da Indústria Ferroviária
Trilhando o desenvolvimento

ABIMAQ

ABINOX
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO AÇO INOXIDÁVEL

ABITAM
Associação Brasileira da Indústria de Tubos e Acessórios de Metal

ABNT

ABPP
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PROTEÇÃO PASSIVA

ABRAINC
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE INCORPORADORAS IMOBILIÁRIAS

ABRAMAT

ABRATE

AsBEA
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA

CAU SP
Conselho de Arquitetura e Urbanismo de São Paulo

CBIC

CREA-SP
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Estado de São Paulo

EESC • USP
Escola de Engenharia de São Carlos
Universidade de São Paulo

Engenheiro DO AÇO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

ICZ
Instituto Cadeia do Zinco

Infomet

INSTITUTO DE ENGENHARIA
1916

propec
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SENAI

SINDUSCON SP

SOBRATEMA

UPF
UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO
55 ANOS

**CONSELHO DIRETOR**

**GESTÃO 2024 – 2026**

PRESIDENTE

Horácio Alberto Steinmann (METASA)

VICE-PRESIDENTE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Jose Augusto (BRAFER)

VICE-PRESIDENTE DE COBERTURAS METÁLICAS

Rogério Barbosa (ARCELOR MITTAL PERFILOR)

VICE-PRESIDENTE DE DES. DE MERCADO

Alexandre Schmidt (BRAMETAL)

VICE-PRESIDENTE DE GALVANIZAÇÃO

Carlos Roberto Patrício (B.BOSCH GALVANIZAÇÃO)

VICE-PRESIDENTE DE TORRES

Ricardo Shigueo Nakamura (SAE TOWERS BRASIL)

VICE-PRESIDENTE DE STEEL FRAME

Fábio Luiz De Gerone (SANTO ANDRÉ)

CONSELHO DIRETOR

Fábio Din (PLACLUX)

Ademar de Carvalho Barbosa Filho (CODEME)

Christophe Schwarzberg (MARKO) / Flávio Lima Ferrari (FAM)

Gustavo Barra (TABOCAS) / Alyson Fracari de Souza (SOUFER)

Heber Henrique Penow Campos (TUPER) / Hildeu Dellaretti Junior (VALLOUREC)

Dartagnan Eduardo Assis (EMTEC) / James Mauro Fuks (KINGSPAN ISOESTE)

CONSELHO FISCAL

Roberto Palenga (ALUFER) / Mauricio Dagnese (DAGNESE)

Isabel Sampaio (SIDERTEC)

DIRETOR EXECUTIVO

Ulysses Barbosa Nunes (ABCEM)




## Comissão Organizadora

Ulysses Barbosa Nunes
(Diretor Executivo ABCEM)

Catia Mac Cord Simões Coelho
(Consultora ABCEM)

Sidnei Palatnik
(BK Serviços Especializados)




# Anais do Décimo Congresso da Construção Metálica

– CONSTRUMETAL 2025 –

Henrique Campelo Gomes (Org.)

Associação Brasileira da Construção Metálica

09 de setembro – Allianz Parque
São Paulo

# Comitê Científico

Presidente
Henrique Campelo Gomes

Vice-presidente
Pedro Wellington G. N. Teixeira

Acir Mércio Loredo-Souza

Alberto Borges Vieira Júnior

Alex Sander Clemente de Souza

Alexandre Landesmann

Bernardo Horowitz

Cilmar Donizeti Basaglia

Daniel Miranda dos Santos

Eduardo de Miranda Batista

Eduardo M. B. Campello

Gilder Nader

Guilherme Alencar

Gustavo de Souza Veríssimo

Jairo Fruchtengarten

Julio Fruchtengarten

Leandro Palermo Junior

Maximiliano Malite

Michele Pfeil

Ricardo A. M. Silveira

Ricardo Hallal Fakury

Sandoval Rodrigues Junior

Silvia Corbani

Valdir Pignatta e Silva

Walnório Graça Ferreira

Zacarias Chamberlain Pravia

## Apresentação

Realizado pela **ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica)** e pela **FRANCAL**, o **Congresso Latino-Americano da Construção Metálica** (**CONSTRUMETAL)** é hoje resultado de um esforço conjunto da indústria da construção civil e da comunidade científica. Esta última é aqui representada por um seleto grupo de pesquisadores cujas valiosas contribuições compõem os Anais deste já consagrado e maior evento da construção metálica na América Latina.

Com um número significativo de trabalhos acadêmicos submetidos e apresentados nas Sessões Tecnocientíficas, esta décima edição do **CONSTRUMETAL,** mais uma vez, reforça e consolida o caráter científico do congresso, que contou com um Comitê de professores pesquisadores e renomados profissionais da área espalhados por todo o país, além do apoio institucional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP).

Sinto-me novamente honrado em presidir o Comitê Científico do **CONSTRUMETAL 2025**, com a missão de representar este Comitê à altura do que o congresso e a Escola Politécnica da USP representam no setor da construção metálica.

Parabenizo a ABCEM e FRANCAL por mais esta importantíssima realização.

Agradeço novamente ao imprescindível esforço dos membros do Comitê Científico na revisão dos numerosos trabalhos submetidos ao congresso.

São Paulo, setembro de 2025.

Henrique Campelo Gomes, Prof. Dr.
Presidente da Comissão Científica

Página em branco

# Contribuições tecnocientíficas

**ÍNDICE:**

Comissão Científica

Apresentação

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE EMENDAS DE ESTACAS METÁLICAS PARA FUNDAÇÕES CARREGADAS AXIALMENTE EM COMPRESSÃO**
Autores: Pedro Wellington G. N. Teixeira; Dirney Cury Filho; Gustavo Alves, Pedro Mamere de Almeida

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS MISTAS DE LAJES SECAS DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING**
Autores: Alexandre Kokke Santiago; Rodrigo Barreto Caldas; Francisco Carlos Rodrigues; Richard Brito Braga

**AUTOMATIZAÇÃO DO CÁLCULO DE TERÇAS EM PERFIS Z FORMADOS A FRIO**
Autores: Caio Rust; Vinícius Nogueira Magalhães; Adenilcia Fernanda Groberio Calenzani

**AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL NO CONTEXTO DA REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 14762**
Autores: Rafael Vieira de Oliveira; Eduardo de Miranda Batista

**LIMITAÇÕES E EXTRAPOLAÇÕES DA NBR 6123:2023 PARA COBERTURAS NÃO CONVENCIONAIS: ANÁLISE NUMÉRICA APLICADA**
Autores: Enio Carlos Mesacasa Júnior; Zacarias M. Chamberlain Pravia

**COEFICIENTES DE PRESSÃO EM TELHADOS DE DUAS E QUATRO ÁGUAS DEVIDO A AÇÃO DE DOWNBURST**
Autores: Vanessa Vanin; Zacarias Martin Chamberlain

**VIABILIDADE ECONÔMICA DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL MISTA E HÍBRIDA EM AÇO-CONCRETO VERSUS CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL EM EDIFÍCIO MULTIANDARES**
Autor: Cezar Valmor Mortari

**CONSTRUÇÃO MODULAR COM FOCO EM RESIDÊNCIAS DE INTERESSE SOCIAL**
Autores: Maria Luiza Souza Giacomin; Juliana da Cruz Vianna Pires; Débora Maia Guimarães

**HELIPONTO ESTHER TOWERS EM SÃO PAULO – SP**
Autores: Luciano de Souza Matos; Jurn Jewe Hermans Maertens

**UM INTERESSANTE ESTUDO DE CASO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM UM PÓRTICO DE AÇO RETANGULAR COM O PILAR EXTERNO SENDO INTERROMPIDO NA FACE INFERIOR DA VIGA**

Autores: Pedro Wellington G. N. Teixeira; Gustavo Alves

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO E OTIMIZAÇÃO NUMÉRICA DE LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE PILARES TUBULARES CIRCULARES DE AÇO E CHAPAS DIAFRAGMA EXTERNAS**

Autores: Alex Eduardo Guerreiro Massoneto; Renato Nicoletti Silva; Emerson Alexandro Bolandim

**ANÁLISE DE LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE COLUNAS DE SEÇÕES TUBULARES CIRCULARES (CHS) DE PAREDES ESBELTAS E VIGAS DE SEÇÃO I, FORMADAS PELA ASSOCIAÇÃO DE PERFIS FORMADOS A FRIO (PFF)**

Autores: Ladir Antônio da Silva Júnior; Matheus Miranda de Oliveira; Vinícius Nicchio Alves; Arlene Maria Cunha Sarmanho

**INFLUÊNCIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES E DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM AÇO: ESTUDO DE CASO**

Autores: Matheus Miranda de Oliveira; Katarine Fagundes Barbosa; Ladir Antônio da Silva Júnior; Lucas Roquete; Vinícius Nicchio Alves; Arlene Maria Cunha Sarmanho

**BANCO DE DADOS DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA PARA DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE PÓRTICO DE AÇO PLANOS**

Autores: José Carlos da Silva Gama Júnior; Gines Arturo Santos Falcón

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO DE UMA TORRE METÁLICA DE USINA HELIOTÉRMICA**

Autores: Arthur Harger; Juliano Pasa de Campos; Henrique Campelo Gomes; Marcos Aurélio Marques Noronha; Patrícia de Oliveira Faria; André Sarkis Muller; Eduardo M. B. Campello

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELAS DE PEDESTRES**

Autores: Matheus Simon Vicente; Eduardo de Morais Barreto Campello; Henrique Campelo Gomes

**VIGAS CELULARES DE AÇO: CONCEITO, CARACTERÍSTICAS E APLICAÇÕES**

Autores: Gustavo de Souza Veríssimo; Felipe Isamu Harger Sakiyama; Luis Augusto Pupin; Raylane de Souza Castoldi

**PONTE DA RECONSTRUÇÃO: OS PROCESSOS DE FABRICAÇÃO E MONTAGEM DE UMA PONTE EM ESTRUTURAS METÁLICAS REALIZADOS EM 15 DIAS E QUE POSSIBILITOU O FLUXO DE UM MILHÃO DE PESSOAS POR MÊS APÓS AS ENCHENTES OCORRIDAS NO RIO GRANDE DO SUL**

Autor: Guido J Denipotti

**FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: EM BUSCA DE NOVOS VALORES DE FATOR DE MODIFICAÇÃO PARA MOMENTOS FLETORES NÃO UNIFORMES**

Autores: Paulo Marques do Lago Junior; Renan Moura Guimarães; Cilmar Donizeti Baságlia

**SILO ESTRUTURAL: SOLUÇÃO DE ENGENHARIA PARA VIABILIZAÇÃO DO PROJETO CAPANEMA UMIDADE NATURAL - VALE**

Autores: Amaury Eloy Carvalho Araujo Sales, Luciana Barros Chaves de Paula, Laís Cristina Benevides Pereira

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO EM SEÇÃO DUPLO "U", COSTA A COSTA, SUBMETIDOS À COMPRESSÃO**

Autores: Gabriel Cintra Macedo; Wanderson Fernando Maia

**INFLUÊNCIA DAS PERFURAÇÕES EM COLUNAS CURTAS COM SEÇÃO TIPO RACK DE PERFIS FORMADOS A FRIO**

Autores: Diego Augusto Cunha Costa; Matheus Miranda de Oliveira; Guilherme Cássio Elias; Vinícius Nicchio Alves; Arlene Maria Cunha Sarmanho

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS DE PERFIL DUPLO RACK SUBMETIDAS À COMPRESSÃO CENTRADA**

Autores: Lucas Roquete; Jean Bernardo Dias Viol; Paulo Henrique Salgado Amorim; Matheus Miranda de Oliveira; Gabriela Moura Azevedo; Gilney Afonso Gonçalves; Arlene Maria Cunha Sarmanho

**AVALIAÇÃO MECÂNICA E QUÍMICA DE CANTONEIRAS METÁLICAS EM TORRE AUTOPORTANTE PARA REDUÇÃO DE REFORÇOS**

Autor: David Marucci Soares

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Infraestrutura (projeto e elementos construtivos)

# ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE EMENDAS DE ESTACAS METÁLICAS PARA FUNDAÇÕES CARREGADAS AXIALMENTE EM COMPRESSÃO

Pedro Wellington G. N. Teixeira [1]
Dirney Cury Filho [2]
Pedro Mamere de Almeida [3]
Gustavo Alves [4]

**Resumo**

O uso de perfis laminados de aço como estacas de fundação oferece benefícios em diversas condições geotécnicas e para estruturas que transmitem esforços concentrados elevados ao solo. Essas estacas são compostas por segmentos que exigem emendas para atingir a profundidade de projeto, sendo essa etapa relevante em termos de tempo e desempenho. Este trabalho apresenta estudos teóricos e experimentais sobre emendas de estacas de perfis tipo HP da Gerdau, utilizando cobrejuntas formadas a partir do mesmo perfil da estaca e solicitadas por forças normais de compressão. Como não há metodologia de ensaio normatizada sobre o tema, trata-se de um estudo pioneiro no Brasil. São apresentados os cálculos considerados necessários para a verificação analítica da segurança e resultados de três ensaios, com discussão sobre os modos de falha observados. Propõe-se uma nova metodologia de verificação analítica que considera instabilidades locais da alma e das talas de mesa, tratadas como colunas de seção “T”, segundo a NBR 8800. Sugere-se ainda o uso de um parâmetro $\alpha \leq 1,0$ para representar a colaboração das soldas de topo. Por fim, discute-se ainda a possibilidade de redução da espessura efetiva dos cordões de solda por corrosão. O objetivo é contribuir para maior eficiência no projeto de estruturas geotécnicas com perfis de aço.

**Palavras-chave**: Perfis HP; Estacas de fundação; Emendas de estacas de aço comprimidas.

# THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF STEEL PILE SPLICES FOR FOUNDATIONS AXIALLY LOADED IN COMPRESSION

**Abstract**

The use of rolled steel profiles as foundation piles offers benefits under various geotechnical conditions and for structures that transmit high concentrated loads to the ground. These piles are composed of segments that require splicing to reach the design depth, making this step relevant in terms of time and performance. This study presents theoretical and experimental investigations on splices of Gerdau's HP-type steel piles from, using joint covers (splints) made from the same pile profile and subjected to axial compressive forces. As there is no standardized testing methodology on the subject, this is considered a pioneering study in Brazil. The paper presents the necessary calculations for analytical safety verification and results from three splice tests, discussing the observed failure modes. A new analytical verification methodology is proposed, considering local buckling of the web near the splice and instability of the flange splice plates, treated as "T" section columns according to NBR 8800. Additionally, the use of a parameter $\alpha \leq 1.0$ is suggested to account for the contribution of butt welds, along with considering effective weld throat thickness reduction due to corrosion, to align with common profile design practices. The aim is to contribute to more efficient design of geotechnical structures using steel profiles.
**Keywords**: HP sections; Foundation piles; Axially loaded compression steel pile splices.

[1] Engenheiro Civil/Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo / São Paulo, SP, Brasil.

[2] Engenheiro Civil/Mestrado em Engenharia Geotécnica pela Universidade Estadual de Campinas, 2016.

[3] Engenheiro Civil/Graduado pela Universidade Federal de São Carlos, 2018.

[4] Engenheiro Civil/Graduado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2024.

## 1 INTRODUÇÃO

As estacas metálicas são normalmente formadas por segmentos que precisam ser emendados para que se alcancem as profundidades de projeto. A execução das emendas constitui-se em uma etapa que demanda tempo considerável no processo de execução de uma estaca metálica e uma eventual redução do tempo de execução das emendas passa a ser, em muitas obras, um fator importante para a produtividade do processo de cravação.

Diante do exposto, torna-se necessário buscar entender melhor o funcionamento de uma emenda de estaca de aço. Neste trabalho apresentam-se estudos teóricos e experimentais realizados em emendas de estacas de aço. Estudam-se emendas de perfis tipo HP da Gerdau, com a tipologia indicada no manual de estacas metálicas [4].

Trata-se de emenda na qual são empregadas cobrejuntas (talas) formadas a partir de cortes no mesmo perfil da estaca. Tal solução apresenta como vantagens a garantia de propriedades geométricas e mecânicas compatíveis entre a estaca e os elementos da emenda.

Neste artigo estudam-se emendas solicitadas por forças normais de compressão. Não existe metodologia de ensaio normatizada sobre este assunto. Dessa forma, sob alguns aspectos, trata-se de um estudo pioneiro no Brasil.

A metodologia empregada consistiu em: estudo inicial das características das emendas com a tipologia usual; desenvolvimento teórico mostrando as verificações julgadas necessárias; realização de ensaios de algumas emendas. No total foram realizados três ensaios.

Ao final, propõe-se nova metodologia de verificação analítica, considerando:

- Efeitos de flambagem local da alma próximo à emenda;
- Efeitos da flambagem das talas de mesa, tratadas como colunas de seção “T”, conforme a NBR 8800;
- O uso de um parâmetro $\alpha \leq 1{,}0$ para a colaboração das soldas de topo;
- A possibilidade de redução da espessura efetiva dos cordões de solda por corrosão, para ficar compatível com o que se faz para os perfis;

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Generalidades

Inicialmente é importante descrever a tipologia da emenda estudada neste trabalho. Trata-se da emenda descrita na referência [4], que cita o emprego de talas nas mesas e alma dos perfis. Essas talas são soldadas com soldas de filete em todo o contorno. Além disso, há solda de topo em todo o perímetro da junção entre as estacas.

De acordo com o manual, “as talas podem ser obtidas de chapas de aço com resistência equivalente a dos perfis, mas, por uma questão de praticidade, as emendas são tradicionalmente executadas utilizando-se um segmento do próprio perfil, recortado conforme mostrado na Figura 5, do qual se obtêm as talas de mesas e de alma que irão compor as emendas da estaca na obra.” A seguir, apresenta-se ilustração da forma de obtenção das talas conforme manual (figura 1).

Por análise da sugestão do manual, pode-se observar que:

- A área da seção transversal é mantida igual na emenda, a menos de eventuais perdas de material no corte das talas da alma;

- O tipo de material é garantido ser o mesmo do perfil;

Logo, a tipologia proposta pelo manual traz vantagens do ponto de vista de garantia das propriedades geométricas e mecânicas do material adicionado na emenda.

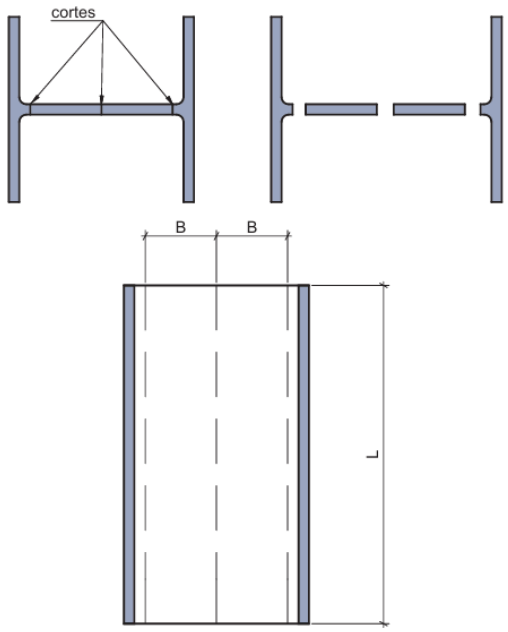



Figura 1 – Ilustração da forma de obtenção das talas da emenda sugeridas na referência [4].

Na figura 2 e figura 3 apresentam-se detalhes adicionais da emenda estudada.
Na sequência são discutidos aspectos da análise teórica aplicados à tipologia de emenda estudada. Por fim, neste item apresenta-se ainda a metodologia empregada nos ensaios realizados.

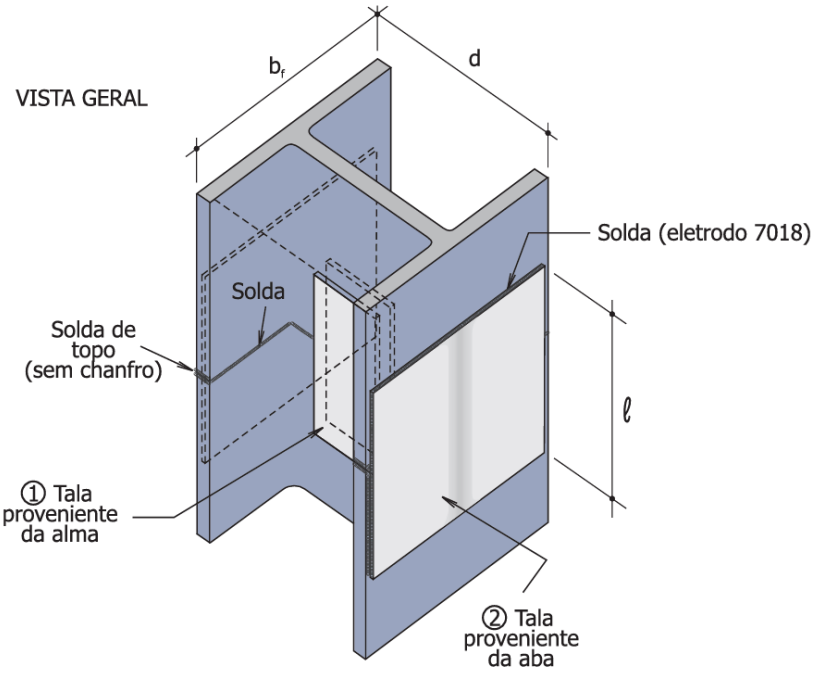
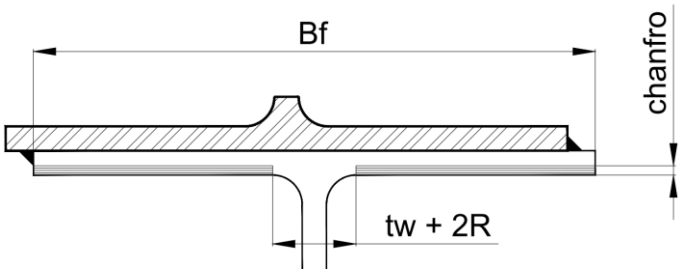
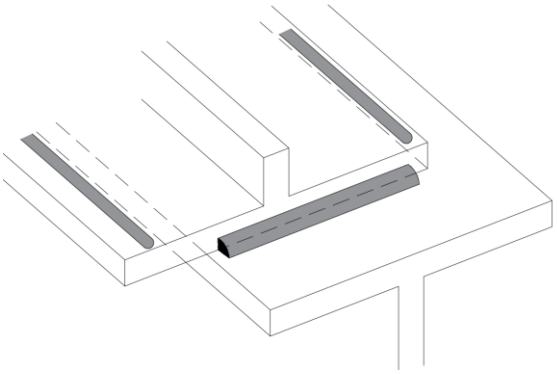



Figura 2 – Ilustração esquemática da emenda proposta no Manual Gerdau [4]. Observações: (a) na figura não aparece de forma nítida, na tala da mesa, o trecho de ligação entre alma e mesa (este trecho tem influência importante na resistência); (b) a indicação de solda de topo sem chanfro requer considerações especiais. (c) figura reproduzida do manual [4].




(a)



(b)

Figura 3 – Complemento da figura 2: (a) detalhe da tala de mesa e do comprimento da solda de topo (com chanfro) na mesa – Bf – (tw + R); (b) Solda da tala da mesa em lados opostos de um plano comum – (ver item 6.2.6.2.6.d da NBR 8800).

**2.2 Análise teórica**

**2.2.1 Verificações a serem feitas**

De maneira geral, a verificação analítica da segurança da emenda deve contemplar a resistência do metal de solda e a resistência do metal base. É importante considerar aspectos de instabilidade nessas verificações. Além disso, no caso de emendas tracionadas, é necessário fazer a verificação de colapso por rasgamento.

A seguir, discutem-se aspectos da resistência do metal de solda e do metal base à luz da norma brasileira, ABNT NBR 8800 [1]. A verificação de colapso por rasgamento não será apresentada neste trabalho por ser aplicável ao caso de emendas tracionadas.

**2.2.2 Resistência do metal de solda**

Deve ser feita conforme o item 6.2.5.2.c da NBR 8800, que estabelece o seguinte:

"Para um grupo de filetes carregado concentricamente, formado por elementos situados longitudinalmente e transversalmente à direção da força aplicada, a força resistente de cálculo combinada $F_{w,Rd}$ é o maior valor entre:

$$F_{w1,Rd} = F_{w\ell,Rd} + F_{wt,Rd} \qquad \text{Equação 1}$$

e

$$F_{w2,Rd} = 0{,}85\, F_{w\ell,Rd} + 1{,}5\, F_{wt,Rd} \qquad \text{Equação 2}$$

Onde:

$F_{w,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados longitudinalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 8 da NBR8800;

$F_{wt,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados transversalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 8 da NBR8800".

$$F_{w,Rd} = 0{,}6\, A_w\, f_w / \gamma_{w2} \qquad \text{Equação 3}$$

Ainda de acordo com a NBR 8800, "O valor de $\gamma_{w2}$ é igual a 1,35 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,15 para combinações excepcionais."

**2.2.3 Resistência do metal base**

Deve ser feita conforme o item 6.5 da NBR 8800, devendo-se considerar:

a) Para emendas de estacas tracionadas, o item 6.5.3:

"A força de tração resistente de cálculo de elementos de ligação tracionados deve ser o menor valor obtido, conforme segue:

para o estado-limite último de escoamento:

$$F_{Rd} = \frac{f_y\, A_g}{\gamma_{a1}} \qquad \text{Equação 4}$$

para o estado-limite último de ruptura:

$$F_{Rd} = \frac{f_u\, A_e}{\gamma_{a2}} \qquad \text{Equação 5}$$

Onde $\gamma_{a1} = 1{,}1$ e $\gamma_{a2} = 1{,}35$.

b) Para emendas de estacas comprimidas, o item 6.5.4:

"A força de compressão resistente de cálculo de elementos de ligação comprimidos deve ser o menor valor obtido, conforme segue:

$$F_{Rd} = \frac{f_y\, A_g}{\gamma_{a1}} \qquad \text{Equação 6}$$

para o estado-limite último de flambagem, aplicável quando $KL/r > 25$, devem ser usadas as prescrições de 5.3." O item 5.3 da NBR 8800 trata de dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão.

**2.2.4 Aplicação das expressões a uma família de perfis HP**

As expressões acima foram aplicadas à família de perfis HP310 com as talas de dimensões conforme o Manual Técnico da GERDAU [4], chegando aos resultados que estão resumidos na figura 4.

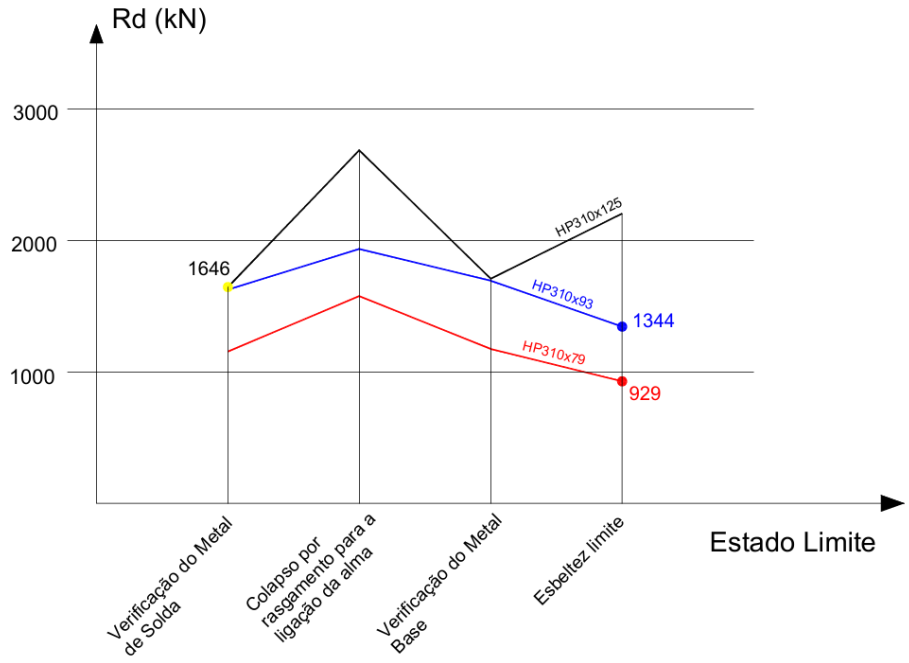



Figura 4 – Resultados do cálculo realizado com a nova metodologia para três perfis da família D310 mm [6].

**2.3 Ensaios**

Como parte da metodologia deste trabalho foram realizados ensaios de protótipos. A ideia inicial seria de realizar 4 ensaios, a saber:

- Ensaio 1: protótipo com talas de emenda apenas na alma, aqui denominado LPTA, ou seja, ligação por talas na alma;
- Ensaio 2: protótipo com talas de emenda apenas nas mesas, aqui denominado LPTMS, ou seja, ligação por talas nas mesas;
- Ensaio 3: protótipo com talas de emenda nas mesas e na alma, aqui denominado LPTA-MS, ou seja, ligação por talas na alma e nas mesas;
- Ensaio 4: protótipo com talas de emenda nas mesas, na alma e solda de topo sem chanfro, aqui denominado LINT, ou seja, ligação integral;

Os ensaios 1 a 3 seriam feitos todos de forma a garantir que o esforço seria integralmente transmitido pela emenda. Assim, no ensaio 1 seria aplicada a força diretamente na tala e nos ensaios 2 e 3 seria deixada uma folga entre os perfis.

A ideia de realizar ensaios com emendas apenas em alguns elementos justificou-se para permitir avaliar se a soma das parcelas das resistências das emendas de alma e mesa isoladas para obter a resistência – procedimento usual – seria satisfatório. Dessa forma, o ensaio 3 apresentaria como resultado, em tese e desconsiderando-se problemas de ensaios e outras incertezas, a soma dos resultados dos ensaios 1 e 2.

Infelizmente não foi possível realizar o ensaio 3, conforme previsto, por questões de tempo, haja vista que o programa de ensaios foi desenvolvido durante um trabalho de conclusão de curso. Dessa forma, foram feitos os ensaios 1, 2 e 4. As figuras 5, 6(a) e 6(b) ilustram a geometria dos protótipos.
Os perfis empregados foram:

- Ensaio LPTA: perfil HP 250x62 em aço ASTM A572 grau 50, e talas obtidas do mesmo perfil;
- Ensaio LPTMS: perfil HP 250x62 em aço ASTM A572 grau 50, e talas obtidas do mesmo perfil;
- Ensaio LINT: perfil HP 310x125 em aço ASTM A572 grau 50, e talas obtidas de perfil HP 310x79;

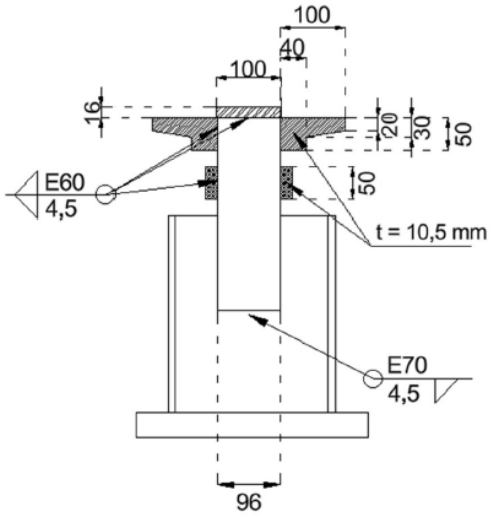
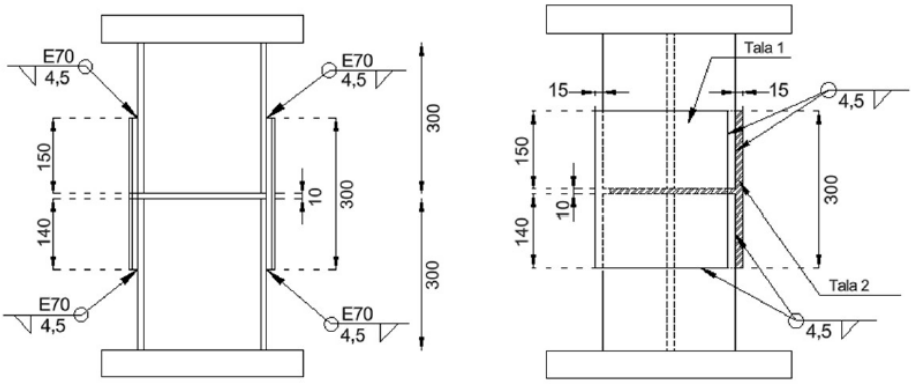
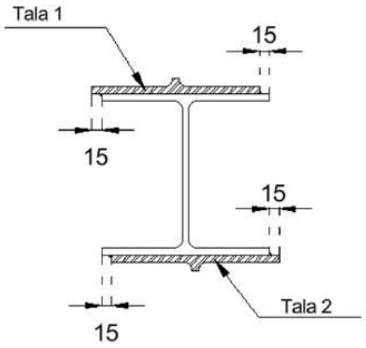



Figura 5 – Características do protótipo do ensaio 1 (LPTA): segmento de perfil com comprimento de 30 cm, com placa de base. A força foi aplicada diretamente nas talas; para isso, foram acrescidos elementos de aplicação da força e permitir o trabalho conjunto das duas talas. Os filetes de solda foram feitos com dimensão reduzida para levar em conta perda de seção por corrosão.




(a)




(b)

Figura 6 – Características do protótipo do ensaio 2 (LPTMS): dois segmentos de perfil com comprimento de 30 cm, com placas de extremidade na base e no topo. A força foi aplicada na placa de topo. Os filetes de solda foram feitos com dimensão reduzida para levar em conta perda de seção por corrosão.

Na figura 7 apresenta-se o equipamento usado para os ensaios LPTA e LPTM do perfil CS 250x62. Nesses dois ensaios foram aquisitados apenas os valores de força e o deslocamento do atuador. Para o ensaio 4 foram aplicados extensômetros no protótipo, conforme apresentado na figura 8.
Na figura 9, apresenta-se a estrutura de reação empregada para o Ensaio 4 (LINT).




Figura 7 – Prensa Shimadzu UH-2000kN XR empregada para os ensaios 1 e 2 e equipamento conectado à prensa para aquisição de dados.




Figura 8 – Extensômetros elétricos posicionados nas talas de mesas e de alma para o ensaio 4 (LINT): total de 6 (seis) extensômetros.

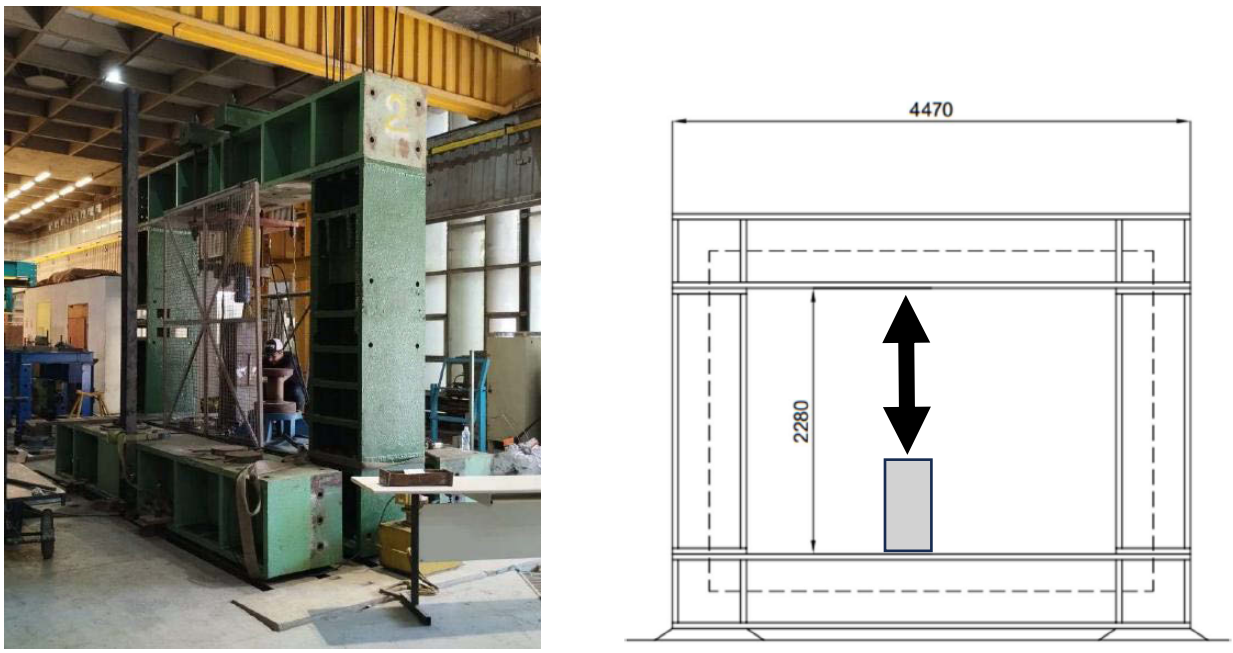



Figura 9 – Posicionamento do corpo de prova para o ensaio 4 (LINT): perfil CS 3120x125 com emendas por talas soldadas nas mesas e na alma, além de solda de topo, sem chanfro. As talas foram obtidas de um perfil HP 310x79 (aço ASTM A 572 Grau 50) – as dimensões do pórtico de reação estão indicadas em mm.

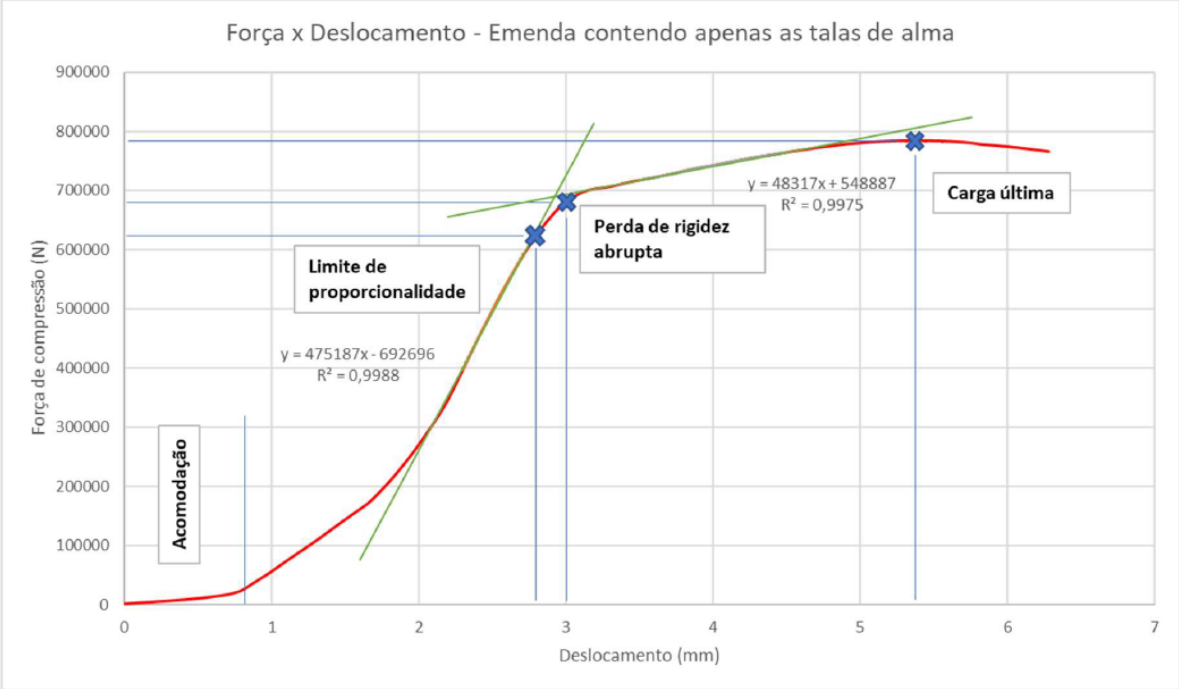
## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Ensaio com ligação por talas de alma (LPTA)

A figura 10 mostra o gráfico força-deslocamento. No ensaio chegou-se a valor de força limite de 784,8 kN, porém, o valor de 680,9 kN já indica uma mudança de comportamento e deve ser considerado como valor importante nesse caso. O estado limite alcançado parece estar mais associado à flambagem e ocorreu de forma dúctil, pois houve deslocamentos adicionais de 3 mm – duplicando o valor do deslocamento registrado quando F ≈ 681 kN – e a relação entre os dois valores de força foi de 784,8/680,9 = 1,153, ou seja, 15% de aumento da força após a provável flambagem.

Aplicando-se as expressões do item 2.2.3.a deste trabalho, foi obtido valor de 769 kN para escoamento do metal base, o que é um valor muito próximo ao encontrado no ensaio (784,8 kN) – diferença de 2%.

Um modelo numérico elástico linear conduziu ao valor de F = 645 kN no primeiro modo de flambagem (figura 11). O que é bem próximo e aproxima "por baixo" o valor de 680,9 kN obtido no ensaio (diferença de 5,3%).




| | F (tf) | u (mm) |
|---|---|---|
| Limite de proporcionalidade | 62,38 | 2,8 |
| Perda de rigidez abrupta | 68,09 | 3 |
| Carga última | 78,5 | 5,4 |

| | |
|---|---|
| Rigidez trecho linear 1 (tf/mm) | 47,5187 |
| Rigidez trecho linear 2 (tf/mm) | 4,8317 |

Figura 10 – Gráfico força x deslocamento para o ensaio da emenda contendo apenas as talas de alma (LPTA). Pontos críticos e regressão linear para a curva força versus deslocamento do ensaio.

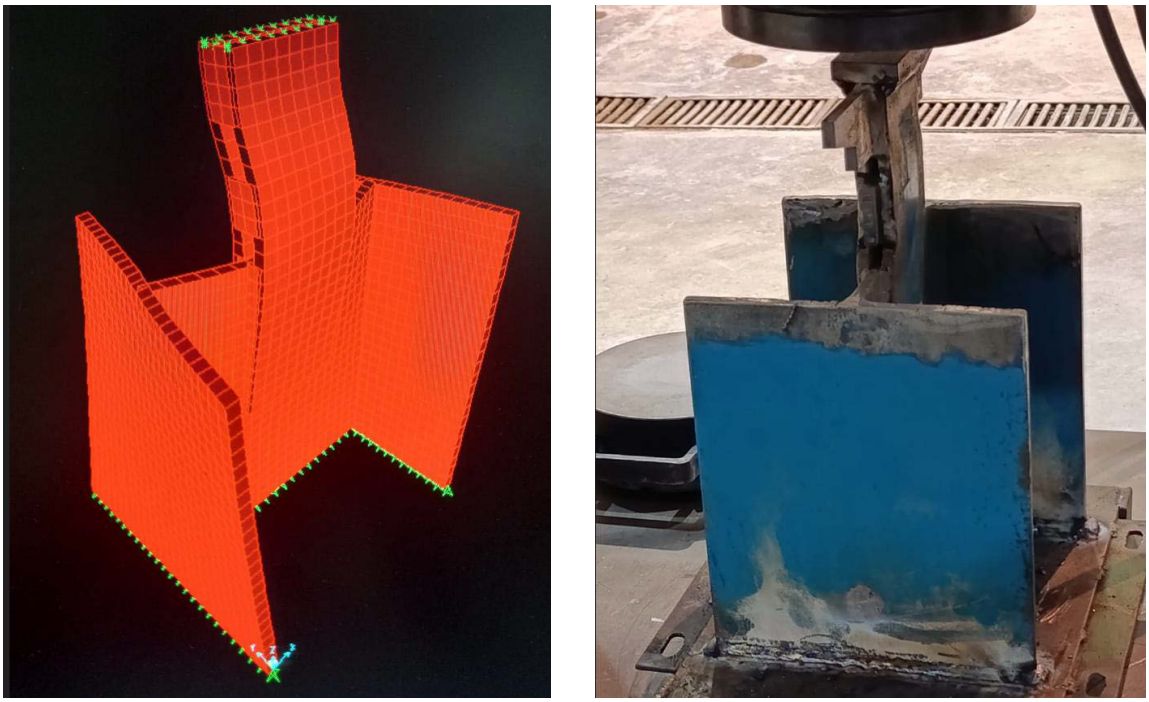


Figura 11 – Comparação entre as deformadas obtidas com modelo numérico elástico linear e o ensaio com ligações apenas por talas de alma (LPTA).

**3.2.1 Ensaio 2**

O ensaio 2 foi realizado com emendas apenas nas mesas. Para isso, foram posicionados dois segmentos de perfis HP 250x62, com 30 cm cada, afastados entre si de 10 mm. As soldas também foram feitas considerando redução por corrosão.

A figura 12 mostra o exemplar antes do ensaio. Observar a folga entre os perfis na figura.

O gráfico força-deslocamento é apresentado na figura 13, evidenciando:

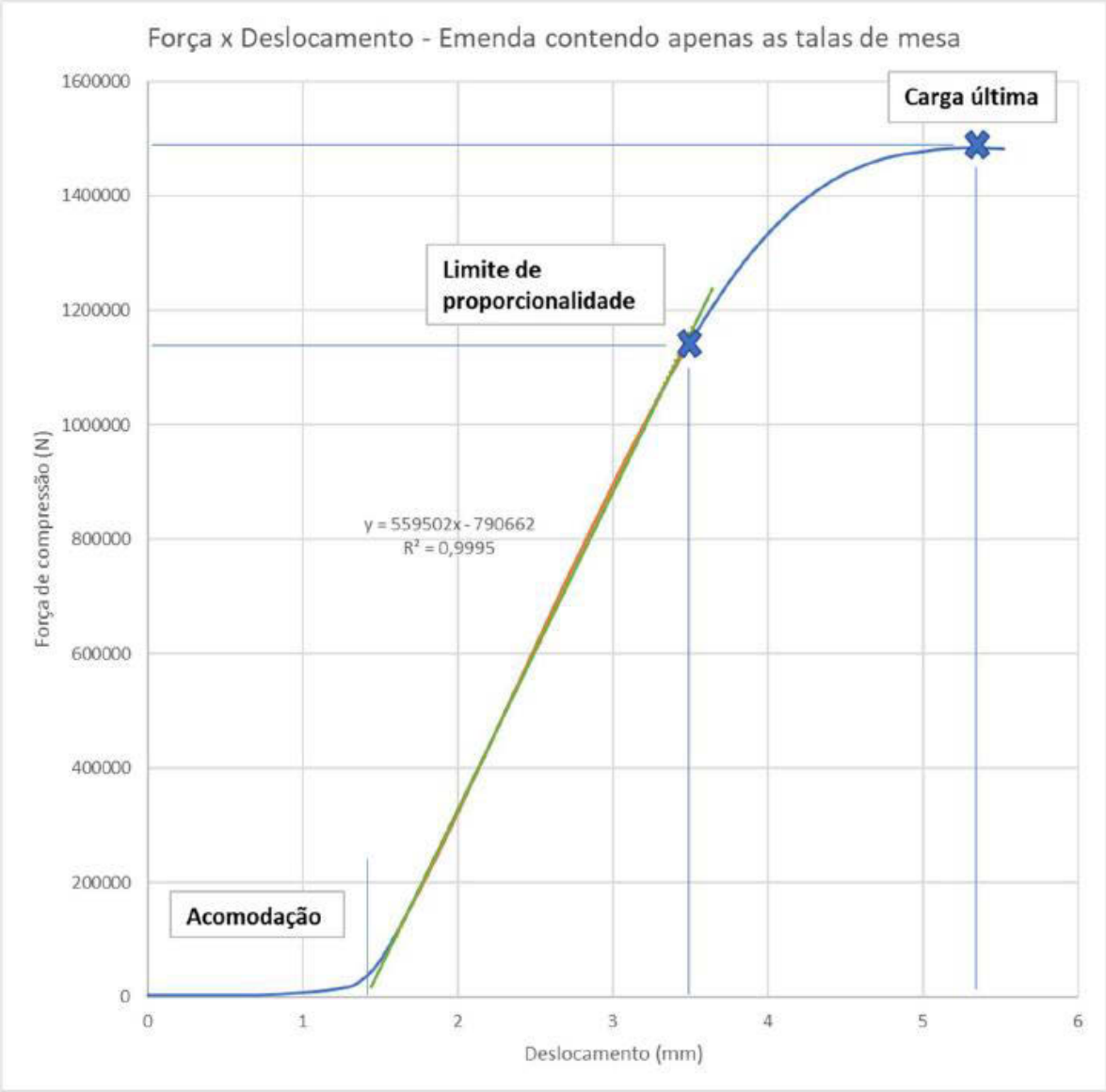
- Comportamento linear até forças da ordem de 1150 kN (115 tf), associados a deslocamento de 3,5 mm – rigidez elástica de 560 kN/mm;
- Força máxima de 1480 kN;

Aplicando-se as expressões do item 2.2.3.a deste trabalho, foi obtido valor de 2020 kN para escoamento do metal base, o que é um valor muito superior ao encontrado no ensaio (1480 kN) – diferença de 36,5%. Verificando a tala como uma barra comprimida, com as expressões do item 2.2.3.b deste trabalho foi obtido um valor de 1302 kN, o que já é mais próximo dos valores obtidos em ensaio (1480 kN – diferença de 12%)



Figura 12 – Protótipo do ensaio 2

Na figura 13 observa-se detalhe do modo de colapso, caracterizado por ductilidade e flexo-compressão da tala.




| | F (tf) | u (mm) |
|---|---|---|
| Limite de proporcionalidade | 115 | 3,5 |
| Carga última | 148 | 5,35 |

| | |
|---|---|
| Rigidez do trecho linear (tf/mm) | 55,9502 |

Figura 13 – Gráfico força-deslocamento e pontos críticos e regressão linear para a curva força versus deslocamento do ensaio da emenda contendo apenas as talas de mesa (LPMS).



Figura 14 – Detalhe da flexo-compressão da tala após o ensaio 2.

**3.2.1 Ensaio com ligação integral (LINT)**

No ensaio 3 foi empregado um perfil HP 310x125, com emendas de alma e mesas realizados a partir de um perfil HP 310 x 79. Nesse caso, além das talas de alma e de mesas, foram executadas as soldas nos perímetros livres de alma e mesa, sendo:

- Solda no perímetro livre das mesas executadas em posição horizontal com comprimentos de 312 mm – (17,4 + 2*16) = 262,6 mm em cada alma; logo, comprimento total, na emenda, de 525,2 mm;
- Solda no perímetro livre da alma de 245,2 mm/2 = 122,6 mm em cada lado da alma, ou seja, 245,2 mm no total;

De acordo com as recomendações do manual essas soldas teriam espessura efetiva de 5 mm e 8,7 mm, respectivamente para alma e mesa. E a área total de solda seria de 58 cm². Logo, a resistência teórica proporcionada apenas por estas soldas seria dada pelo metal de solda e resultaria em 1688 kN – com fator de redução de resistência = 1,0, em vez de 1,35, por ser um ensaio. No entanto, conforme já comentado, há alguns pontos que demandam esclarecimento com relação a essas soldas.

No ensaio 3, foi atingida força de 3160 KN. A previsão teórica feita sem a consideração das emendas de topo foi feita como segue:

- Inicialmente, foi calculada a resistência da tala de mesa chegando-se ao valor de 1302 kN, conforme figura 14. Observar que nesta figura está sendo apresentada a verificação da tala como

uma barra comprimida com comprimento de 31 cm. As propriedades da seção transversal são obtidas da figura em forma de “T” hachurada ao lado, na mesma figura 15;

**Cálculo como barra comprimida (NBR 8800)**

| | | | |
|---|---|---|---|
| ℓ (cm) | 31,00 | | |
| A (cm2) | 36,51 | | |
| I (cm4) | 7,67 | | |
| r (cm) | 0,45834 | | |
| λ = ℓ / r | 67,63 | | |
| fy (kN/cm²) | 34,5 | | |
| raiz(pi()2E/fy) | 75,64 | | |
| λo | 0,894 | | |
| χ | 0,716 | | |
| NcRk | 901,4 | σ cr (kN/cm²) | 24,69 |
| 2Nc,Rk | 1802,7 | | |

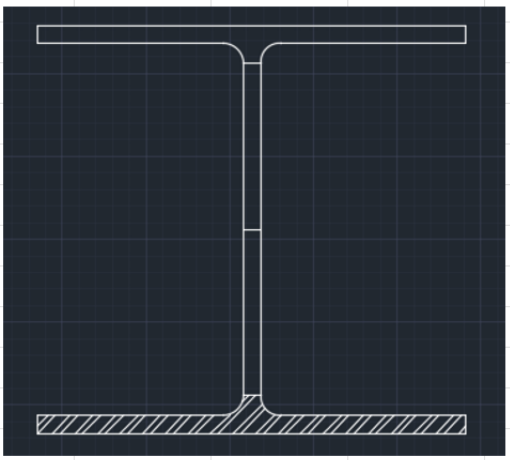


Figura 15 – Estimativa da resistência das duas talas trabalhando como barras comprimidas, conforme NBR 8800 – fatores de minoração da resistência do aço adotados com valores unitários pois se trata de um ensaio;

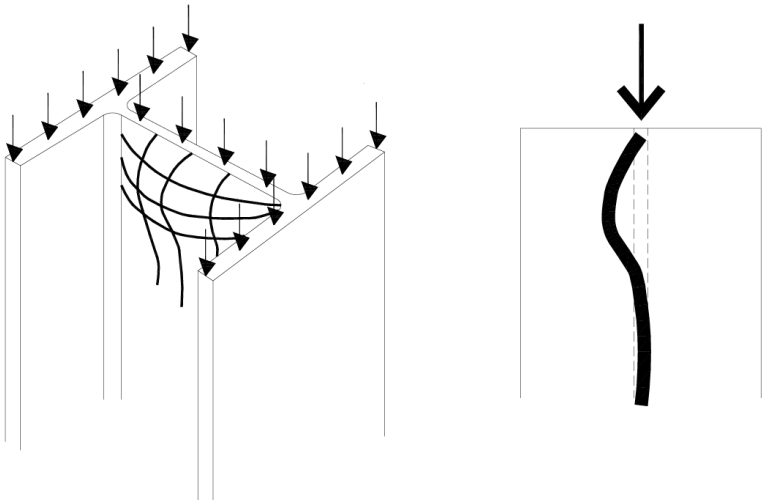
- A esse valor foi somada a resistência estimada para as talas da alma. Para isso, adotou-se o valor correspondente ao escoamento (930 kN), pois foi o modo predominante que se obteve no ensaio 1, no qual a tala de alma estava isolada.
- Disso, resultou uma previsão de 1803 + 930 = 2733 kN;
- Porém, se as soldas de topo contribuírem conforme previsto, poder-se-ia alcançar carga de (3160 – 2733) + α*1688 kN (α ≤ 1,0);

Conforme comentado, o ensaio do protótipo atingiu carga de 3160 kN, o que indicaria um valor de α = 0,255. Porém, o estado limite alcançado foi a flambagem local da alma próximo ao ponto de aplicação da carga – ver figura 16.

Os extensômetros indicaram tensões mais altas nas talas da alma. Isso está de acordo com os resultados dos ensaios 1 e 2. No ensaio 1, a rigidez elástica foi da ordem de 24 kN/cm² por mm de deslocamento. No ensaio 2, a rigidez elástica foi da ordem de 10 kN/cm² por mm de deslocamento. Demonstrando que a emenda da alma é consideravelmente mais rígida. Essas rigidezes estão calculadas considerando a área da seção transversal da tala de emenda (23,5 cm² e 56 cm² respectivamente). Além disso, foi considerada a tensão média.



(a)



(b)

Figura 16 – “Onda de flambagem” verificada no ensaio 3, correspondente a valor da ordem de 3000 kN de força de compressão.

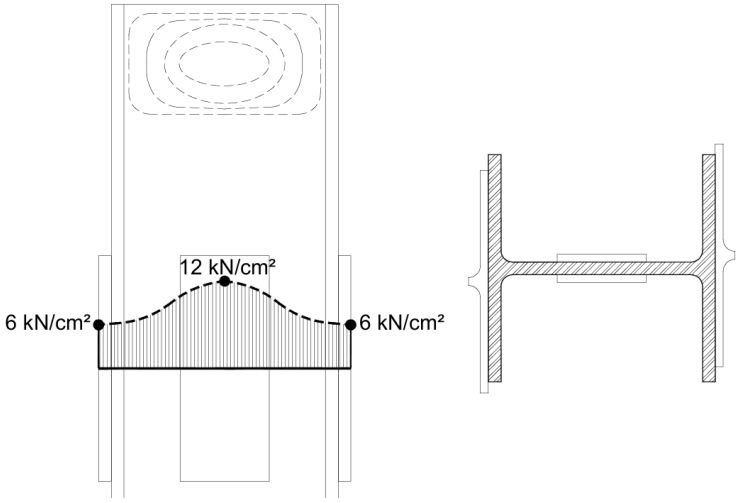



Figura 17 – Concentração de tensões na tala de alma no ensaio 3 – a análise dos ensaios 1 e 2 mostra fenômeno similar.

**3.3 Resumo dos ensaios**

A tabela 1 apresenta resumo alguns aspectos importantes dos três ensaios realizados. Observa-se que houve ruína dúctil nos três ensaios. Os modos de ruptura sempre envolveram instabilidade e apresentaram deslocamentos da mesma ordem de grandeza.

Tabela 1 – Resumo de alguns aspectos importantes dos ensaios realizados.

| Ensaio | Perfil | $A_{emenda}/A_{perfil}$ | Deslocamento (mm) | Ductilidade |
|---|---|---|---|---|
| **Modelo 1** | HP 250x62 | 0,26 (*) | ~ 5,4 | SIM |
| **Modelo 2** | HP 250x62 | 0,74 (**) | ~ 5,2 | SIM |
| **Modelo 4** | HP 310x125 | 0,63 (***) | ~ 6 | SIM |

(*) Emenda da alma; (**) Emenda das mesas; (***) Emenda com talas formadas por perfis HP 310x79.

**Conclusões**

Apresentou-se estudo teórico e experimental de emendas de perfis HP utilizados como estacas de fundação. A partir do estudo teórico, observou-se que devem ser feitas pelo menos quatro verificações analíticas da segurança no Estado Limite Último (ELU) da emenda para determinar o valor teórico de resistência. De acordo com as dimensões do perfil e das talas o ELU que apresenta menor valor de resistência pode variar, como pode ser visto no gráfico feito para a família de perfis HP310 apresentado na figura 4 deste trabalho.

Os valores experimentais apresentaram boa concordância com os valores teóricos nos ensaios 1 (LPTA, ou seja, ligações apenas por tala de alma) e 2 (LPTMS, ou seja, ligação apenas por talas nas mesas). O objetivo de realizar esses ensaios foi avaliar a adequação de somar as resistências individuais das ligações de cada elemento da seção, calculadas isoladamente.

Com base nos resultados das análises teóricas e dos experimentos realizados, é possível identificar elementos importantes para o dimensionamento da emenda com a tipologia descrita no manual de estacas metálicas [4], tais como:

- A consideração de efeitos de flambagem local da alma próximo à emenda;
- A consideração da flambagem das talas de mesa, tratadas como colunas de seção “T”, conforme a NBR 8800;
- A consideração de um parâmetro $\alpha \leq 1{,}0$ para a colaboração das soldas de topo;
- A consideração de corrosão das soldas;

É importante considerar que essas conclusões ainda são baseadas em número reduzido de ensaios. A própria metodologia desses ensaios pode ser aprimorada, sobretudo no ensaio da ligação integral. Os autores deste trabalho pretendem realizar ensaios adicionais e estimulam a realização de outros ensaios e modelagens numéricas. Na referência [6] encontram-se vários resultados importantes de modelagens numéricas que podem servir como orientação para estudos adicionais.
Entende-se que os resultados deste estudo, ainda que iniciais, poderão permitir o aprimoramento das tabelas de dimensionamento atuais, as quais representam o estado da arte e conduzem a dimensionamento seguro, considerando as devidas medidas de controle executivo recomendadas no manual.

Os autores deste trabalho gostariam de expressar seus agradecimentos à EPUSP, pelo apoio fornecido pelo LEM, representado pelos professores A. D. Figueiredo e Renata Monte e pelos técnicos Antônio Jacomini e Rui Jacomini. E ao prof. Claudius S. Barbosa, que deu apoio para a instrumentação dos ensaios.

**REFERÊNCIAS**

1 ABNT_NBR 8800 (2008). Projeto de estruturas de aço de edifícios. ABNT, Rio de Janeiro, 2008.
2 AWS D1.1/D1.1M:2010. Código de Soldagem Estrutural — Aço. 22ª ed. Preparado pelo Comitê D1 de Soldagem Estrutural da Sociedade Americana de Soldagem (AWS) D1 (2010).
3 BRESLER, B.; LIN, T. Y.; SCALZI, J. B. (1978). Diseño de estructuras de acero. Ed. LIMUSA, México, 1978.
4 ESTACAS METÁLICAS GERDAU. 9ª ed. 2018.
5 McCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. (2012). Structural steel design. 5 ed. New Jersey: Pearson, 2012.
6 ALVES, G. Avaliação do comportamento mecânico das conexões em estruturas de aço via modelagem analítica, numérica e experimental – Estudo de casos: emenda soldada de estacas metálicas e ligação viga-pilar parafusada. Trabalho de Formatura do Curso de Engenharia Civil apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil. São Paulo: EPUSP, 2024.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Construções leves estruturadas em aço: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS MISTAS DE LAJES SECAS DO SISTEMA *LIGHT STEEL FRAMING*

Alexandre Kokke Santiago[1]
Francisco Carlos Rodrigues[2]
Rodrigo Barreto Caldas[3]
Richard Brito Braga[4]

**Resumo**

O emprego de estruturas mistas de aço e concreto é prática difundida pelas vantagens de economia e eficiência desta associação. O *Light Steel Framing* (LSF) emprega perfis metálicos leves, com espaçamento definido entre peças que, ligadas entre si, formam, em conjunto, um esqueleto estrutural capaz de resistir às forças solicitantes. A estrutura das lajes secas de LSF é formada por um reticulado de perfis, dispostos na horizontal, sobre o qual é instalado um substrato em placas (geralmente OSB ou *plywood*), para criar o plano horizontal da laje. Normas existentes não consideram a contribuição das placas de substrato na resistência e rigidez da estrutura frente à flexão. Estudos recentes demonstram que estruturas em LSF associadas a um substrato em placas possuem comportamento análogo a vigas mistas, com contribuição das placas de madeira na resistência e na rigidez da estrutura. O presente artigo apresenta estudo experimental conduzido pelos autores, em que modelos de lajes secas com *plywood* foram submetidos a ensaios de flexão que demonstram ganhos de cerca de 60% na resistência e 20% na rigidez resultantes da associação entre os materiais que compõem a estrutura da laje de LSF. Estes resultados contribuem com dados relevantes para se obter ganhos em economia e desempenho de edificações em LSF.

**Palavras-chave**: *Light Steel Framing*; Construção Metálica; Vigas Mistas; Laje Seca; *Plywood*

## EXPERIMENTAL ANALYSIS OF COMPOSITE BEANS USED IN LIGHT GAUGE STEEL FLOORING SYSTEM

**Abstract**

The use of composite steel and concrete structures is a widespread practice due to the advantages of economy and efficiency of this combination. Light Gauge Steel (LGS) construction solutions use lightweight metal profiles, with defined spacing between pieces that, when connected, form a structural skeleton capable of withstanding the forces applied to then. The structure of LGS flooring system is formed by a grid of profiles, arranged horizontally, on which a board substrate (usually OSB or plywood) is installed to create the horizontal plane of the floor. Existing construction codes do not consider the contribution of the floorboard to the strength and stiffness of the structure. Recent studies have shown that LGS structures associated with floorboards behave similarly to composite beams, with relevant contribution

of the wooden boards to the strength and stiffness of the structure. This article presents an experimental study, conducted by the authors, in which models of flooring system with plywood were subjected to bending tests that demonstrate the gains around 60% in strength and 20% in stiffness resulting from the combination of the materials that are used at the structure LGS flooring system. These results present relevant data to obtain gains regarding cost and performance of LGS construction.

**Keywords**: Light Steel Framing; Steel Construction; Composite Beams; Flooring Systems; Plywood

[1] Arquiteto e Urbanista (UFMG); Mestre em Engenharia Civil (UFOP); Doutorando em Engenharia de Estruturas (UFMG); Professor da PUC-Minas; Sócio do escritório Estúdio Nexus: Arquitetura e Aço; Belo Horizonte, MG, Brasil.

[2] Professor Doutor, Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG; Belo Horizonte, MG, Brasil.

[3] Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG; Belo Horizonte, MG, Brasil.

[4] Arquiteto e Urbanista (UNIBH) especializado em LSF, Sócio do escritório Estúdio Nexus: Arquitetura e Aço; Belo Horizonte, MG, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

O emprego de estruturas mistas de aço e concreto é prática bastante difundida, tanto no Brasil quanto no exterior. O excelente desempenho do aço, quando submetido à tração, e do concreto, quando à compressão, favorece o desenvolvimento dos sistemas mistos como forma de combinar o potencial de cada um dos materiais, a fim de tornar a estrutura mais eficiente e econômica.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [1] apresenta, desde sua edição de 1986, procedimentos para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto com emprego de perfis laminados, soldados e tubulares, criando pilares mistos, vigas mistas e ligações mistas e considerando a contribuição do concreto na resistência aos esforços de compressão presentes na estrutura. A ABNT NBR 14762:2010 [2], norma para dimensionamento de estruturas com perfis formados a frio (PFF), também faz referência aos procedimentos apresentados na ABNT NBR 8800:2008 [1], aplicados aos perfis desse grupo, quando se pretende utilizar sistemas mistos de aço e concreto.

O *Light Steel Framing* (LSF) é um sistema construtivo em aço que se caracteriza por uma estrutura constituída por perfis leves em aço galvanizado, formados a frio, com espaçamento definido entre as peças que, ligadas entre si, formam, em conjunto, um esqueleto estrutural leve capaz de resistir às forças que solicitam a edificação. O sistema é composto, ainda, por diversas placas de fechamento para paredes e lajes (SANTIAGO et al. 2012 [3]).

A estrutura das lajes do sistema LSF, especificamente, é formada por um reticulado de perfis Ue (U enrijecido), dispostos na horizontal, em espaçamento padronizado, que segue modulação prevista para toda a edificação. Tal reticulado metálico é sobreposto por um substrato, com objetivo de criar o plano horizontal da laje, permitindo o emprego do espaço pelos usuários da edificação. A solução mais comum para o substrato da laje em LSF é a aplicação de placas, como o OSB (*Oriented Strand Board*), compensado estrutural (*plywood*), cimentícias ou compósitas, parafusadas aos perfis metálicos, configurando um substrato seco, industrializado e de rápida execução. Entende-se que é possível pensar em uma solução de lajes, constituída de perfis formados a frio e substrato seco, em que ocorra comportamento análogo ao das vigas mistas, para ser empregado no sistema *Light Steel Framing*.

Segundo RODRIGUES e CALDAS (2016) [4], os perfis das lajes de LSF devem ser dimensionados ao momento fletor, à força cortante e à combinação entre estes, tendo como base os procedimentos apresentados na ABNT NBR 14762:2010 [2]. Essa norma não prevê procedimentos para o dimensionamento das vigas de piso da laje como um sistema misto, em que levar-se-ia em conta a contribuição das placas secas de substrato da laje na resistência aos esforços devidos ao momento fletor e na diminuição dos valores de flechas, somente lajes em concreto armado.

Estudos, como os de KYVELOU (2017) [5], KYVELOU et al. (2015 [6], 2017a [7], 2017b [8], 2018 [9], 2019 [10]), ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]) e LEITE (2020) [13] demonstram que há ganho de rigidez (redução das flechas encontradas) e resistência (aumento do momento máximo suportado) para os perfis da laje de LSF, ao se considerar a contribuição do substrato, formando, efetivamente, um sistema de vigas mistas.

Os estudos citados analisaram, tanto de forma experimental quanto por meio de Método de Elementos Finitos (MEF), o comportamento das vigas mistas compostas por perfis formados a frio e placas de substrato, alterando parâmetros como espessura do aço, espessura da placa de substrato e densidade do parafusamento.

Os substratos empregados nos estudos existentes foram o OSB, empregado por KYVELOU (2017) [5], KYVELOU et al. (2015 [6], 2017a [7], 2017b [8], 2018 [9], 2019 [10]) e ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]). Já LEITE (2020) [13] estudou as vigas mistas para lajes em LSF com emprego de placa compósita (OSB e cimentícia). Não há estudos disponíveis que avaliam o emprego de substratos em *plywood* (compensado estrutural) como contribuinte da estrutura compondo sistema de viga mista nas lajes de *Light Steel Framing*.

O presente estudo apresenta os resultados de programa experimental, em que modelos de lajes secas com *plywood* foram submetidos ensaios de flexão. Os resultados demonstram os ganhos possíveis de resistência e rigidez resultantes da associação entre as vigas metálicas em perfis formados a frio e substrato *plywood* que compõem a estrutura da laje de LSF.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Sistema *Light Steel Framing* e sua solução de laje

O *Light Steel Framing* é um sistema construtivo, tipicamente autoportante, composto por vários elementos industrializados que possibilitam uma construção com rapidez de execução e precisão. Tal sistema se caracteriza por um esqueleto estrutural, composto por perfis leves de aço galvanizado formados a frio, que tem a função de absorver as solicitações impostas à edificação e, em conjunto com os outros elementos estruturais, distribuir uniformemente as cargas para as fundações (Figura 1).



Figura 1 - Esqueleto estrutural de edificação em LSF

Não se resumindo apenas à estrutura, o sistema LSF é formado por diversos componentes e subsistemas inter-relacionados, que possibilitam uma construção industrializada eficiente. Esse sistema construtivo é composto, além do sistema estrutural, por aqueles subsistemas de fundação, de isolamento termoacústico, de fechamento interno e externo, vertical e horizontal, e de instalações elétricas e hidráulicas (Santiago et al. 2012 [3]).

A montagem da estrutura de LSF emprega perfis na composição de painéis estruturais de paredes, vigas de piso, treliças, tesouras de telhado, entre outros componentes. Tais perfis possuem, tipicamente, seções transversais “U enrijecido” (Ue) e “U simples” (U) em aço galvanizado estrutural do tipo ZAR (zincado de alta resistência). Segundo Santiago et. al. 2012 [3], as seções mais usuais dos perfis Ue são 90x40x12 mm, 140x40x12 mm e 200x40x12 mm, e dos perfis U são 90x40 mm, 140x40 mm e 200x40 mm, ambas com espessuras de chapa de 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm. Tais perfis atendem às normas brasileiras ABNT NBR 6355:2012 [14] e ABNT NBR 15253:2014 [15]. Os painéis estruturais são compostos por vários perfis parafusados e espaçados regularmente entre si, de acordo com a modulação definida no cálculo estrutural, variando entre 400 mm e 600 mm.

Outros componentes, não estruturais, como os fechamentos verticais e horizontais, geralmente em placas parafusadas à estrutura, são elementos leves e compatíveis com o conceito do sistema, formando um conjunto eficiente e de baixo peso próprio (Figura 2). Os sistemas mais utilizados como revestimento para o LSF, no mercado nacional, são: a placa de OSB (combinada a argamassa armada, EIFS ou *siding*), a placa cimentícia e o gesso acartonado, complementados com barreiras de vapor e mantas de isolamento (Santiago et al. 2012 [3]).



Figura 2 - Execução de fechamentos externos de LSF em edificação

As lajes do sistema LSF possuem o mesmo princípio estrutural dos seus painéis, ou seja, são constituídas por perfis de aço galvanizado com espaçamento, seguindo modulação definida em função das cargas a serem aplicadas.

As vigas de piso são responsáveis por transmitir, aos painéis das paredes estruturais, as cargas a que a laje está sujeita, servindo, também, como apoio para o substrato. Essas vigas são perfis de seção Ue, dispostos na horizontal, com dimensões de mesa similares àquelas dos montantes dos painéis, e altura determinada em cálculo, de acordo com as cargas e o vão desejados. Também fazem parte do sistema estrutural da laje de LSF as guias de arremate ou sanefas, que são perfis U instalados nas extremidades das vigas de piso, para dar forma à estrutura (Figura 3). Já os enrijecedores de alma são recortes de perfis Ue, da mesma seção dos painéis de paredes, dispostos na vertical e fixados através de suas almas às almas das vigas nos pontos onde a laje se apoia, evitando o esmagamento da alma dos perfis da laje em função dos esforços concentrados nesta região (SANTIAGO et al., 2012 [3]).

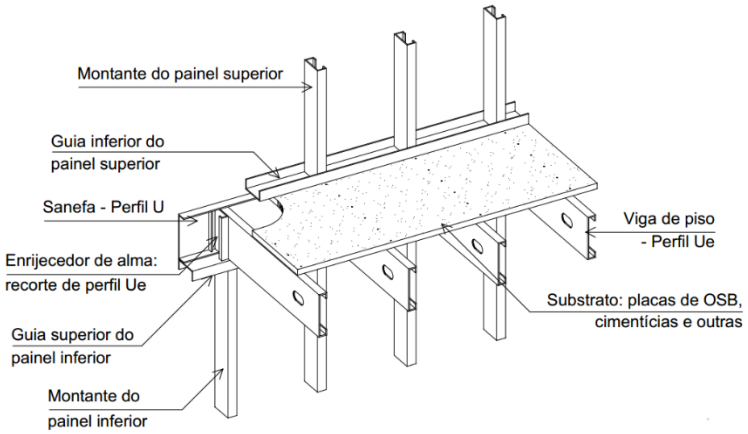



Figura 3 - Estrutura típica de laje de LSF com substrato seco
(Fonte: Santiago et. al., 2012 [3])

Para evitar a flambagem lateral com torção, as vigas de piso devem ser travadas lateralmente. Este travamento pode ser feito por meio de bloqueadores em perfis U e fitas de aço galvanizado instaladas na face inferior dos painéis e ligadas aos bloqueadores por parafusos, similar à solução de painéis de parede (Figura 4). Na face superior, a placa de substrato é responsável pela contenção lateral dos perfis.

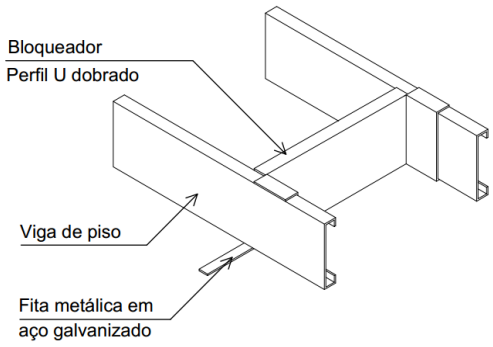



Figura 4 - Bloqueadores em perfis U e fitas em vigas de piso
(Fonte: Santiago et al., 2012 [3])

O conjunto formado pelas vigas de piso, substrato e perfis de travamento deve trabalhar formando um diafragma horizontal rígido, tendo apenas movimento de corpo rígido no plano horizontal, ao possuir a capacidade de restringir os deslocamentos relativos na horizontal entre as vigas que formam a laje, preservando a forma do conjunto da edificação. Tal diafragma é parte do conjunto responsável pela resistência a cargas horizontais no sistema LSF (RODRIGUES e CALDAS, 2016 [4]).

Para criação de superfície plana horizontal, a solução com substrato de natureza seca é a mais comum no sistema, em função de menor peso próprio, emprego de uma solução a seco e maior velocidade de execução (SANTIAGO et al., 2012 [3]). As placas empregadas neste sistema são o OSB (*Oriented Strand Board*), compensado estrutural (*plywood*), placas cimentícias ou placas compósitas, sendo as duas primeiras as mais usuais no Brasil (Figura 5).



Figura 5- Laje de LSF com substrato seco em placas OSB

As placas OSB, ou *plywood* utilizadas como substrato de lajes, possuem dimensão típica de 1200 x 2400 mm, espessura mínima de 18,3 mm, bordas transversais retas e bordas longitudinais com encaixe tipo macho-fêmea, fixadas diretamente sobre a estrutura, com emprego de parafusos, e posicionadas com a borda longitudinal perpendicular à direção dos montantes das vigas da laje (Figura 6).

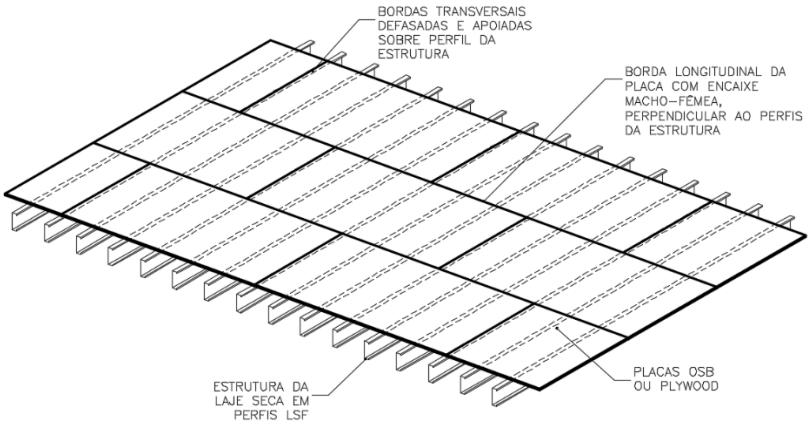



Figura 6- Esquema de paginação típica de placas OSB e plywood

As placas OSB, ou *plywood,* são instaladas com parafusos fabricados em aço baixo carbono com acabamento organometálico, bitola 4,2 mm, comprimento 32 mm, ponta broca, rosca inteira autoatarraxante e cabeça chata, estriada e com fenda Philips.

As placas são fixadas aos perfis da estrutura com parafusos instalados a, no mínimo, 10 mm das bordas e espaçamento típico máximo entre parafusos sobre os montantes de 150 mm no perímetro das placas e 300 mm nos apoios intermediários (Figura 7).

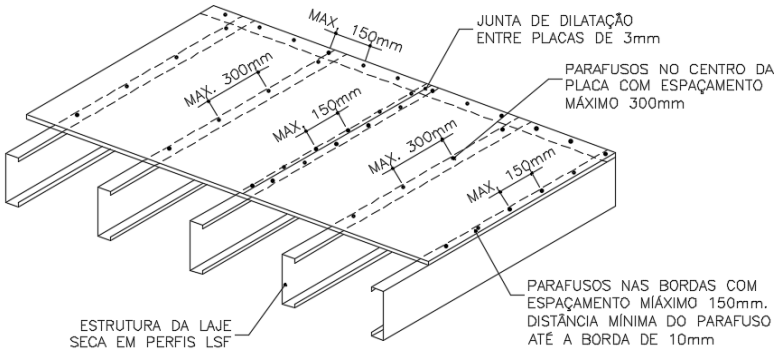



Figura 7 - Esquema de parafusamento típico de placas OSB e *plywood*

**2.1. Estudos análogos**

Em seus estudos publicados, ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]) desenvolveram ensaios experimentais de flexão, empregando modelos de laje seca com perfis metálicos de seção Ue 305 mm, chapa 1,6 mm e espaçados em 400 mm associados a substrato em OSB de espessura 18 mm. No primeiro modelo (FL-1), foi adotada a configuração de parafusos recomendada pelos fabricantes do OSB, com parafusos espaçados em 150 mm para fixação do perímetro das placas e 300 mm em seu centro. Já no segundo

modelo, FL-2, foi adotado espaçamento de 300 mm entre parafusos usados no perímetro das placas e 600 mm nos parafusos do centro.

Os dados obtidos nos ensaios experimentais foram usados por ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]) para calibração de modelo utilizando Método de Elementos Finitos (MEF), no *software* ANSYS, de laje composta por perfis formados a frio de *Light Steel Framing* e substrato em OSB (Figura 8). A partir desse modelo, foram conduzidos testes paramétricos variando a altura da seção do perfil, espessura da chapa metálica, espessura do substrato, tensão de escoamento do aço, densidade de parafusamento e espessura da chapa de substrato.

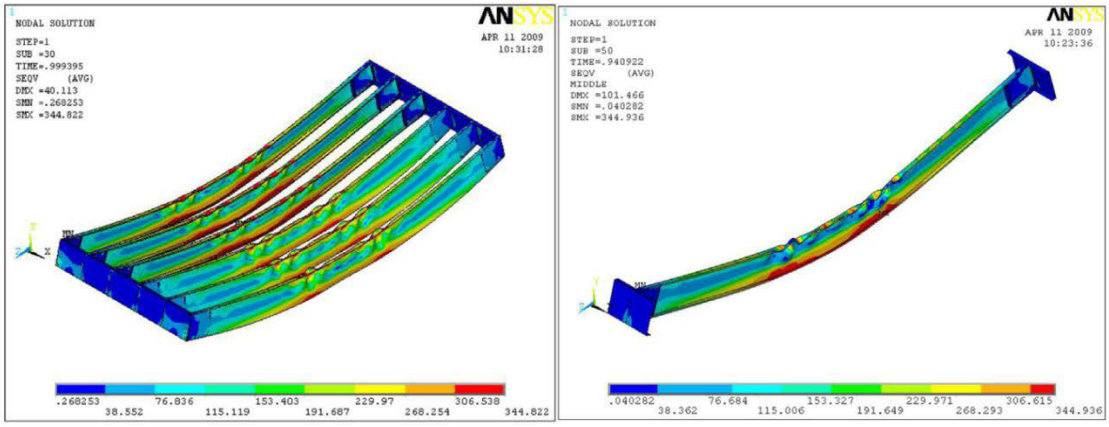


Figura 8 - Simulação de vigas mistas de laje LSF com uso de MEF (Fonte: ZHOU et al. 2019 [13])

ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]) apresentam em seu estudo resultados que reforçam a posição de contribuição do substrato da laje seca para a resistência e rigidez da estrutura em LSF. Segundo os autores, essa contribuição não é função somente do incremento de inércia da seção composta frente a seção simples, mas também de redistribuição de esforços no conjunto.

Nos estudos de KYVELOU et al. (2015 [6], 2017a [7], 2017b [8], 2018 [9], 2019 [10]) foram desenvolvidos ensaios de flexão de modelos de vigas mistas com perfis formados a frio e placa em OSB. A partir dos resultados desses ensaios, os autores demonstram que há ganhos relevantes de resistência e rigidez da associação entre os materiais na composição de vigas mistas aço-madeira.

Os ensaios de flexão foram realizados com vigas compostas por 2 perfis Ue250mm×65mm×18mm instalados a 600 mm de distância, com as almas direcionadas uma à outra, sobrepostos por placa de OSB com 38 mm de espessura. O vão da montagem da viga mista foi de 5800 mm. Os perfis usados possuíam espessura de chapa de 1,51 mm (KYVELOU et al., 2015 [6]) e 3,00 mm (KYVELOU et al., 2017a [8]). Foram propostas, ainda, diversas soluções de fixação do substrato em OSB às vigas de aço (parafusos com espaçamentos diversos, adesivo nas juntas macho-fêmea do OSB e resina epóxi na interface aço/OSB), com objetivo de medir a variação de ganhos de rigidez e resistência.

Assim como ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]), KYVELOU et al. (2018) [9] também conduziu estudos paramétricos com auxílio de MEF, para obter dados sobre a influência de variação da altura e espessura do perfil e do espaçamento entre parafusos. A Figura 9 exemplifica os resultados obtidos para vigas mistas neste estudo, comparando com uma viga sem substrato. Os resultados se referem a um perfil de altura 220 mm, com espessura de chapa variando de 1,0 mm (22010) a 3,0 mm (22030) e variação no espaçamento entre parafusos, indicando que perfis mais finos se beneficiam mais da ação composta.

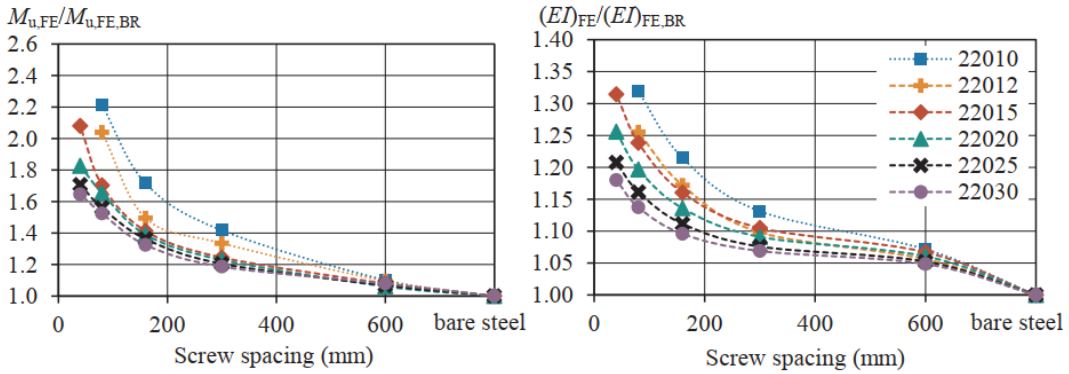



Figura 9 – Comparação de resistência e rigidez em lajes com perfis de espessuras diversas, com e sem substrato com uso de MEF (Fonte: KYVELOU et al. 2018 [9])

LEITE (2020) [13] realizou ensaios de flexão com modelos de laje seca construídos com perfis metálicos de seção Ue 140mm e espessura de chapa de 0,95 mm e substrato em placa compósita com duas faces em material cimentícia (4 mm) e miolo em OSB (32 mm), totalizando 40 mm de espessura (placa LP Mezanino). Em seus ensaios, foram adotadas variações no parafusamento das placas de substrato, com espaçamentos de 75 mm, 150 mm e 300 mm, não tendo sido realizado um ensaio da estrutura sem substrato.

Os ensaios de LEITE (2020) [13] confirmaram a ação mista entre as vigas da estrutura da laje de LSF e o substrato em placa compósita (composta por 2 camadas de placa cimentícia com miolo em OSB). Os resultados dos ensaios demonstraram que é possível obter um incremento na capacidade resistente e na rigidez do piso através do comportamento misto obtido pela interação entre a placa e o aço interligados por parafusos. A intensidade desse comportamento misto variou dependendo do espaçamento entre conectores. Como esperado, menores espaçamentos entre os parafusos conduziram a uma maior resistência e rigidez no sistema de piso.

A Figura 10 apresenta as flechas obtidas para os modelos com diferentes configurações de parafusamento, comparadas ao perfil isolado teórico (não ensaiado).

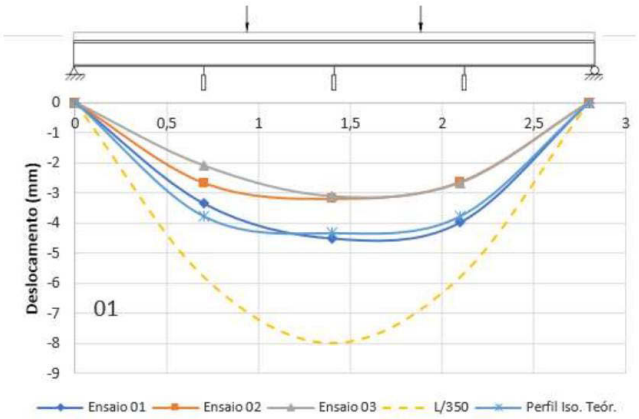



Figura 10 – Flechas obtidas em ensaios com diferentes configurações de parafusamento (Fonte: LEITE (2020) [13])

Os estudos citados apresentam conclusões comuns sobre os fatores que influenciam no maior ou menor ganho de resistência e rigidez das vigas mistas constituídas por perfis formados a frio de *Light Steel Framing* e substrato em placas delgadas:

- Espessura do aço: montagens com perfis de chapas mais finas se beneficiam mais da ação composta presente nas vigas, o que se deve à maior relação entre área de substrato e à área de aço na seção mista;
- Espaçamento entre perfis: possui relação inversamente proporcional ao ganho de ação composta, ou seja, com aumento do espaçamento entre perfis, há diminuição no ganho de resistência e rigidez em função da solução mista;
- Espessura do substrato: a variação na espessura do substrato influencia no ganho de ação composta de maneira diretamente proporcional;
- Tensão de escoamento do aço: o incremento de resistência e rigidez na montagem, em função da contribuição do substrato, é menor em montagens com perfis com material mais resistente (maior fy);
- Altura da seção do perfil: perfis com maior rigidez (maior inércia, em função da maior altura da seção) apresentam menor incremento de resistência e rigidez na montagem, em função contribuição do substrato;
- Espaçamento entre parafusos: os espaçamentos usados na fixação das placas de substrato possuem grande influência no ganho de resistência e rigidez da montagem, sendo a variação deste ganho inversamente proporcional à variação no espaçamento entre os parafusos.

**2.2. Ensaios propostos**

O presente estudo propõe a avaliação da contribuição do substrato em placas de compensado estrutural (*plywood*) no ganho de resistência e rigidez da laje seca do sistema LSF, de forma análoga às placas em OSB e compósitas empregadas nos estudos supracitados. Para tal, foram realizados ensaios de flexão em modelos de lajes no Laboratório de Análises de Engenharia de Estruturas (LAEEs) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

A montagem proposta para a estrutura das lajes ensaiadas seguiu práticas usuais do sistema construtivo, baseadas nas indicações de SANTIAGO et al. 2012 [3] e RODRIGUES e CALDAS 2016 [4], bem como da ABNT NBR 16970-2:2022 [14].

As vigas da laje foram compostas por perfis Ue simples, com seção 200 mm, espessura de chapa de 0,95 mm e tensão de escoamento (fy) de 230 Mpa (Aço ZAR230 Z275). A opção se deveu a esta ser a seção mais comumente empregada nas construções de lajes secas em LSF e disponível no fornecedor que colaborou com a doação do material para os modelos. A orientação das peças, ou seja, a posição da alma, foi a mesma em todos os modelos e todos os perfis que os compunham. O espaçamento empregado foi de 400 mm entre perfis e foi medido sempre entre os eixos longitudinais dos perfis Ue de viga. A Figura 11. representa os detalhes de montagem da estrutura dos modelos empregados nos ensaios realizados.

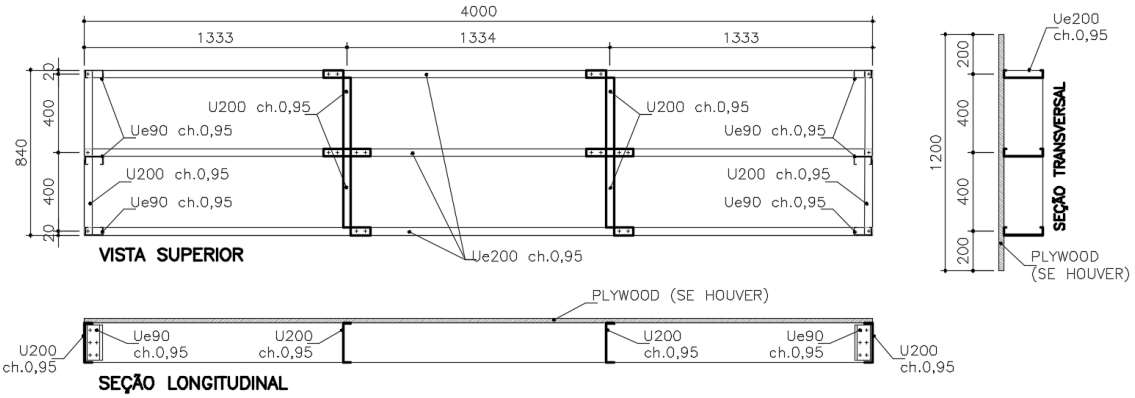



Figura 11 - Detalhes de montagem da estrutura dos modelos

As sanefas da laje foram executadas com perfis U e neles foram encaixadas as seções de extremidade dos perfis Ue das vigas de laje. Nas duas extremidades dos perfis Ue das vigas de laje, no encontro com as sanefas, foram empregados enrijecedores de alma, compostos por perfis Ue com seção 90x40x12 mm e espessura de 0,95 mm, instalados na vertical (Figura 12). O enrijecedor de alma tem por objetivo evitar o enrugamento da alma (*web crippling*) do perfil da viga nestes locais, que são os pontos de apoio da laje na montagem do ensaio.

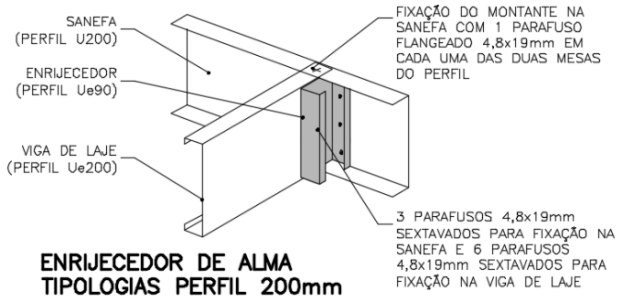



Figura 12 - Detalhes de instalação de enrijecedores de alma no encontro de vigas de piso com sanefa

O sistema de aplicação de cargas utilizado no ensaio foi composto por duas cargas distribuídas em linhas transversais sobre a laje. ZHOU et al. (2014 [11], 2019 [12]) descrevem que a flambagem local na viga de piso (enrugamento da alma), abaixo dos pontos de aplicação de cargas foi um dos modos de falha do modelo por eles ensaiado, o que não reflete a situação real da laje em uma edificação com carga distribuída. Assim, para reduzir o risco de ocorrência de tal modo de falha (que não é o foco do presente estudo), foram incluídos enrijecedores de alma, também compostos por perfis Ue com seção 90x40x12 mm e espessura de 0,95 mm instalados na vertical (Figura 12), exatamente abaixo dos pontos de aplicação de cargas.

Também foram instalados na estrutura da laje bloqueadores compostos por perfis U (Figura 4), com o objetivo de reduzir, ou mesmo eliminar, o efeito da flambagem lateral com torção das vigas de piso. Como o modelo dos ensaios possuía apenas 3 perfis, foram instalados bloqueadores em perfis U nos dois espaços de módulo de 400 mm existentes, equivalentes às duas extremidades laterais dos painéis.

Uma vez que o presente estudo tem como objetivo obter dados sobre a contribuição do substrato de *plywood* na resistência e na rigidez da laje, fez-se importante a realização de ensaios em modelos com e sem a presença de substrato, gerando dados comparativos importantes para o estudo da solução, e entre esta e outras soluções já pesquisadas. O modelo sem substrato foi nomeado de L-1.

O substrato utilizado foi o compensado estrutural (*plywood*), fabricado pela empresa FormaComp Ltda., com especificações recomendadas para uso em lajes secas (espessura de 18 mm, bordas longitudinais com encaixe macho-fêmea e bordas transversais retas). Os modelos com substrato em *plywood*, nomeados de L-2, tiveram esta placa instalada em sua face superior, com a direção longitudinal das placas perpendicular aos perfis da laje, conforme práticas de montagem e parafusamento recomendadas para o material. Na confecção dos modelos, optou-se por instalar as placas ultrapassando em 200 mm o último montante de cada conjunto de modelo de estrutura (Figura 13).

No presente estudo, optou-se pelo uso da fixação tipicamente empregada no mercado e especificada pelos fabricantes de placas de substrato, com parafusos espaçados em 150 mm, no perímetro das placas, e 300 mm, no seu centro (conforme anteriormente apresentado).

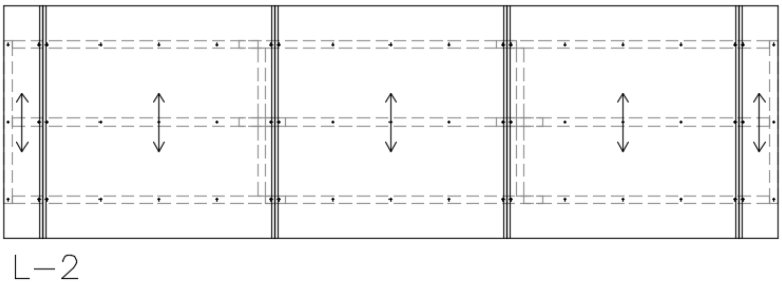



Figura 13 - Detalhe de paginação de substrato plywood na tipologia L-2.

O substrato em compensado estrutural exerce a função de travamento da mesa superior dos perfis – consistindo, assim, um diafragma rígido horizontal, o que reduz o risco de flambagem lateral com torção das vigas de laje. Nos modelos da tipologia em que a estrutura não recebeu substrato (L-1), havia maior risco de flambagem lateral com torção do que naqueles com substrato, comprometendo os dados comparativos a serem obtidos. Assim, foi montada estrutura auxiliar de travamento da mesa superior das vigas de piso, composta por tiras de *plywood* com largura de 30 mm, instaladas transversalmente à estrutura da laje, a cada 300 mm e fixadas a todas as vigas do modelo com 1 parafuso em cada sobreposição de perfis, conforme Figura 14. Desta maneira, pretendeu-se simular o travamento lateral que ocorreria caso existisse o substrato sobre os perfis de viga da laje seca, sem que esta estrutura auxiliar contribuísse com a resistência da montagem.

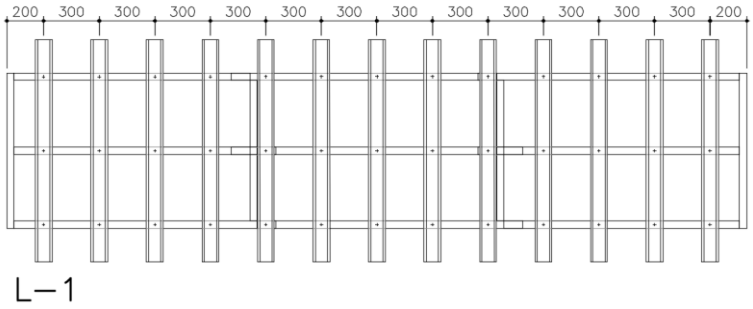



Figura 14 - Vista superior do travamento com perfis para modelo L-1 (sem substrato)

Os modelos de laje foram submetidos a forças verticais aplicadas transversalmente em duas linhas perpendiculares ao vão, de forma a gerar uma região de momento constante no centro do vão. Nas extremidades dos modelos, foram utilizados aparelhos especiais de apoio com objetivo de garantir a condição de viga bi-rotulada (aparelho rotulado fixo em um apoio e rotulado móvel no outro, mantendo a estabilidade do modelo e evitando seu deslocamento) (Figura 15). Na análise dos ensaios, o peso próprio das peças do sistema de aplicação das cargas foi somado à força aplicada pelo atuador hidráulico.

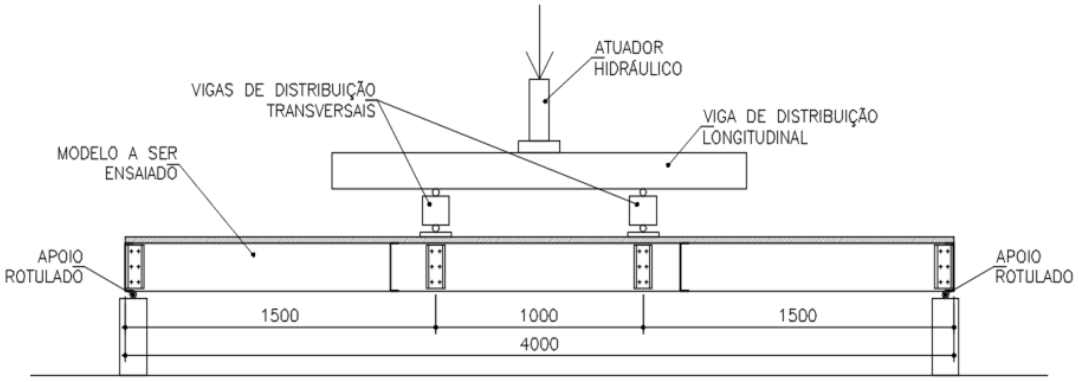



Figura 15 – Esquema da montagem proposta para os ensaios deste estudo

O comportamento das vigas mistas foi avaliado por meio da instalação de transdutores de deslocamentos (DT) e extensômetros elétricos de resistência (EER), para o aço e madeira, em cada modelo ensaiado.

Para medição dos deslocamentos da estrutura e do substrato, foram utilizados 7 transdutores de deslocamento (DT) com capacidade de medição de 100 mm, dispostos em pontos relevantes da estrutura, conforme Figura 16. Tais DTs tiveram como objetivo medir os deslocamentos verticais do modelo DT.1 a DT.5) e verificar o deslizamento relativo entre a estrutura de aço e as placas de substrato, durante o ensaio (DT.6 e DT.7).

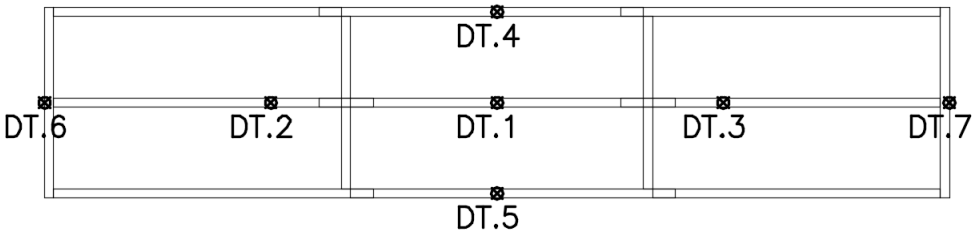



Figura 16 - Distribuição de transdutores de deslocamento (DT) durante ensaio de flexão

Para obtenção de dados relativos às tensões atuantes na laje mista, foram utilizados 13 extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais, com objetivo de medir as deformações longitudinais nos perfis e no substrato em *plywood*.

Foram instalados 5 EER no perfil metálico central da estrutura, no meio do vão da laje. Por meio deles, foi possível monitorar as tensões existentes no perfil e verificar a posição da Linha Neutra Elástica (LNE) do subsistema misto, ao longo de todo o ensaio. Também foram instalados 8 EER na placa de *plywood*, nas duas faces, próximo ao centro do vão da laje, para acompanhar as tensões atuantes no substrato, durante o ensaio. A Figura 17 apresenta o esquema de instalação dos EER no ensaio.

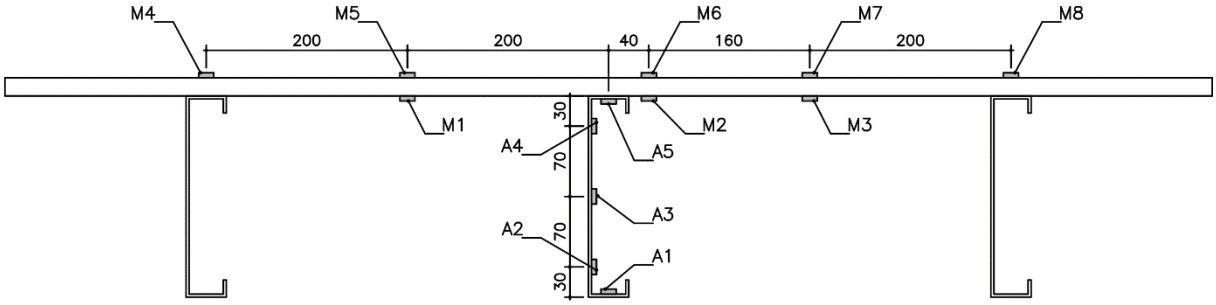



Figura 17 - Esquema de instalação de EER nos perfis e placa de substrato

A aplicação de carga no modelo foi realizada com atuador hidráulico com capacidade de 50 tf, montado em pórtico de carga com capacidade para 100 tf. Para os ensaios, foram estimadas cargas da ordem de 2 tf. Em função da diferença entre as cargas estimadas para o ensaio e a capacidade do atuador hidráulico, foi agregado um anel dinamométrico para aferição das cargas aplicadas. Foi utilizado sistema de aquisição

de dados, fabricado pela Lynx Eletrônica, com 36 canais, para obter os dados dos extensômetros, e sistema HBM Spider 8, para os dados advindos dos DTs e atuador hidráulico. A solicitação foi imposta ao modelo de forma monotônica, em etapas de carga com valores correspondentes a 1 unidade do anel dinamométrico empregado (94,5 kgf).

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O estudo realizado e apresentado neste artigo confirmou a hipótese de que o substrato em *plywood* colabora com ganhos de resistência e rigidez das vigas mistas que compõem o sistema de lajes do *Light Steel Framing*, assim como nos estudos analisados que trabalharam com outras placas de substrato.

### 3.1. Comportamento dos modelos nos ensaios

Os primeiros ensaios realizados foram dos corpos de prova (CP), com montagem da estrutura de laje composta apenas pelos perfis metálicos, de modo a gerar dados comparativos do acréscimo de resistência e rigidez do efeito misto das vigas com substrato (nomeados L-1 neste trabalho). As vigas desses corpos de prova foram travadas na mesa superior por réguas de madeira transversais (fixadas com 1 parafuso em cada mesa de perfil), simulando o travamento que ocorreria caso existisse um substrato em placas nessa laje, de modo a melhorar a fidelidade dos resultados comparativos (Figura 18). Os dois corpos de prova ensaiados do modelo de laje L-1 foram levados até o limite em que eram capazes de manter o carregamento aplicado por, pelo menos, 3 minutos.



Figura 18 – Ensaio do CP-A, laje L-1

Durante o ensaio, a flambagem distorcional das seções das vigas foi o modo de falha observado, primeiramente, ocorrendo na região de momento constante (entre os pontos de aplicação de carga). O comprimento das semiondas formadas nos perfis das vigas corresponderam à distância entre os travamentos transversais com réguas de madeira, o que demonstra a contribuição destas para evitar o deslocamento lateral da mesa superior das vigas (flambagem lateral com torção), que seria um modo de falha não adequado para perfis com substrato.

As imagens (Figura 19 e Figura 20) ilustram a flambagem distorcional ocorrida, tanto no CP-A (primeiro a ser ensaiado) quanto no CP-B.

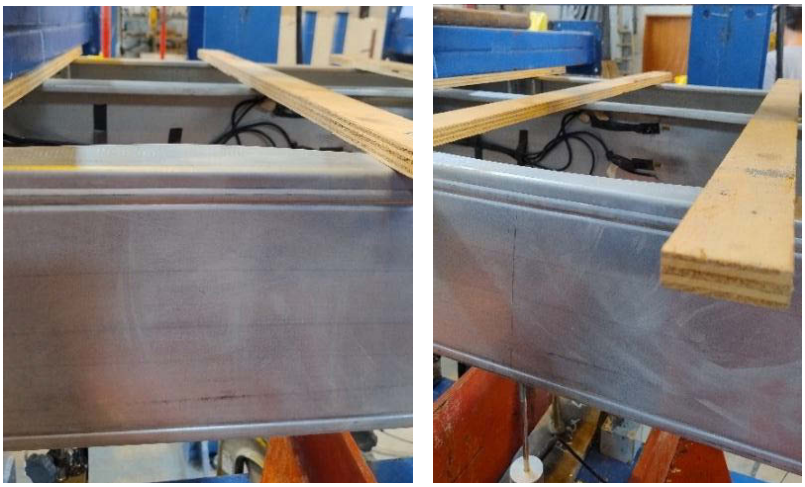


Figura 19 – Detalhes de flambagem distorcional nos perfis do corpo de prova A, laje L-1




Figura 20 – visão geral da flambagem distorcional do CP-B, laje L-1

A última carga que os 2 corpos de prova da laje L-1 conseguiram suportar por 3 minutos, sem ocorrência de falha, foi de cerca de 1.100 kgf. Acima deste carregamento, houve falha por flambagem local dos perfis, iniciada pela mesa superior (comprimida), na região de momento constante, conforme Figura 21.



Figura 21 - Pontos de falha dos corpos de prova A e B da laje L-1

As tensões registradas nos perfis, antes da falha, tiveram pico de 166 MPa tanto na mesa comprimida quanto na tracionada, demonstrando a ocorrência da flambagem ainda na fase elástica do material (considerando a tensão de escoamento de 230 MPa, nominal do material empregado). A Tabela 1 apresenta os dados de deformação do CP-B da L-1, medidos pelos 5 extensômetros fixados no perfil metálico e a tensão correspondente, considerando o módulo de elasticidade (E) do aço de 200.000 MPa.

Tabela 1 - Deformações e tensões medidas no CP-B do modelo L-1

| CARGA APROX. (kgf) | EER A1 | | EER A2 | | EER A3 | | EER A4 | | EER A5 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) |
| 60,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 154,50 | 120,00 | 24,00 | 87,10 | 17,42 | -1,40 | -0,28 | -81,10 | -16,22 | -106,10 | -21,22 |
| 249,00 | 197,70 | 39,54 | 143,30 | 28,66 | 5,80 | 1,16 | -124,00 | -24,80 | -166,00 | -33,20 |
| 343,50 | 264,30 | 52,86 | 195,50 | 39,10 | 11,60 | 2,32 | -153,90 | -30,78 | -217,90 | -43,58 |
| 438,00 | 351,00 | 70,20 | 253,80 | 50,76 | 6,50 | 1,30 | -216,90 | -43,38 | -291,70 | -58,34 |
| 532,50 | 408,90 | 81,78 | 293,70 | 58,74 | 9,50 | 1,90 | -249,60 | -49,92 | -336,50 | -67,30 |
| 627,00 | 477,00 | 95,40 | 340,60 | 68,12 | 3,50 | 0,70 | -302,40 | -60,48 | -401,70 | -80,34 |
| 721,50 | 537,30 | 107,46 | 382,70 | 76,54 | 2,80 | 0,56 | -343,70 | -68,74 | -451,40 | -90,28 |
| 816,00 | 620,10 | 124,02 | 438,60 | 87,72 | -2,30 | -0,46 | -400,00 | -80,00 | -516,10 | -103,22 |
| 910,50 | 697,90 | 139,58 | 490,40 | 98,08 | -24,10 | -4,82 | -489,00 | -97,80 | -595,70 | -119,14 |
| 1005,00 | 702,80 | 140,56 | 534,30 | 106,86 | -41,50 | -8,30 | -551,50 | -110,30 | -663,00 | -132,60 |
| 1099,50 | 834,70 | 166,94 | 586,30 | 117,26 | 30,30 | 6,06 | -527,20 | -105,44 | -832,60 | -166,52 |

Os dados registrados dos deslocamentos verticais (flechas) no centro do vão da laje do CP-B modelo L-1, com o acréscimo de cargas aplicadas, estão apresentados na Tabela 2. O valor apresentado é a média entre os 3 DTs localizados nesta região da estrutura.

Tabela 2 - Deslocamentos verticais médios medidos no centro do vão do CP-B do modelo L-1

| CARGA APROX. (kgf) | Deslocamento (mm) |
|---|---|
| 60,00 | 0,00 |
| 154,50 | 1,45 |
| 249,00 | 3,99 |
| 343,50 | 5,14 |
| 438,00 | 6,79 |
| 532,50 | 7,83 |
| 627,00 | 9,17 |
| 721,50 | 10,34 |
| 816,00 | 11,89 |
| 910,50 | 13,57 |
| 1005,00 | 14,95 |
| 1099,50 | 17,42 |

Os ensaios dos 2 corpos de prova da montagem de laje L-2, com substrato em *plywood,* foram realizados seguindo a mesma metodologia dos ensaios da laje L-1. As diferenças ocorreram na medição do comportamento da laje, em que se agregou extensômetros (EER) nas faces inferior e superior da placa de *plywood* e transdutores de deslocamento (DTs) para medição do deslocamento relativo entre substrato e estrutura de aço. Assim como ocorreu na laje L-1, os dois corpos de prova ensaiados do modelo de laje L-1 foram levados até o limite em que eram capazes de manter o carregamento aplicado por, pelo menos, 3 minutos.



Figura 22 – Ensaio do CP-A, laje L-2

A flambagem distorcional das seções das vigas foi o primeiro fenômeno novamente observado, ocorrendo, também, na região de momento constante. O início da percepção dessa flambagem ocorreu com carga aproximada de 910 kgf, momento similar ao que ocorreu na laje L-1. A presença das placas de substrato dificultou a visualização dessa ocorrência nas mesas dos perfis, porém, com auxílio de uma régua, como mostrado na Figura 23.



Figura 23 – Flambagem distorcional no perfil do CP-B da laje L-2

A última carga que os 2 corpos de prova da laje L-2 conseguiram suportar por 3 minutos, sem ocorrência de falha, foi de 1761 kgf. Acima deste carregamento, houve, em ambos os corpos de prova, falha por flambagem local dos perfis das vigas da laje. Nos dois casos ainda, tal falha ocorreu próximo dos pontos de aplicação das cargas, conforme apresentado na Figura 24.



Figura 24 - Flambagem local nos perfis do CP-A e CP-B da laje L-2

Os perfis dos corpos de prova da laje L-2 registraram, antes da falha, pico de tensão de 236 MPa de tração na mesa inferior e 226 MPa na mesa superior (comprimida). As tensões, conforme esperado, foram maiores na mesa tracionada do que na mesa comprimida, evidenciando a contribuição do substrato para absorver parte dos esforços de compressão, o que caracteriza a viga mista. A tensão máxima de tração registrada antes da falha chegou a extrapolar o regime elástico do aço, o que não ocorreu na tensão de compressão (considerando a tensão de escoamento de 230 MPa, nominal do material empregado). A Tabela 3 apresenta os dados de deformação do CP-B da L-2 medidos pelos 5 extensômetros fixados no perfil metálico e a tensão correspondente, considerando o módulo de elasticidade (E) do aço de 200.000 MPa.

Tabela 3 - Deformações e tensões medidas no perfil de aço do CP-B do modelo L-2

| CARGA APROX. (kgf) | EER A1 | | EER A2 | | EER A3 | | EER A4 | | EER A5 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) |
| 60,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 154,50 | 57,00 | 11,40 | 38,20 | 7,64 | -3,40 | -0,68 | -44,30 | -8,86 | -62,80 | -12,56 |
| 249,00 | 155,40 | 31,08 | 108,10 | 21,62 | 8,70 | 1,74 | -85,90 | -17,18 | -133,30 | -26,66 |
| 343,50 | 210,10 | 42,02 | 147,70 | 29,54 | 13,60 | 2,72 | -113,50 | -22,70 | -179,80 | -35,96 |
| 532,50 | 269,50 | 53,90 | 189,10 | 37,82 | 18,50 | 3,70 | -141,00 | -28,20 | -224,60 | -44,92 |
| 627,00 | 330,70 | 66,14 | 231,90 | 46,38 | 23,00 | 4,60 | -174,80 | -34,96 | -276,10 | -55,22 |
| 721,50 | 455,70 | 91,14 | 320,40 | 64,08 | 32,40 | 6,48 | -240,30 | -48,06 | -382,40 | -76,48 |
| 910,50 | 577,90 | 115,58 | 404,10 | 80,82 | 36,40 | 7,28 | -308,80 | -61,76 | -492,50 | -98,50 |
| 1099,50 | 718,10 | 143,62 | 502,30 | 100,46 | 48,30 | 9,66 | -390,70 | -78,14 | -620,40 | -124,08 |
| 1194,00 | 784,20 | 156,84 | 548,60 | 109,72 | 48,50 | 9,70 | -423,00 | -84,60 | -672,60 | -134,52 |
| 1288,50 | 845,40 | 169,08 | 589,70 | 117,94 | 49,20 | 9,84 | -462,40 | -92,48 | -732,80 | -146,56 |
| 1383,00 | 908,30 | 181,66 | 634,70 | 126,94 | 51,00 | 10,20 | -500,00 | -100,00 | -793,60 | -158,72 |
| 1477,50 | 971,10 | 194,22 | 681,40 | 136,28 | 57,20 | 11,44 | -538,40 | -107,68 | -854,00 | -170,80 |
| 1572,00 | 1036,50 | 207,30 | 726,60 | 145,32 | 57,00 | 11,40 | -586,30 | -117,26 | -928,40 | -185,68 |
| 1619,25 | 1076,70 | 215,34 | 754,90 | 150,98 | 56,50 | 11,30 | -618,10 | -123,62 | -978,60 | -195,72 |
| 1666,50 | 1112,00 | 222,40 | 778,90 | 155,78 | 56,50 | 11,30 | -645,20 | -129,04 | -1024,30 | -204,86 |
| 1713,75 | 1142,80 | 228,56 | 799,40 | 159,88 | 53,90 | 10,78 | -673,80 | -134,76 | -1071,70 | -214,34 |
| 1761,00 | 1181,40 | 236,28 | 826,30 | 165,26 | 50,70 | 10,14 | -707,20 | -141,44 | -1131,70 | -226,34 |

Percebeu-se uma deformação muito pequena nas placas de substrato *plywood* dos corpos de prova da laje L-2. Porém, essa deformação e a tensão por ela gerada, foi crescente conforme a carga era incrementada no ensaio. Por se tratar de um material muito heterogêneo, a madeira apresentou valores nominais de deformação distintos entre cada um dos extensômetros localizados na face inferior da placa (M1, M2 e M3) e entre os extensômetros instalados na face superior (M4, M5, M6, M7 e M8). Assim, optou-se por considerar o valor médio medido por estes sensores para a realização das análises deste estudo.

A Tabela 4 apresenta os dados de deformação encontrados no CP-B da L-2, considerando a média entre os valores dos EER M1, M2 e M3 e entre os EER M4, M5, M6, M7 e M8, todos instalados na placa de substrato. Apresenta-se, também, a tensão correspondente a cada deformação, considerando o módulo de elasticidade (E) do *plywood* de 6312 MPa, obtido por REZENDE, 2019 [15].

Tabela 4 - Deformações e tensões medidas no substrato em *plywood* do CP-B do modelo L-2

| CARGA APROX. (kgf) | EER M1/M2/M3 (média) | | EER M4/M5/M6/ M7/M8 (média) | |
|---|---|---|---|---|
| | deformação (µm) | tensão (MPa) | deformação (µm) | tensão (MPa) |
| 60,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 154,50 | -8,43 | -0,05 | -1,28 | -0,01 |
| 249,00 | -40,93 | -0,26 | -10,80 | -0,07 |
| 343,50 | -60,37 | -0,38 | -21,78 | -0,14 |
| 532,50 | -76,87 | -0,49 | -33,08 | -0,21 |
| 627,00 | -90,40 | -0,57 | -42,44 | -0,27 |
| 721,50 | -110,30 | -0,70 | -55,40 | -0,35 |
| 910,50 | -127,07 | -0,80 | -68,30 | -0,43 |
| 1099,50 | -140,57 | -0,89 | -84,10 | -0,53 |
| 1194,00 | -144,47 | -0,91 | -89,70 | -0,57 |
| 1288,50 | -154,00 | -0,97 | -98,58 | -0,62 |
| 1383,00 | -161,33 | -1,02 | -105,14 | -0,66 |
| 1477,50 | -161,90 | -1,02 | -105,06 | -0,66 |
| 1572,00 | -173,30 | -1,09 | -106,70 | -0,67 |
| 1619,25 | -170,73 | -1,08 | -101,62 | -0,64 |
| 1666,50 | -177,77 | -1,12 | -104,36 | -0,66 |
| 1713,75 | -183,07 | -1,16 | -103,78 | -0,66 |
| 1761,00 | -192,30 | -1,21 | -109,26 | -0,69 |

Os dados registrados dos deslocamentos verticais (flechas) no centro do vão da laje do CP-B modelo L-2, com o acréscimo de cargas aplicadas, estão apresentados na Tabela 5. O valor apresentado é a média entre os valores obtidos pelos 3 DTs localizados nesta região da estrutura.

Tabela 5 - Deslocamentos verticais médios medidos no centro do vão do CP-B do modelo L-2

| CARGA APROX. (kgf) | Deslocamento (mm) |
|---|---|
| 60,00 | 0,00 |
| 154,50 | 1,40 |
| 249,00 | 3,23 |
| 343,50 | 4,25 |
| 532,50 | 5,26 |
| 627,00 | 6,38 |
| 721,50 | 8,66 |
| 910,50 | 10,94 |
| 1099,50 | 13,64 |
| 1194,00 | 14,87 |
| 1288,50 | 16,12 |
| 1383,00 | 17,39 |
| 1477,50 | 18,67 |
| 1572,00 | 20,07 |
| 1619,25 | 20,94 |
| 1666,50 | 21,72 |
| 1713,75 | 22,48 |
| 1761,00 | 23,44 |

### 3.2. Avaliação comparativa dos modelos L-1 e L-2

Os modelos sem substrato (L-1) e com substrato em *plywood* (L-2) suportaram cargas últimas (carga sustentada pelo CP por, no mínimo, 3 minutos, sem ocorrência de falha) com valores, respectivamente, de 1099,5 kgf e 1761 kgf. Houve, portanto, um acréscimo de carga suportada pela montagem da laje de 60%.

Percebe-se, também, que os modelos com perfis isolados (L-1) apresentaram falha da estrutura por flambagem local nas mesas superiores dos perfis, com tensão máxima no aço da ordem de 166 MPa, portanto menor que sua tensão de escoamento teórica de 230 MPa. Já nos modelos com substrato (L-2), percebe-se que as tensões máximas registradas foram próximas da tensão de escoamento do material, sendo de 236 MPa na mesa inferior do perfil (tração) e 226 MPa na mesa superior (compressão), ambas registradas logo antes da falha com flambagem local nas mesas superiores dos perfis metálicos. Tais dados indicam que a presença do substrato contribuiu para que a estrutura suportasse uma tensão cerca de 36% maior antes da ocorrência da flambagem local dos perfis, maximizando a utilização do potencial do aço estrutural.

A Figura 25 consolida os dados de deformações ao longo da altura da seção do perfil metálico no modelo L-1 e do perfil associado ao substrato no modelo L-2 em diagramas baseados nos dados obtidos com

cargas de 721,50 kgf e 1099,5 kgf (última carga suportada pelo modelo L-1). Esses diagramas demonstram a redução das deformações na montagem com substrato (L-2) comparativamente à montagem sem substrato (L-1). Tal redução caracteriza a efetiva existência da ação mista na associação dos perfis metálicos com o substrato em *plywood* da laje seca ensaiada no modelo L-2.

Pode-se perceber que a redução das deformações e, consequentemente, das tensões presentes na estrutura metálica das lajes secas com substrato comparativamente ao perfil isolado é da ordem de 15%, para a mesma situação de carregamento.

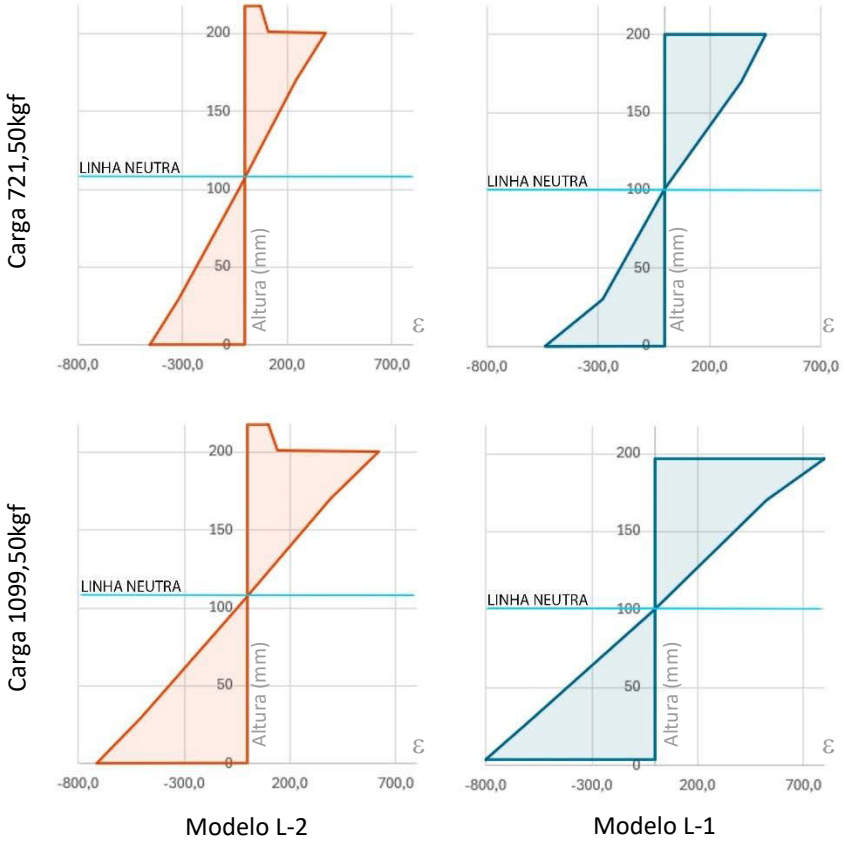



Figura 25 - Diagramas de deformações ao longo da altura do perfil metálico e substrato (quando presente) nos modelos L-1 (perfil isolado) e L-2 (perfil em viga mista)

Quando as grandezas dos deslocamentos verticais são analisadas, percebe-se que o modelo de laje seca para *Light Steel Framing* com substrato de *plywood* apresentam valores de flechas significativamente menores, com redução da ordem de 20%, para cada um dos carregamentos registrados.

Nas Figura 26 e 27, é possível comparar os deslocamentos verticais no centro do vão da laje composta apenas por perfis metálicos (L-1) aos deslocamentos da laje com substrato em *plywood* (L-2), para a carga aplicada de 721,5 kgf e para a carga de 1099,5 kgf.

Nos dois casos, percebe-se uma redução expressiva da flecha apresentada pelo conjunto da laje quando se agrega ao sistema a contribuição do substrato, situação em que há comportamento de vigas mistas nos perfis que compõem a laje. O comportamento misto entre perfil metálico e substrato de madeira permite entender que há um aumento da inércia da seção, equivalente desta associação, frente a seção do perfil metálico isolado, contribuindo de maneira relevante para um menor deslocamento vertical da laje.

Com a carga de 721,5 kgf, o perfil isolado apresentou flecha de 10,34 mm, enquanto, na situação mista, o deslocamento vertical medido foi de 8,66 mm, o que equivale a uma redução de 16,2% (Figura 26). Já com o carregamento de 1099,5 kgf, a laje composta por perfis de isolamento se deslocou verticalmente um total de 17,42 mm, enquanto a montagem com substrato se deslocou 13,64 mm (Figura 27), representando uma flecha 21,7% menor.

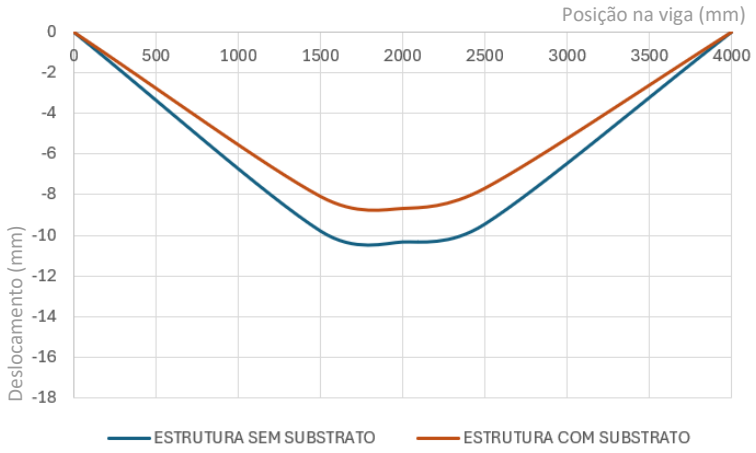



Figura 26 - Comparativo de deslocamentos verticais entre os modelos L-1 (perfil isolado) e L-2 (perfil em viga mista) para carga de 721,5 kgf

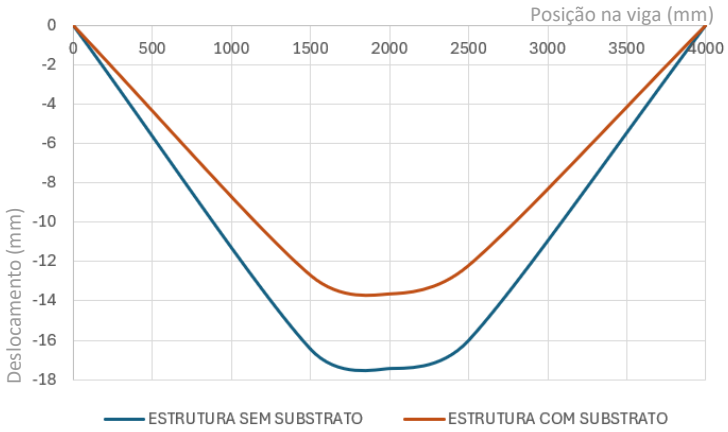



Figura 27 - Comparativo de deslocamentos verticais entre os modelos L-1 (perfil isolado) e L-2 (perfil em viga mista) para carga de 1099,5 kgf

## 4 CONCLUSÃO

O estudo apresentado neste artigo demonstra que é possível entender que as vigas, associadas ao substrato em compensado estrutural (*plywood*), compõem as lajes do sistema *Light Steel Framing* como vigas mistas análogas àquelas compostas por perfis metálicos associados a lajes em concreto armado.

Os ensaios realizados demonstraram um acréscimo de resistência de 60% comparando a carga última da laje composta por perfis metálicos isolados àquela em que há associação com placas de *plywood*. Também há redução da ordem de 20% nos deslocamentos verticais registrados, se comparados à estrutura com e sem placas de substrato, sendo que a redução percentual é maior nas cargas mais altas. Os resultados deste estudo estão alinhados com aqueles obtidos em estudos similares realizados com perfis de LSF e placas de substrato OSB e compósita.

Desta maneira, entende-se que é possível o desenvolvimento de equações que considerem a contribuição das placas de substrato nos ganhos de resistência e rigidez das lajes de LSF com substrato em *plywood*. Tal consideração pode resultar em estruturas metálicas leves mais econômicas e igualmente seguras, o que deve contribuir para a disseminação e viabilidade do emprego da solução em *Light Steel Framing* na construção civil.

**Agradecimentos**

Agradecimentos especiais às empresas OEC, Tokyo Perfis e Vital Obras, que doaram materiais ou serviços para montagem dos modelos para ensaios; à UFMG e à Fundação Cristiano Otoni, que patrocinaram a aquisição dos extensômetros para os ensaios; à equipe do LAEEs, pelo suporte na execução de toda a análise experimental e à equipe do Estúdio Nexus, cujo apoio imaterial foi fundamental para a viabilidade do estudo.

## REFERÊNCIAS

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

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

3 SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. Steel Framing: Arquitetura. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

4 RODRIGUES, F. C.; CALDAS, R. B. Steel Framing: Engenharia. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2016.

5 KYVELOU P. Structural behavior of composite cold-formed steel systems. PhD thesis, London: Imperial College; 2017

6 KYVELOU, P.; GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Composite action between cold-formed steel beams and wood-based floorboards. International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol.15, N.08, p.1540029–1540046, 2015.

7 KYVELOU, P.; GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Testing and Analysis of Composite Cold-Formed Steel and Wood−Based Flooring Systems. Journal of Structural Engineering, Vol. 143, Issue 11, 04017146-1, 2017a.

8 KYVELOU, P.; GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Design of Composite Cold-Formed Steel Flooring Systems. Structures, Vol. 12, p.242-252, 2017b.

9 KYVELOU, P.; GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Finite element modelling of composite cold-formed steel flooring systems. Engineering Structures, Vol. 158, p.28-42, 2018.

10 KYVELOU, P.; KYPRIANOU C.; GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Challenges and solutions associated with the simulation and design of cold-formed steel structural systems. Thin-Walled Structures. Vol. 141, p-526-539, 2019.

11 ZHOU, X. H.; SHI, Y.; WANG, R. C.; LIU, Y. J. Study on the Flexural Capacity of Cold-Formed Steel Joists - OSB Composite floors. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. 2014, acesso em 05/10/2022. Vol. 4. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/isccss/22iccfss/session06/4>.

12 ZHOU, Xuhong; SHI, Yu; XU, Lei; YAO, Xinmei; WANG, Weiyong. A simplified method to evaluate the flexural capacity of lightweight cold formed steel floor system with oriented strand board subfloor. Thin-Walled Structures, Elsevier, Vol.134, p40-51, 2019.

13 LEITE, G. C. V. M. Análise experimental de sistema de piso misto em estrutura de perfis de aço formados a frio e placas mistas OSB-cimentícias. Tese Mestrado. Rio de Janeiro: Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2020.

14 ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16970-2: Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamentos em chapas delgadas. Parte 2: Projeto Estrutural. Rio de Janeiro, 2022.

15 REZENDE, J. C.; Estudo experimental da ligação de placas de compensado estrutural com perfis do sistema construtivo Light Steel Framing. Dissertação Mestrado. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2019.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Construções leves estruturadas em aço: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# AUTOMATIZAÇÃO DO CÁLCULO DE TERÇAS EM PERFIS Z FORMADOS A FRIO

Caio Enrique Rust Barreto Cavalcante[1]
Vinícius Nogueira Magalhães[2]
João Victor Fragoso Dias[3]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[4]

**Resumo**

A elevada resistência mecânica e a rapidez de execução dos sistemas metálicos impulsionam seu emprego na construção civil. Entre outras vantagens, os perfis de aço formados a frio destacam-se pela sua considerável leveza e por agregarem uma boa relação inércia/peso. Esses perfis são produzidos em espessuras pequenas, devido ao seu processo de fabricação, o que desencadeia uma significativa esbeltez, que pode acarretar modos de instabilidade por flambagem local e distorcional. A ABNT NBR 14762:2010 apresenta três métodos de cálculo para esses perfis, mas sua aplicação prática é limitada pela sua complexidade analítica, tornando recomendável o uso de ferramentas computacionais. Portanto, este trabalho teve como objetivo elaborar uma ferramenta computacional para verificação e dimensionamento de terças em perfis Z enrijecidos, formados a frio, utilizando o Método da Largura Efetiva e o Método da Resistência Direta, implementados na linguagem de programação Python. Os valores obtidos pela ferramenta computacional mostraram-se próximos aos resultados de referência, apresentando um erro médio máximo de 2,2%. Dessa forma, a ferramenta computacional foi considerada validada, confirmando sua precisão e a praticidade de seu uso. Em aplicação prática, observou-se que mais tirantes aumentam a resistência à flambagem lateral com torção – FLT, e que o travamento pela telha pode reduzir o consumo de aço.

**Palavras-chave**: Perfis Z Formados a Frio; Método da Largura Efetiva; Método da Resistência Direta; Ferramenta computacional.

# AUTOMATION OF THE CALCULATION OF PURLINS IN COLD-FORMED Z-SECTIONS

**Abstract**

The high capacity for mechanical resistance and the speed of execution of steel framing have encouraged their application in the civil construction industry. Among other advantages, the cold-formed steel sections stand out for their considerable lightweight structures, which present great inertia values. These profiles are composed of thin sheets from their manufacturing process, which provides significant local slenderness, triggering failure modes such as local and distortional buckling. In Brazil, ABNT NBR

14762:2010 proposes three procedures to design these channels, however their practical application is limited by analytical complexity, therefore, a computational tool is recommended to solve these problems fast and precisely. Thus, this article aims to develop a technical tool in Python to calculate cold-formed lipped Z-sections, in purlins using the Effective Width Method and the Direct Strength Method. The values obtained from the computational tool were close to the reference results, with a maximum average error of 2.2% compared to the reference. Thereby, the computational tool was considered validated, ensuring its accuracy and practicality for engineering applications. In practical application, it was observed that increasing the number of tie rods improves lateral torsional buckling resistance and the restraining by the sheeting can reduce the amount of steel required.

**Keywords**: Cold-formed Z-sections; Effective Width Method; Direct Strength Method; Computational tool.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.

[2] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.

[3] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.

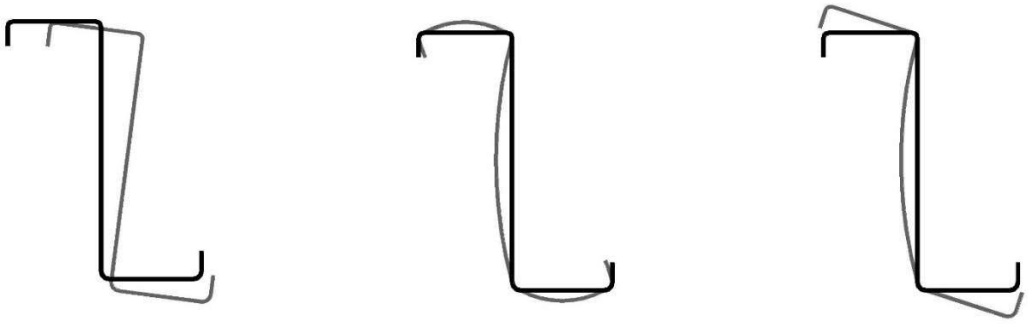
[4] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Silva *et al.* [1], aplicações de perfis formados a frio (PFF) têm crescido na construção civil, pois essas seções promovem leveza e resistência mecânica às estruturas nas quais são utilizadas. Como exemplo, podem ser citados galpões de pequeno e médio porte, coberturas, mezaninos, habitações populares e edificações menores. Esses perfis são comumente empregadas como terças, vigas de tapamento, travamentos, montantes e diagonais de treliças. Além disso, apresentam diversas vantagens, podendo-se citar a redução de custos referentes ao seu transporte e manuseio no canteiro de obras, por necessitarem de equipamentos menos potentes para içamento. Conforme afirma Choudrai [2], também proporcionam maior economia em pequenos vãos, quando comparados a perfis laminados ou soldados, devido à sua alta relação inércia/peso. Em síntese, propiciam soluções estruturais práticas, rápidas e econômicas.

De acordo com a norma ABNT NBR 6355:2012 [3], PFF são obtidos através do dobramento, em prensa dobradeira, ou pela conformação contínua, em matrizes rotativas, de bobinas laminadas a quente ou a frio. Esse processo viabiliza a produção de peças com diversas configurações de geometria transversal, sendo as seções L, U e Z simples e enrijecidas as mais habituais e essa última, a ênfase deste estudo. Perfis Z enrijecidos a 90 e 45° se destacam por vencer maiores vãos quando comparados a outras seções, tendo em vista a continuidade conferida pelas conexões por sobreposição. No entanto, apesar de o processo de consolidação dessas peças em temperatura ambiente – por isso, “formados a frio” – favorecer incrementos de resistência mecânica, especificamente ao escoamento e à tração, nas regiões de dobra, ele, ao mesmo tempo, reduz a ductilidade e promove o surgimento de tensões residuais [4]. Ademais, posto que são perfis de paredes finas, ou seja, possuem espessura significativamente reduzida em relação à altura ou à largura das chapas, tornam-se mais suscetíveis a modos de instabilidade desencadeados por tensões de compressão, a saber: flambagem global por flexão, torção ou flexo-torção, bem como a local (FL) e a distorcional (FD) [5]. A Figura 1, nesse sentido, ilustra um perfil Z90 e seus possíveis modos de instabilidade.

**Figura 1 –** Perfis Z90 sujeitos à flambagem – a) global, b) local, c) distorcional.



a) b) c)

Fonte: Autoria própria.

Na flambagem global, as seções transversais deslocam-se como um corpo rígido, caracterizando-se pela flexão em relação aos eixos globais da barra. Entende-se por flambagem local a deformação de subelementos da seção transversal de um perfil – alma, mesa ou enrijecedor – com a região de dobra se mantendo não deslocável, funcionando como apoio. Isso ocorre, tendo em vista que as propriedades mecânicas permanecem próximas às do aço virgem nessa zona [4]. Por outro lado, na flambagem distorcional, a mesa e o enrijecedor rotacionam, provocando a flexão da alma e distorção da seção transversal.

Alinhados à norma ABNT NBR 14762:2010 [6], a verificação e o dimensionamento de PFF podem ser realizados por meio de três métodos: Método da Seção Efetiva (MSE), o Método da Largura Efetiva (MLE) e o Método da Resistência Direta (MRD), sendo que este trabalho foca somente nos dois últimos. O MLE consiste na determinação de larguras efetivas, ou reduzidas, dos subelementos da seção transversal, devido à variação de tensões mediante a deformação local. O conceito de larguras reduzidas se baseia na substituição do diagrama não uniforme de tensões, quando o perfil apresenta FL, por um diagrama uniforme de tensões aplicado somente nas larguras efetivas, utilizando o valor de carregamento máximo [1]. Contudo, consoante a Pierin [7], a distribuição de tensões em perfis com instabilidade distorcional não é a mesma dos perfis que apresentam instabilidade local, sendo necessário calcular o esforço resistente à distorção por meio da apuração das forças críticas de FD elástica. Nesse contexto, o MRD apresenta uma abordagem menos complexa quando comparado ao MLE, entretanto, para estimação de esforços resistentes associados à FD, é necessário realizar uma análise de estabilidade elástica, utilizando-se programas como CUFSM [8] ou INSTAB [7].

Portanto, o objetivo deste estudo foi desenvolver uma ferramenta computacional para dimensionamento e verificação de perfis Z enrijecidos a 90 e 45° quando empregados como terças de cobertura. Para isso, utilizaram-se o MLE para mensuração dos esforços resistentes axiais de compressão, dos momentos resistentes ao escoamento da seção efetiva e dos momentos resistentes à flambagem lateral com torção (FLT), e o MRD para quantificação dos momentos resistentes à FD das barras. Ademais, o modelo computacional é capaz de calcular os esforços solicitantes impostos na barra, identificando se o perfil escolhido atende aos requisitos de segurança estrutural.

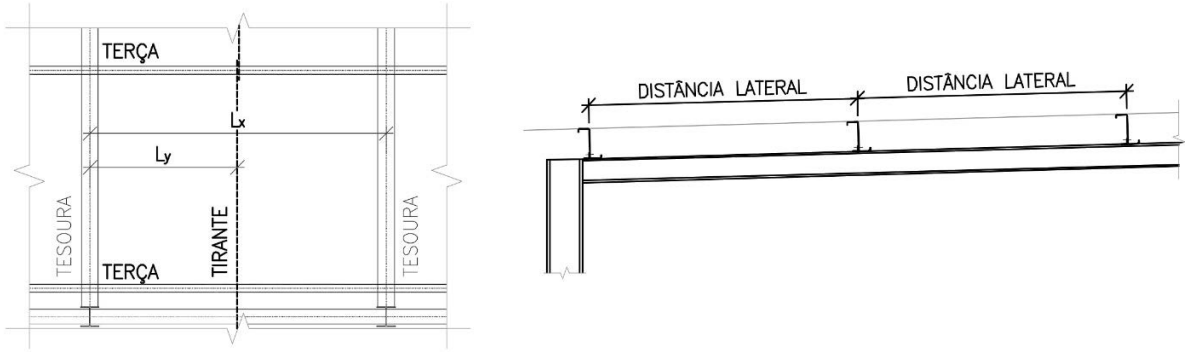
## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

A ferramenta computacional foi desenvolvida em Python e possibilita o cálculo dos esforços solicitantes e das resistências à compressão e à flexão de perfis Z, além de realizar a verificação à flexo-compressão no caso de terças que integram o quadro contraventado da cobertura. As seções, a seguir, explicitam a metodologia e a estratégia adotada na criação do programa.

**2.1 Cálculo dos esforços solicitantes**

Inicialmente, a ferramenta computacional obtém os esforços solicitantes na terça após requisitar as condições de contorno — restritas a uma viga biapoiada ou a uma viga contínua em dois vãos — e a quantidade de tirantes, podendo haver até três tirantes por vão. Em seguida, o usuário deve fornecer o peso próprio da chapa zincada (telha), a inclinação da cobertura, a distância lateral entre terças, a carga de vento, a carga axial, a quantidade de tirantes entre tesouras, bem como seu diâmetro. Assim, é possível identificar o comprimento destravado no eixo x, $L_x$, e no eixo y, $L_y$, calcular o peso por metro dos tirantes e, posteriormente extrair os esforços solicitantes de cálculo nos eixos x e y de trabalho, mediante a inclinação da cobertura. A Figura 2 traz a visualização das terças em planta (a) e em corte (b), exemplificando os parâmetros $L_x$, $L_y$ e a distância lateral.

**Figura 2 –** Terças em – a) planta; b) corte




a) b)

Fonte: Autoria própria.

A Figura 3 mostra um modelo estrutural de uma viga contínua de dois vãos, com a inserção de três tirantes entre as tesouras, em que os apoios exibidos em azul correspondem aos tirantes e os em vermelho, às tesouras.

**Figura 3** – Modelo estrutural de viga contínua em dois vãos com três tirantes por vão.




Fonte: Autoria própria.

**2.2 Método das Larguras Efetivas**

Para sistematizar os procedimentos de dimensionamento presentes na NBR 14762:2010 [6] e a fim de subsidiar a elaboração do modelo computacional, foram elaboradas rotinas de cálculo adaptadas a planilhas em Excel. Para determinar os esforços resistentes pelo MLE, utilizaram-se as Equações 1, 2 e 3 extraídas da norma vigente.

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma \quad (1)$$

$$M_{Rd(ESC)} = W_{ef} f_y / \gamma \quad (2)$$

$$M_{Rd(FLT)} = \chi_{flt} W_{c,ef} f_y / \gamma \quad (3)$$

O parâmetro $\chi$ corresponde ao fator de redução da força axial de compressão resistente associado à flambagem global e o parâmetro $\chi_{flt}$ ao fator de redução do momento resistente associado à FLT. Os parâmetros $A_{ef}$, $W_{ef}$ e $W_{c,ef}$ são associados à FL, representando a área efetiva e os módulos elásticos efetivos da seção, calculados com as larguras efetivas dos subelementos da seção. Desse modo, a fim de obter o momento resistente de cálculo, deve-se adotar o menor valor entre o momento resistente de cálculo de início de escoamento, $M_{Rd(ESC)}$, e o momento resistente de cálculo à FLT, $M_{Rd(FLT)}$. Para mensuração da força axial resistente à compressão, $N_{c,Rd}$, o programa utiliza os momentos principais de inércia ($I_1$ e $I_2$) de cada seção, enquanto para os momentos fletores, utilizam-se os momentos de inércia ($I_x$ e $I_y$) e módulos resistentes elásticos ($W_x$ e $W_y$) referentes aos eixos de trabalho *x* e *y*.

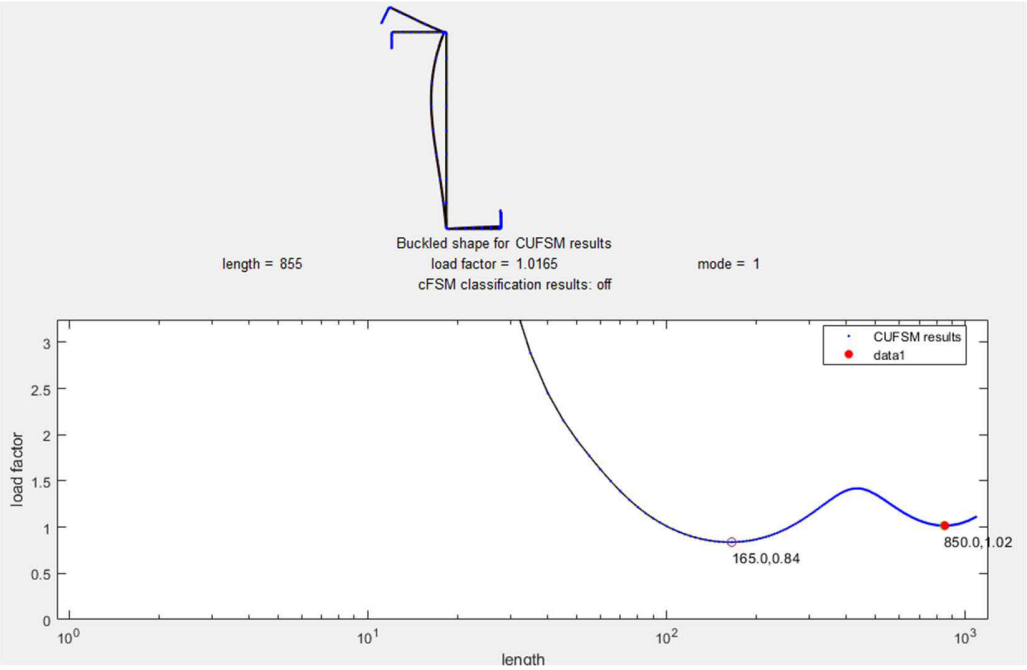
A análise é iniciada pelo enrijecedor comprimido, seguido da mesa comprimida e, por fim, da alma. Cada subelemento possui um código específico para estimativa da sua respectiva largura efetiva, a qual é usada, posteriormente, nas fórmulas da área e do módulo resistente elástico efetivos. Como o MLE é um método iterativo, torna-se necessário reavaliar o perfil ao final de cada rodada, a fim de zerar a diferença entre os eixos baricêntricos da tentativa corrente com a anterior. Desse modo, o programa adotou como critério de parada uma discrepância inferior a 0,1 milímetro e um número máximo de 10 iterações.

**2.3 Método da Resistência Direta**

Utilizou-se o MRD para identificação dos momentos resistentes à FD com o auxílio do programa CUFSM, o qual utiliza o Método das Faixas Finitas para análise de estabilidade elástica das barras. Primeiramente, é necessário inserir as dimensões do perfil, bem como a tensão de trabalho, $f_y$, e os comprimentos de meia-onda que serão analisados. Consecutivamente, o CUFSM retorna a curva de assinatura específica do perfil, em que no eixo das abscissas estão os comprimentos (*length*) e no eixo das ordenadas os fatores de carga (*load factor*), sendo essas as tensões de flambagem elásticas adimensionalizadas, segundo

Grigoletti [9]. Para o programa, foram utilizados os fatores de cargas referentes à FD, como expõe a Figura 4, em que está destacada a curva de assinatura de um perfil Z90 300X85X25X2.00.

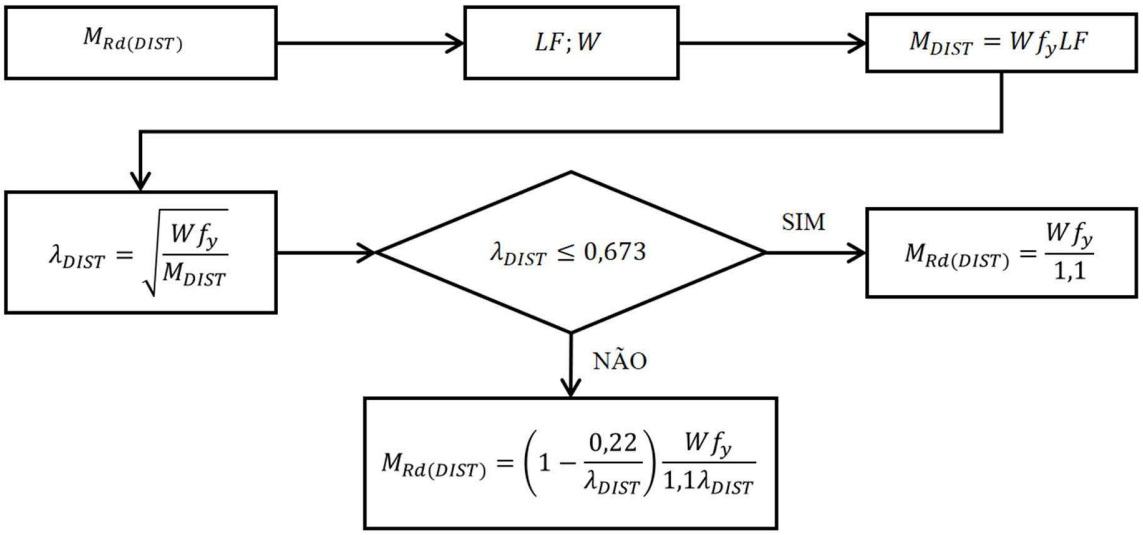
**Figura 4** – Fator de carga distorcional para um perfil Z90 300X85X25X2.00.




Fonte: Autoria própria.

Buscou-se discretizar os subelementos em faixas, cujo tamanho proporcionasse uma análise precisa e, ao mesmo tempo, menos custosa computacionalmente. Logo, optou-se por dividir os enrijecedores e as mesas em cinco faixas finitas, a alma em sete faixas e a região de curvatura em três. Já para construção da curva, foram estudados comprimentos de meia-onda múltiplos de 5 mm e limite superior de 1200 mm. Todos os fatores de carga, $LF$, foram coletados sob uma tensão de trabalho de 300 MPa, módulo de elasticidade igual a 200 GPa e módulo de elasticidade transversal igual a 77 GPa. Eles permitem calcular o momento de FD elástica, $M_{DIST}$, necessário para mensuração do índice de esbeltez reduzido associado à FD, $\lambda_{DIST}$. A Figura 5 demonstra os procedimentos aplicados na determinação do momento resistente de cálculo relativo à FD.

**Figura 5** – Fluxograma para momento resistente de cálculo associado à flambagem distorcional.




Fonte: Autoria própria.

Foi desenvolvida uma planilha para apuração do $M_{DIST}$, a partir do $LF$, utilizada como arquivo de referência para aquisição do momento resistente à FD pelo programa, sendo utilizado como um parâmetro de entrada da seção, não sendo necessário que o usuário opere o CUFSM.

**2.4 Validação dos resultados**

Os resultados calculados pela ferramenta computacional desenvolvida foram confrontados com valores de referência obtidos pelo software DimPerfil 4.0, desenvolvido por Silva *et al.* [1]. Para validação dos resultados, foram selecionados 8 perfis Z enrijecidos à 90° e 8 perfis Z enrijecidos à 45° que diferem somente pelo ângulo do enrijecedor. Destaca-se que esse *software* calcula as propriedades geométricas das seções transversais dos perfis, em vez de utilizar os valores padronizados pela ABNT NBR 6355:2012. Portanto, para verificar a ferramenta computacional desenvolvida, foram empregados os mesmos parâmetros dos perfis fornecidos pelo DimPerfil 4.0 e apresentados pelas Tabelas 1 e 2.

**Tabela 1 -** Propriedades geométricas dos perfis Z90 usados na validação da ferramenta computacional.

| Dados | 150x60x 20x2,00 | 150x60x 20x4,75 | 200x75x 20x2,00 | 200x75x 30x6,30 | 250x85x 25x2,00 | 250x85x 25x4,75 | 300x85x 25x2,00 | 300x85x 30x6,30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A\ (cm^2)$ | 5,937 | 13,241 | 7,537 | 23,220 | 9,137 | 20,841 | 10,137 | 30,780 |
| $b_w(cm)$ | 15,000 | 15,000 | 20,000 | 20,000 | 25,000 | 25,000 | 30,000 | 30,000 |
| $b_f\ (cm)$ | 6,000 | 6,000 | 7,500 | 7,500 | 8,500 | 8,500 | 8,500 | 8,500 |
| $D\ (cm)$ | 2,000 | 2,000 | 2,000 | 3,000 | 2,500 | 2,500 | 2,500 | 3,000 |
| $t\ (cm)$ | 0,200 | 0,475 | 0,200 | 0,630 | 0,200 | 0,475 | 0,200 | 0,475 |
| $I_x\ (cm^4)$ | 207,211 | 435,226 | 466,482 | 1.332,340 | 869,629 | 1.908,621 | 1.335,767 | 3.848,046 |
| $W_x\ (cm^3)$ | 27,628 | 58,030 | 46,648 | 133,234 | 69,570 | 152,690 | 89,051 | 256,536 |
| $r_x\ (cm)$ | 5,908 | 5,733 | 7,867 | 7,575 | 9,756 | 9,570 | 11,479 | 11,181 |
| $I_y\ (cm^4)$ | 49,832 | 95,445 | 89,604 | 271,188 | 138,802 | 283,092 | 138,806 | 382,115 |
| $W_y\ (cm^3)$ | 8,446 | 16,563 | 12,109 | 37,744 | 16,524 | 34,262 | 16,524 | 46,685 |
| $r_y\ (cm)$ | 2,897 | 2,685 | 3,448 | 3,417 | 3,898 | 3,686 | 3,700 | 3,523 |
| $J\ (cm^4)$ | 0,079 | 0,992 | 0,100 | 3,059 | 0,122 | 1,563 | 0,135 | 4,060 |
| $C_w\ (cm^6)$ | 1.907,440 | 3.476,046 | 6.082,509 | 18.162,851 | 15.170,613 | 30.175,258 | 22.666,972 | 61.000,868 |
| $r_0\ (cm)$ | 6,580 | 6,331 | 8,590 | 8,310 | 10,506 | 10,255 | 12,061 | 11,723 |
| $M_{x,DIST}$ $(kNcm)$ | 1.839,585 | 11.097,840 | 1.876,003 | 28.882,688 | 2.452,610 | 15.425,154 | 2.722,021 | 36.405,233 |
| $M_{y,DIST}$ $(kNcm)$ | 605,528 | 3.633,559 | 574,448 | 9.318,805 | 698,423 | 4.232,672 | 1.367,226 | 8.782,168 |

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 2 -** Propriedades geométricas dos perfis Z45 usados na validação da ferramenta computacional.

| Dados | 150x60x 20x2,00 | 150x60x 20x4,75 | 200x75x 20x2,00 | 200x75x 30x6,30 | 250x85x 25x2,00 | 250x85x 25x4,75 | 300x85x 25x2,00 | 300x85x 30x6,30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A\ (cm^2)$ | 6,172 | 14,566 | 7,772 | 25,550 | 9,372 | 22,166 | 10,372 | 33,110 |
| $b_w(cm)$ | 15,000 | 15,000 | 20,000 | 20,000 | 25,000 | 25,000 | 30,000 | 30,000 |
| $b_f\ (cm)$ | 6,000 | 6,000 | 7,500 | 7,500 | 8,500 | 8,500 | 8,500 | 8,500 |
| $D\ (cm)$ | 2,000 | 2,000 | 2,000 | 3,000 | 2,500 | 2,500 | 2,500 | 3,000 |
| $t\ (cm)$ | 0,200 | 0,475 | 0,200 | 0,630 | 0,200 | 0,475 | 0,200 | 0,630 |
| $I_x\ (cm^4)$ | 222,803 | 511,302 | 493,307 | 1.575,104 | 913,283 | 2.124,759 | 1.397,154 | 4.389,256 |
| $W_x\ (cm^3)$ | 29,707 | 68,174 | 49,331 | 157,510 | 73,063 | 169,981 | 93,144 | 292,617 |
| $r_x\ (cm)$ | 6,008 | 5,925 | 7,967 | 7,852 | 9,872 | 9,791 | 11,606 | 11,514 |
| $I_y\ (cm^4)$ | 64,149 | 148,813 | 110,076 | 430,921 | 169,477 | 398,567 | 169,480 | 582,812 |
| $W_y\ (cm^3)$ | 8,892 | 21,445 | 12,632 | 47,926 | 16,834 | 40,700 | 16,834 | 58,332 |
| $r_y\ (cm)$ | 3,224 | 3,196 | 3,763 | 4,107 | 4,252 | 4,240 | 4,042 | 4,195 |
| $J\ (cm^4)$ | 0,080 | 1,013 | 0,101 | 3,126 | 0,122 | 1,585 | 0,136 | 4,126 |
| $C_w\ (cm^6)$ | 2.156,879 | 4.214,508 | 6.681,344 | 22.666,807 | 16.813,913 | 34.870,763 | 25.218,838 | 74.256,288 |
| $r_0\ (cm)$ | 6,819 | 6,732 | 8,811 | 8,861 | 10,749 | 10,669 | 12,290 | 12,254 |
| $M_{x,DIST}$ $(kNcm)$ | 1.137,429 | 7.957,889 | 1.269,200 | 18.846,618 | 1.620,346 | 11.139,296 | 1.847,829 | 27.093,828 |
| $M_{y,DIST}$ $(kNcm)$ | 402,303 | 2.815,552 | 397,366 | 6.814,980 | 467,530 | 3.187,892 | 445,869 | 6.696,591 |

Fonte: Autoria própria.

Todos os resultados gerados pelo DimPerfil 4.0 e pela ferramenta computacional foram submetidos a uma tensão de trabalho igual a 300 MPa, comprimento destravado de 300 cm nos três eixos e um fator de modificação de momento fletor igual a 1. Os perfis foram escolhidos a partir da altura de 150 mm, com o intuito de avaliar os casos com maiores esbeltezes. Outrossim, investigou-se a influência da espessura, posto que para cada grupo de altura, selecionaram-se a menor e maior espessura existente no programa.

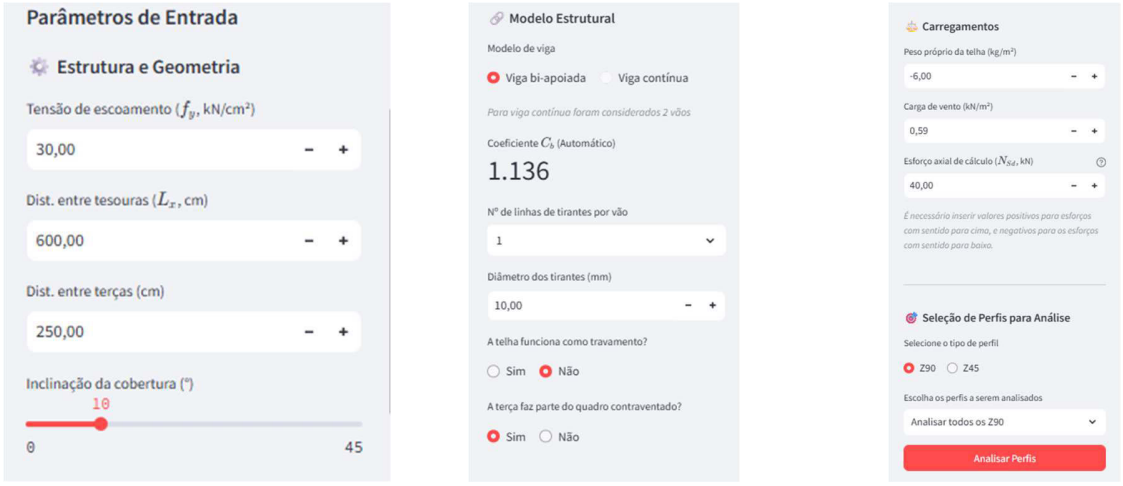
## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Interface do modelo computacional

A partir da consolidação dos códigos desenvolvidos, foi criada uma interface interativa que permite ao usuário modificar rapidamente todos os parâmetros da terça. A interface apresenta os valores dos esforços resistentes e os compara diretamente aos esforços solicitantes calculados, indicando se o perfil analisado atende ou não aos critérios de segurança estrutural. É possível também verificar, simultaneamente, todos os perfis Z90 e Z45 cadastrados, ou realizar a análise individualizada de um perfil específico. Caso esse não atinja a segurança estrutural, o modelo computacional indicará o próximo perfil com o esforço resistente superior ao solicitante.

A Figura 6 apresenta a aba lateral da interface, em que o usuário deve inserir os dados de entrada do perfil, bem como a resistência ao escoamento do aço, $f_y$, a distância entre tesouras, $L_x$, o afastamento lateral entre terças, a inclinação da cobertura, a quantidade e o diâmetro dos tirantes, o peso próprio da telha, o carregamento do vento por metro quadrado de área da cobertura, a força axial solicitante de cálculo (no caso de terça de contraventamento) e o modelo estrutural a ser adotado, podendo ser viga biapoiada ou contínua em dois vãos. O modelo computacional fornece automaticamente o coeficiente de modificação do diagrama de momento fletor, $C_b$, conforme o tipo de análise selecionada. Alguns projetistas consideram as telhas como travamento para a mesa superior das terças, dispensando, nesses casos, a verificação à flambagem lateral com torção (FLT) quando o momento solicitante é positivo [10]. Ademais, segundo Fakury [11], quando esses elementos são incorporados ao sistema de contraventamento da cobertura, passam a ser solicitados por esforços axiais. A ferramenta traz ao usuário a opção de definir ou não a telha como travamento da terça.

**Figura 6** – Aba lateral dividida em - a) parâmetros de entrada, b) modelo estrutural, c) carregamentos e seleção de perfis.




a) b) c)

Fonte: Autoria própria.

Inseridos os parâmetros de entrada e os perfis desejados, os elementos analisados aparecerão na aba central da interface, bem como a opção de visualização dos parâmetros de todas as seções cadastradas. Para este estudo, cadastraram-se apenas os 8 perfis Z90 e os 8 perfis Z45, a fim de validar a interface criada. A versão final do programa contará com todas as seções presentes na norma NBR 6355 [3]. A Figura 7 ilustra a aba central da interface, com a opção de visualização das propriedades dos perfis disponíveis, e traz os resultados de todos os perfis Z90 para as condições exemplificadas na Figura 6.

**Figura 7** – Aba central demonstrando a simulação de uso da interface.




Fonte: Autoria própria.

A Figura 8 expõe a funcionalidade da interface ao apresentar a possibilidade de realizar a análise isolada de um perfil, exemplificada pelo perfil Z90 (150x60x20x2,00), com a exibição dos resultados correspondentes tanto para esse perfil quanto para o perfil subsequente que atende às verificações estruturais, sob as mesmas condições adotadas na Figura 6.

**Figura 8** – Simulação de análise de um perfil isolado na – a) aba lateral, b) aba central.




a)




b)

Fonte: Autoria própria.

### 3.2 Resultados da ferramenta computacional

#### 3.2.1 Validação dos esforços resistentes

Para as seções de perfis Z90 listadas na Tabela 1, foram calculados os momentos fletores e forças de compressão resistentes de cálculo, por meio do programa e os resultados estão apresentados na Tabela

3. A Tabela 4 apresenta as respostas obtidas com o *software* DimPerfil 4.0. A Tabela 5 compara os resultados obtidos por ambos os programas, incluindo a diferença percentual calculada conforme a Equação 4, além da média aritmética dos erros e o desvio padrão amostral. Diferenças percentuais inferiores a 0,1% não são discutidas nesse trabalho por representarem variações irrisórias.

$$Diferença = 1 - DimPerfil/Ferramenta \quad (4)$$

**Tabela 3 -** Resultados dos perfis Z90 extraídos da ferramenta computacional desenvolvida.

| PERFIL Z90 | RESULTADOS - MODELO COMPUTACIONAL | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | 753,496 | 328,953 | 753,496 | 230,348 | 230,348 | 230,348 | 30,660 |
| 150×60×20×4,75 | 1582,639 | 812,425 | 1582,639 | 451,721 | 451,721 | 451,721 | 59,381 |
| 200×75×20×2,00 | 964,374 | 752,391 | 1097,080 | 263,769 | 263,769 | 300,389 | 50,286 |
| 200×75×30×6,30 | 3633,655 | 2573,609 | 3633,655 | 1029,372 | 1029,372 | 1029,372 | 172,770 |
| 250×85×25×2,00 | 1355,479 | 1124,499 | 1566,288 | 385,632 | 385,632 | 395,232 | 71,160 |
| 250×85×25×4,75 | 4164,263 | 2933,053 | 4164,263 | 934,425 | 934,425 | 934,425 | 193,987 |
| 300×85×25×2,00 | 1571,663 | 1328,618 | 1907,104 | 386,934 | 386,934 | 450,668 | 71,072 |
| 300×85×25×6,30 | 6996,448 | 4940,536 | 6996,448 | 1261,280 | 1261,280 | 1273,223 | 277,717 |

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 4 -** Resultados dos perfis Z90 extraídos do DimPerfil 4.0.

| PERFIL Z90 | RESULTADOS - DIMPERFIL 4.0 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | 753,500 | 328,950 | 753,500 | 230,350 | 230,350 | 230,350 | 30,660 |
| 150×60×20×4,75 | 1582,640 | 812,430 | 1582,640 | 451,720 | 451,720 | 451,720 | 59,380 |
| 200×75×20×2,00 | 991,820 | 752,390 | 1112,520 | 264,800 | 264,800 | 330,230 | 50,290 |
| 200×75×30×6,30 | 3633,650 | 2573,610 | 3633,650 | 1029,370 | 1029,370 | 1029,370 | 172,770 |
| 250×85×25×2,00 | 1383,940 | 1135,060 | N.C. | 394,770 | 394,770 | N.C. | 71,160 |
| 250×85×25×4,75 | 4164,260 | 2933,050 | 4164,260 | 934,430 | 934,430 | 934,430 | 193,990 |
| 300×85×25×2,00 | 1606,847 | 1321,083 | 1933,760 | 395,984 | 395,984 | 450,670 | 71,072 |
| 300×85×25×6,30 | 6996,448 | 4940,536 | 6996,450 | 1273,223 | 1273,223 | 1273,220 | 283,126 |

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 5 -** Comparação entre os programas computacionais para perfis Z90.

| PERFIL Z90 | COMPARAÇÃO | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | -0,0005% | 0,0009% | -0,0005% | -0,0010% | -0,0010% | -0,0009% | 0,0007% |
| 150×60×20×4,75 | -0,0001% | -0,0006% | -0,0001% | 0,0003% | 0,0003% | 0,0002% | 0,0015% |
| 200×75×20×2,00 | -1,4996% | 0,0002% | -1,4074% | -0,3907% | -0,3907% | -9,9341% | -0,0070% |
| 200×75×30×6,30 | 0,0001% | 0,0000% | 0,0001% | 0,0002% | 0,0002% | 0,0002% | -0,0001% |
| 250×85×25×2,00 | -0,7403% | -0,3155% | N.C. | -2,3697% | -2,3697% | N.C. | -0,0005% |
| 250×85×25×4,75 | 0,0001% | 0,0001% | 0,0001% | -0,0005% | -0,0005% | -0,0005% | -0,0013% |
| 300×85×25×2,00 | -1,0360% | 0,8851% | -1,3977% | -2,3389% | -2,3389% | -0,0004% | 0,0000% |
| 300×85×25×6,30 | 0,0000% | 0,0000% | 0,0000% | -0,9469% | -0,9469% | 0,0002% | -1,9477% |
| **Média Aritmética** | **-0,4095%** | **0,0713%** | **-0,4008%** | **-0,7559%** | **-0,7559%** | **-1,4193%** | **-0,2443%** |
| **Desvio Padrão** | **0,0060** | **0,0035** | **0,0068** | **0,0104** | **0,0104** | **0,0375** | **0,0069** |

Fonte: Autoria própria.

Os resultados menores que 0 presentes na Tabela 5 representam uma diferença negativa entre os valores encontrados pelo DimPerfil 4.0 e os calculados pela ferramenta computacional. Nota-se, portanto, que, nesses casos, a ferramenta quantificou resistências menores que o DimPerfil 4.0. Em contrapartida, os resultados positivos indicam os casos em que a resistência pelo programa implementado foi maior. Destaca-se que a maior divergência encontrada ocorreu no momento resistente à FD em torno do eixo y do perfil Z90 200×75×20×2,00. Ademais, não constam valores de momentos resistentes à FD para o perfil 250×85×25×2,00 no programa de referência.

Similarmente, a Tabela 6 expõe os resultados obtidos pelo programa computacional desenvolvido para perfis Z45. A Tabela 7 informa os resultados extraídos do *software* DimPerfil 4.0. Por fim, a Tabela 8 traz a comparação entre a ferramenta desenvolvida e a de referência.

**Tabela 6 -** Resultados dos perfis Z45 extraídos da ferramenta computacional desenvolvida.

| PERFIL Z45 | RESULTADOS - MODELO COMPUTACIONAL | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | 781,317 | 394,150 | 687,807 | 239,194 | 239,194 | 217,353 | 36,439 |
| 150×60×20×4,75 | 1859,278 | 1068,823 | 1859,278 | 565,514 | 565,514 | 584,869 | 77,965 |
| 200×75×20×2,00 | 988,376 | 825,193 | 992,085 | 288,671 | 288,671 | 273,300 | 57,951 |
| 200×75×30×6,30 | 4295,738 | 3268,076 | 4295,739 | 1262,841 | 1262,841 | 1307,083 | 231,571 |
| 250×85×25×2,00 | 1347,804 | 1139,789 | 1389,176 | 389,567 | 389,567 | 348,226 | 81,071 |
| 250×85×25×4,75 | 4635,837 | 3488,744 | 4623,813 | 1083,722 | 1083,722 | 1110,005 | 242,912 |
| 300×85×25×2,00 | 1548,059 | 1324,665 | 1696,173 | 391,549 | 391,549 | 342,211 | 81,511 |
| 300×85×25×6,30 | 7980,465 | 6117,174 | 7980,464 | 1542,246 | 1542,246 | 1590,869 | 375,069 |

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 7 -** Resultados dos perfis Z45 extraídos do DimPerfil 4.0.

| PERFIL Z45 | RESULTADOS - DIMPERFIL 4.0 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | 779,520 | 394,150 | 695,260 | 242,509 | 242,509 | 220,280 | 36,430 |
| 150×60×20×4,75 | 1859,280 | 1068,820 | 1859,280 | 584,869 | 584,869 | 584,870 | 77,970 |
| 200×75×20×2,00 | 997,590 | 822,890 | 1001,140 | 289,365 | 294,440 | 277,330 | 57,950 |
| 200×75×30×6,30 | 4295,740 | 3268,080 | 4295,740 | 1307,083 | 1307,083 | 1307,080 | 231,560 |
| 250×85×25×2,00 | 1352,430 | 1139,990 | 1401,050 | 390,849 | 393,586 | 353,280 | 81,070 |
| 250×85×25×4,75 | 4635,840 | 3488,740 | 4635,840 | 1110,000 | 1110,000 | 1110,000 | 242,920 |
| 300×85×25×2,00 | 1563,756 | 1315,410 | 1709,730 | 389,656 | 395,619 | 347,330 | 81,510 |
| 300×85×25×6,30 | 7980,465 | 6117,170 | 7980,460 | 1590,869 | 1590,869 | 1590,870 | 375,070 |

Fonte: Autoria própria.

**Tabela 8 -** Comparação entre os programas computacionais para perfis Z45.

| PERFIL Z45 | COMPARAÇÃO | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ |
| 150×60×20×2,00 | 0,2300% | 0,0000% | -1,0836% | 1,3670% | 1,3670% | -1,3467% | 0,0247% |
| 150×60×20×4,75 | 0,0001% | 0,0003% | -0,0001% | 3,3093% | 3,3093% | -0,0002% | 0,0064% |
| 200×75×20×2,00 | 0,9236% | 0,2791% | -0,9127% | 0,2398% | 1,9593% | -1,4746% | 0,0017% |
| 200×75×30×6,30 | 0,0000% | 0,0001% | 0,0000% | 3,3848% | 3,3848% | 0,0002% | 0,0048% |
| 250×85×25×2,00 | 0,3421% | 0,0176% | -0,8548% | 0,3280% | 1,0211% | -1,4514% | 0,0012% |
| 250×85×25×4,75 | 0,0001% | 0,0001% | -0,2601% | 2,3674% | 2,3674% | 0,0005% | 0,0033% |
| 300×85×25×2,00 | 1,0038% | -0,6987% | -0,7993% | 0,4835% | 1,0288% | -1,4959% | 0,0012% |
| 300×85×30×6,30 | 0,0000% | 0,0001% | 0,0001% | 3,0564% | 3,0564% | -0,0001% | 0,0003% |
| **Média Aritmética** | **0,3125%** | **-0,0502%** | **-0,4888%** | **1,8170%** | **2,1868%** | **-0,7210%** | **0,0055%** |
| **Desvio Padrão** | **0,0042** | **0,0028** | **0,0047** | **0,0137** | **0,0099** | **0,0077** | **0,0001** |

Fonte: Autoria própria.

Observa-se um aumento notável na quantidade de divergências para os perfis Z45 em comparação aos perfis Z90, diferença essa atribuída à maior complexidade geométrica da seção, uma vez que o enrijecedor está inclinado a um ângulo de 45°, o que torna as formulações das larguras efetivas mais complexas do ponto de vista analítico. Entretanto, embora os perfis Z45 apresentem, para a maioria dos esforços resistentes, diferenças médias percentuais mais altas, os desvios padrões observados são menores. Além disso, por se tratar de um método iterativo, e considerando a complexidade na determinação analítica das larguras efetivas para ambas as seções, pequenas discrepâncias iniciais podem ser propagadas ao longo da rotina computacional, resultando em diferenças mais expressivas nos valores finais. Seguindo a mesma lógica, as divergências percentuais mais significativas, quando comparados perfis de mesma altura, ocorreram naqueles com maior esbeltez, os quais tiveram as larguras dos subelementos reduzidas.

Para os perfis de altura $d$ igual a 150 mm e 250 mm, foi realizada uma análise paramétrica, mantendo-se constantes os demais parâmetros geométricos e variando-se apenas a espessura de 2,00 mm para 4,75 mm. Nesse contexto, a Tabela 9 apresenta o aumento percentual da resistência de cálculo decorrente do incremento de rigidez na seção transversal.

**Tabela 9 -** Impacto do aumento de espessura nas resistências de cálculo.

| Esforços resistentes | Ferramenta computacional | | | | DimPerfil 4.0 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Z45 | | Z90 | | Z45 | | Z90 | |
| | 150 | 250 | 150 | 250 | 150 | 250 | 150 | 250 |
| $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | 138% | 244% | 110% | 203% | 139% | 243% | 110% | 201% |
| $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | 171% | 206% | 147% | 159% | 171% | 206% | 147% | 158% |
| $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | 170% | 233% | 110% | 166% | 167% | 231% | 110% | N.C. |
| $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | 136% | 178% | 96% | 142% | 141% | 184% | 96% | 137% |
| $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | 136% | 178% | 96% | 142% | 141% | 182% | 96% | 137% |
| $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | 169% | 219% | 96% | 136% | 166% | 214% | 96% | N.C. |
| $N_{c,Rd}$ $(kNcm)$ | 114% | 200% | 94% | 173% | 114% | 200% | 94% | 173% |

Fonte: Autoria própria.

Para os dois perfis, evidencia-se um aumento significativo de resistência ao se alterar somente a espessura. Convém salientar que o aumento nas resistências não se comporta de maneira linear ao aumento da espessura (igual a 138%) para as duas alturas.

### 3.2.2 Exemplo de dimensionamento

Com a finalidade de simular uma real situação de dimensionamento e verificação de terças de cobertura, variando a quantidades de tirantes por seção e realizando a análise por viga biapoiada e viga contínua em dois vãos, foram inseridos na interface os dados apresentados na Tabela 10.

**Tabela 10 –** Dados de entrada na interface para exemplo de dimensionamento

| Dados de entrada na interface | | |
|---|---|---|
| **Tensão de escoamento** | 300,00 | MPa |
| **Afastamento entre terças** | 2,50 | m |
| **Distância entre tesouras** | 6,00 | m |
| **Inclinação da cobertura** | 10,00 | ° |
| **Diâmetro dos tirantes** | 10,00 | mm |
| **Peso próprio da telha** | -6,00 | kg/m² |
| **Carga de vento** | 0,63 | kN/m² |
| **Esforço axial de cálculo** | 30,00 | kN |

Fonte: Autoria própria.

Para a análise, a terça foi considerada como parte do sistema de contraventamento da cobertura, assumindo-se que as telhas não fornecem travamento lateral à mesa superior do perfil. Adotou-se o elemento Z45 200x75x20x2.00 para essa verificação e os resultados estão presentes na Tabela 11.

**Tabela 11 –** Resultados gerados pela interface para o perfil Z45 200x75x20x2.00.

| **VIGA BIAPOIADA \| 1 TIRANTE POR VÃO** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{x,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Sd}$ $(kN)$ | $N_{c,Rd}$ $(kN)$ | Verificação |
| -892,48 | 23,81 | 988,38 | 887,78 | 992,09 | 288,67 | 288,67 | 273,30 | 30,00 | 57,95 | Não Passa |
| **VIGA CONTÍNUA \| 1 TIRANTE POR VÃO** | | | | | | | | | | |
| $M_{x,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Sd}$ $(kN)$ | $N_{c,Rd}$ $(kN)$ | Verificação |
| 892,48 | 20,41 | 988,38 | 858,51 | 992,09 | 288,67 | 288,67 | 273,30 | 30,00 | 57,95 | Não Passa |
| **VIGA CONTÍNUA \| 2 TIRANTES POR VÃO** | | | | | | | | | | |
| $M_{x,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Sd}$ $(kN)$ | $N_{c,Rd}$ $(kN)$ | Verificação |
| 892,48 | 8,96 | 988,38 | 963,67 | 992,09 | 288,67 | 288,67 | 273,30 | 30,00 | 95,05 | Passa |
| **VIGA CONTÍNUA \| 3 TIRANTES POR VÃO** | | | | | | | | | | |
| $M_{x,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Sd}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{x,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(ESC)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(FLT)}$ $(kNcm)$ | $M_{y,Rd(DIST)}$ $(kNcm)$ | $N_{c,Sd}$ $(kN)$ | $N_{c,Rd}$ $(kN)$ | Verificação |
| 892,48 | 5,03 | 988,38 | 988,38 | 992,09 | 288,67 | 288,67 | 273,30 | 30,00 | 103,55 | Passa |

Fonte: Autoria própria.

As células em vermelho indicam esforços resistentes inferiores aos solicitantes. A medida em que se adicionam tirantes, o comprimento destravado em torno do eixo y ($L_y$) diminui, aumentando o momento crítico à FLT e, consequentemente, a resistência correspondente a esse este estado limite último. Além disso, ocorre uma diminuição do momento solicitante na menor inércia ($M_{y,Sd}$), e há uma inversão de sinal de $M_{x,Sd}$ entre as análises. Na configuração de viga biapoiada, o momento solicitante de cálculo em torno da maior inércia assume valor negativo no meio do vão, comprimindo a mesa inferior da terça. Assim, mesmo que o projetista considere a telha como elemento de travamento da mesa superior, a verificação da flambagem lateral por torção continua sendo necessária. Já na análise como viga contínua, o momento solicitante de cálculo torna-se positivo nesse mesmo eixo, concentrando-se sobre o apoio interno (tesoura) e comprimindo a mesa superior da terça. Neste cenário, a carga distribuída de cálculo atuou no sentido antigravitacional, em que prevaleceu o carregamento de vento responsável por esforços de sucção na cobertura, o que influencia diretamente nas considerações de análise. Caso sua direção fosse descendente, as observações feitas anteriormente seriam invertidas. Ressalta-se que, nos casos em que a verificação estrutural não foi atendida, viga biapoiada e viga contínua com um tirante, a ferramenta computacional identifica automaticamente o próximo perfil disponível que satisfaz os critérios de dimensionamento. No caso deste exemplo, este perfil foi o Z45 200x75x30x6,30.

Na análise de uma terça biapoiada, caso a telha seja considerada como elemento de travamento lateral da mesa superior da terça, a interface deixa de exibir os momentos resistentes à flambagem lateral por

torção (FLT), o que pode levar à adoção de perfis de menor peso. Da mesma forma, se a terça não for considerada como parte do sistema de contraventamento, os esforços axiais também não são apresentados e o dimensionamento realizado considera apenas a flexão oblíqua.

## 4 CONCLUSÃO

Neste trabalho uma ferramenta computacional é desenvolvida para o dimensionamento e verificação de perfis Z enrijecidos a 90 e 45° aplicando o MLE e o MRD. A validação da ferramenta computacional foi realizada por meio da comparação dos esforços resistentes obtidos pela ferramenta computacional com os obtidos pelo software DimPerfil 4.0. Para o MLE, as diferenças mais notáveis entre os programas ocorreram nos perfis que tiveram as larguras dos subelementos reduzidas. Essas variações podem ser atribuídas à complexidade analítica do método por sua natureza iterativa que, consequentemente, propaga erros de aproximação na rotina de cálculo. Para o MRD, as diferenças entre os programas podem ser atribuídas a eventuais discrepâncias entre os fatores de carga, e logo, momentos de FD elástica, extraídos dos programas que realizam a análise elástica das barras, bem como erros de aproximação.

Dessa forma, o programa implementado apresentou valores satisfatórios frente aos de referência e pode ser considerado validado, já que os desvios padrão foram pequenos e a máxima diferença percentual média foi de 2,2%, considerando ambos os perfis Z90 e Z45. Sendo assim, o modelo computacional é capaz de calcular, por meio do MLE, o esforço axial de compressão, os momentos resistentes ao escoamento da seção efetiva e à flambagem lateral com torção, bem como o momento resistente à flambagem distorcional, utilizando o MRD.

Foi feita uma simulação de verificação e dimensionamento de terças de cobertura, realizando a análise como viga biapoiada e viga contínua em dois vãos, variando a quantidade de tirantes. Os resultados demonstraram que o aumento do número de tirantes melhora a resistência à flambagem lateral com torção consideravelmente, como era de se esperar. A adoção da hipótese de travamento da mesa superior pela telha permite desconsiderar a verificação à FLT sob momento positivo, possibilitando empregar perfis menores. No entanto, essa simplificação não isenta a necessidade de verificar a mesa inferior quando submetida a momento negativo. No exemplo analisado, o momento solicitante de cálculo máximo em torno de x é negativo na análise como viga biapoiada, e positivo quando considerada como viga contínua. Os momentos solicitantes de cálculo em torno de y são positivos, havendo a redução do seu valor ao passo que tirantes são adicionados. Nos casos em que os perfis inicialmente avaliados não atendiam aos critérios de segurança, a interface indicava automaticamente os próximos perfis cadastrados que satisfaziam às verificações exigidas.

Constatou-se um considerável aumento da resistência para perfis de mesmas dimensões, variando apenas sua espessura. Percebe-se que o aumento de resistência não é linearmente proporcional ao aumento de espessura. Por fim, ressalta-se que, a ferramenta serve de auxílio no dimensionamento de terças, porém uma análise estrutural minuciosa da interação das terças com outros elementos estruturais é necessária para garantir a segurança da edificação.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem à CAPES e à FAPES pelo apoio financeiro concedido durante o desenvolvimento deste estudo. A quarta autora agradece à FAPES pela concessão da bolsa de produtividade em pesquisa.

**REFERÊNCIAS**

1 Silva EL, Pierin I, Silva VP. Manual de construção em aço: estruturas compostas por perfis formados a frio – dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012. Rio de Janeiro, 2014.

2 Choudrai GM de B. Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos a compressão [tese]. São Carlos: Universidade de São Paulo; 2006.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Perfis de aço formados a frio: Padronização. ABNT NBR 6355. Rio de Janeiro: ABNT; 2012.

4 Javaroni CE. Perfis de aço formados a frio submetidos à flexão: análise teórico-experimental [tese]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 1999.

5 Gomes DM, Cunha Sarmanho AM, Teixeira de Souza F. Análise numérica de pilares formados a frio do tipo rack com perfurações de bordas enrijecidas. REEC. 2023 [acesso em 15 de maio de 2025];19(1):78-91. Disponível em: https://revistas.ufg.br/reec/article/view/74342

6 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT; 2010.

7 Pierin I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio [tese]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2011.

8 Schafer BW. Constrained and Unconstrained Finite Strip Method (CUFSM). Versão 5.04 [software]. 2020 [acesso em 24 de junho de 2024]. Disponível em: https://www.ce.jhu.edu/cufsm/.

9 Grigoletti GC. Otimização via algoritmos genéticos de perfis U formados a frio submetidos à compressão utilizando o Método da Resistência Direta [tese]. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul; 2008.

10 Baságlia CD. Sobre o comportamento estrutural de terças de aço considerando a interação com as telhas [dissertação]. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos; 2004.

11 Fakury RH, Silva ALRC, Caldas RB. Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto. 1ª ed. São Paulo: Editora Pearson; 2016.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Construções leves estruturadas em aço: projeto, dimensionamento, fabricação e montagem

# AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO SOB COMPRESSÃO AXIAL PROPOSTO NA REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 14762

Rafael Vieira de Oliveira[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

**Resumo**
Perfis de aço Formados a Frio (PFFs) com paredes finas têm a resistência fortemente influenciada pela flambagem, seja ela desenvolvida com modos isolados (Local (L), Distorcional (D) e Global (G)) ou com modos combinados (LG, LD, DG ou LDG). Apesar de resultados experimentais prévios indicarem a relevância da interação LD, a NBR 14762:2010 considera o Método da Resistência Direta (MRD) e o Método das Seções Efetivas (MSE) para o cálculo da resistência à compressão axial dos PFFs, incluindo apenas os modos L, D e LG. Com o objetivo de aprimorar a estimativa de resistência desses elementos, a revisão da NBR 14762 que está sendo realizada em Comissão de Estudos ABNT, está considerando a inclusão de procedimentos de cálculo desenvolvidos pelo grupo de pesquisa do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE (LABEST), que considera os modos L, D, G e as interações entre modos de flambagem LD, LG, DG e LDG. Com isso, o principal objetivo deste trabalho consiste em verificar a efetividade dessa solução proposta pelo referido grupo de pesquisa, tomando por base o conjunto de seções U enrijecidas relacionadas na NBR 6355. O estudo baseia-se em análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos e investiga o comportamento dos PFFs nas regiões sensíveis quanto às interações LD e LDG.

**Palavras-chave**: interação entre modos de flambagem; perfis de aço formados a frio; compressão axial; modo de flambagem LD; modo de flambagem LDG.

# EVALUATION OF THE PROPOSED DESIGN METHOD FOR COLD-FORMED MEMBERS UNDER AXIAL COMPRESSION IN THE CONTEXT OF THE REVISION OF THE CODE ABNT NBR 14762

**Abstract**

The strength of thin-walled cold-formed steel (CFS) members is strongly influenced by buckling, whether it occurs in isolated modes (Local (L), Distortional (D) and Global (G)) or in combined modes (LG, LD, DG or LDG). Despite previous experimental results indicating the relevance of the LD interaction, the NBR 14762:2010 considers the Direct Strength Method (DSM) and the Effective Section Method (ESM) for estimating the compressive strength of CFS members, which only includes the L, D and LG modes. To improve the strength estimation of such members, the revision of the Brazilian code NBR 14762, which is currently being carried out by the ABNT Study Commission, is considering the design procedures developed by the research group of the COPPE's Structures and Materials Laboratory (LABEST), which takes into account the buckling modes L, D, G and the buckling interactions LD, LG, DG and LDG. In this context, the main aspect of this work is to verify the effectiveness of the proposed solution by the afore-mentioned research group, based on the lipped-channel members presented in the Brazilian code ABNT NBR 6355. The study is based on numerical analyses using finite element method and investigates the behavior of CFS members in sensitive regions in terms of LD and LDG interactions.

**Keywords**: buckling modes interaction; cold-formed steel members; axial compression; LD buckling mode; LDG buckling mode.

[1] Mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2] Professor colaborador voluntário, Titular, aposentado, Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A norma brasileira de dimensionamento de estruturas de aço constituídas por Perfis Formados a Frio (PFFs), NBR 14762 [17], encontra-se atualmente defasada em relação aos avanços das pesquisas no que diz respeito ao cálculo da resistência à compressão axial. A última revisão desta norma, realizada no ano de 2010, considera na compressão axial os modos isolados Local (L), Distorcional (D), Global (G) e apenas o modo de interação LG, negligenciando os efeitos dos demais modos de interação, a saber, LD, DG e LDG. O modelo de cálculo presente nessa norma é baseado no Método da Resistência Direta (MRD) [7] e no Método das Seções Efetivas (MSE) [8], métodos amplamente aceitos pela comunidade acadêmica, mas que apenas consideram os efeitos da interação LG.

Nesse contexto, Batista *et al.* [9], motivados por estudos que mostram a relevância dos modos LD e LDG (Matsubara *et al.* [12] e Matsubara [14]), desenvolveram uma metodologia "*all-in-one*" que considera todos os modos de flambagem no cálculo da resistência à compressão axial de PFFs. Essa metodologia baseia-se no MRD, sendo construída sobre as equações do tipo Winter e da resistência para o modo G [20], e aplica-se às seções U enrijecido (Ue), Z enrijecido (Ze), Hat e Rack. Por expandir a abrangência do MRD para os demais modos de flambagem, essa proposta é nomeada por Método da Resistência Direta Generalizado (MRDG).

O MRDG será o foco deste artigo. Neste trabalho será investigada a acurácia e precisão deste método na estimativa da resistência de colunas de PFF com seções Ue comerciais, conforme padronização da NBR 6355 [18]. Para isso, utiliza-se a análise de confiabilidade, em termos do coeficiente de ponderação da resistência γ presente na NBR 14762 [17], onde se utiliza como parâmetro de comparação os resultados de resistência obtidos através de análise das colunas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Ao fim desta avaliação, chega-se a um conjunto de dados abrangente que permite entender a relevância do MRDG e, portanto, a sua viabilidade para ser adotado na próxima revisão da NBR 14762 [17] que se encontra em andamento.

## 2 MÉTODO PROPOSTO PARA DIMENSIONAMENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS AXIALMENTE

A NBR 14762:2010 indica o MRD e MSE para o cálculo da resistência última de PFFs sob compressão axial. Essa versão da norma estabelece que a resistência última $N_{cR}$ é igual ao menor valor entre as resistências para os modos de flambagem LG e D (respectivamente, $N_{cRLG}$ e $N_{cRD}$) que são calculadas pelas Equações 1 e 2.

$$N_{cRLG} = \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_{LG}^{0,8}}\right)\frac{\chi N_y}{\lambda_{LG}^{0,8}} \qquad com\ N_{cRLG} \leq \chi N_y \tag{1}$$

$$N_{cRD} = \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_{D}^{1,2}}\right)\frac{N_y}{\lambda_{D}^{1,2}} \qquad com\ N_{cRD} \leq N_y \tag{2}$$

Nessas equações $N_y = f_y A$ é a resistência axial ao escoamento, $f_y$ é a tensão de escoamento, *A* é a área da seção transversal, e $\chi$ é o fator de resistência para flambagem global definido pela Equação 3. $\lambda_{LG} = (\chi N_y / N_L)^{0,5}$, $\lambda_D = (N_y / N_D)^{0,5}$ e $\lambda_G = (N_y / N_G)^{0,5}$ são os índices de esbeltez para, respectivamente, flambagem LG, D e G.

$$\chi = \begin{cases} 0{,}658^{\lambda_G^2}, & \lambda_G \leq 1{,}50 \\ \dfrac{0{,}877}{\lambda_G^2}, & \lambda_G > 1{,}50 \end{cases} \tag{3}$$

A nova versão da NBR 14762, conforme proposta de revisão da Comissão de Estudo da ABNT [21], o MRDG e o MSE serão indicados para o cálculo da resistência última de PFFs sob compressão axial. O método de cálculo prevê que a resistência última $N_{cR}$ engloba os casos de instabilidade com modos individuais — L, D e G — e os casos de interação — LD, LG, DG e LDG — conforme apresentado na Equação 4, em conjunto com as Equações 5 a 12. Nessas equações $R_{\lambda DL}$ se refere à razão $\lambda_D / \lambda_L$, em que $\lambda_L = (N_y / N_L)^{0,5}$ é o índice de esbeltez para a flambagem L.

$$N_{cRLDG} = \left(1 - \frac{a}{\lambda_{LDG}^b}\right) \frac{\chi_m N_y}{\lambda_{LDG}^b} \qquad com\ N_{cRLDG} \leq \chi N_y \tag{4}$$

Em que:

$$\lambda_{LDG} = \sqrt{\frac{\chi_m N_y}{mín.\{N_L; N_D\}}} \tag{5}$$

$$\chi_m = \begin{cases} c^{\lambda_G^d} & para\ \lambda_G \leq 1{,}5 \\ \dfrac{e}{\lambda_G^f} & para\ \lambda_G > 1{,}5 \end{cases} \qquad com\ \lambda_G = \sqrt{\frac{N_y}{N_G}} \tag{6}$$

$$a = \begin{cases} 0{,}15, & R_{\lambda DL} < 0{,}80 \\ 0{,}4R_{\lambda DL} - 0{,}17, & 0{,}80 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 0{,}25, & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \tag{7}$$

$$b = \begin{cases} 0{,}80, & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ -2{,}26R_{\lambda DL}^2 + 4{,}06R_{\lambda DL} - 0{,}57, & 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 1{,}20, & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \tag{8}$$

$$c = \begin{cases} 0{,}66, & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ 0{,}20R_{\lambda DL} + 0{,}57, & 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}65 \\ 0{,}90, & R_{\lambda DL} > 1{,}65 \end{cases} \tag{9}$$

$$d = \begin{cases} 2{,}00, & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ 0{,}20R_{\lambda DL} + 1{,}91, & 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}65 \\ 2{,}24, & R_{\lambda DL} > 1{,}65 \end{cases} \quad (10)$$

$$e = \begin{cases} 0{,}88, & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ 0{,}35R_{\lambda DL} + 0{,}72, & 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}65 \\ 1{,}30, & R_{\lambda DL} > 1{,}65 \end{cases} \quad (11)$$

$$f = \begin{cases} 2{,}00, & R_{\lambda DL} < 0{,}55 \\ -0{,}59R_{\lambda DL} + 2{,}32, & 0{,}55 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}65 \\ 1{,}35, & R_{\lambda DL} > 1{,}65 \end{cases} \quad (12)$$

O método proposto, o MRDG, se baseia na formulação original do MRD, sendo introduzidos os parâmetros $a - f$ e o fator de resistência para flambagem global modificado $\chi_m$. Os parâmetros *a* e *b* são referentes aos modos L, D e LD. Conforme investigação de Matsubara e Batista [13], a interação LD pode ser considerada para $R_{\lambda DL}$ variando entre 0,45 e 1,05. Fora desse intervalo, se o modo L é dominante ($R_{\lambda DL} < 0{,}45$) *a* e *b* são iguais aos parâmetros do MRD para o modo L — respectivamente, 0,15 e 0,8 — e se, por outro lado, o modo D for dominante ($R_{\lambda DL} > 1{,}05$), *a* e *b* são iguais aos parâmetros do MRD para o modo D — respectivamente, 0,25 e 1,2. Até esse ponto a novidade em relação ao tradicional MRD é a consideração da interação LD. Neste caso *a* e *b* assumem valores distintos daqueles para os modos L e D do MRD de forma a ajustar a solução para a interação LD.

O fator $\chi_m$ depende dos parâmetros $c - f$, inclui a influência do modo global, referente às interações LG, DG e LDG. Desse modo, se o modo L é dominante, $\chi_m$ converge para $\chi$, representando o modo LG. Se, por outro lado, o modo D é dominante, os parâmetros $c - f$ são ajustados para que $\chi_m$ represente o modo DG. Por fim, para o caso de LD, o parâmetro de flambagem global representa o modo de tripla interação – LDG.

No dimensionamento à compressão axial, seja utilizando o MRD tradicional ou o MRDG, é necessário obter as forças críticas de flambagem L, D e G (respectivamente, $N_L$, $N_D$ e $N_G$). Para o cálculo de $N_L$ é utilizado, quando aplicável, o MSE preconizado na norma NBR 14762:2010. Para os casos não aplicáveis ao MSE, a carga crítica local é obtida através de análise de flambagem (neste trabalho realizada com modos isolados utilizando a Teoria Generalizada de Vigas por meio do software GBTUL [3]), assim como é feito para a obtenção de $N_D$. Para o modo global, por sua vez, $N_G$ pode ser calculado utilizando as equações da teoria de estabilidade elástica.

## 3 APLICAÇÃO DO MRDG PROPOSTA PARA A REVISÃO DA NBR 14762

Em linha com o objetivo do trabalho, um grupo de barras estruturais de aço formadas a frio foi escolhido na NBR 6355:2012 e submetido a compressão axial. Os resultados obtidos da resistência estrutural são avaliados com base nas seguintes metodologias: i) MRD e MSE preconizados na NBR 14762:2010; ii) MRDG; e iii) método dos elementos finitos com o software ANSYS [1].

Os resultados obtidos em (i) e (ii) foram avaliados com base na comparação com os resultados numéricos pelo MEF (iii). Estes resultados têm a confiabilidade aferida utilizando-se o coeficiente de ponderação da resistência (γ) conforme sugerido na NBR 14762 (equivalente ao método LRFD (*Load and*

*Resistance Factor Design*) preconizado na norma norte americana para projetos de estruturas de perfis de aço formados a frio, AISI-S100-16 [19]).

### 3.1 Grupo de barras estudadas na compressão axial

A Tabela 3 do anexo apresenta as características geométricas das barras com seção U enrijecido analisadas na compressão axial consideradas para o presente estudo. $b_w$, $b_f$, $b_s$ e $t$ são as dimensões da seção pela linha média do perfil conforme mostra a Figura 1, $A$ é área da seção e $l$ é o comprimento da barra. Esses perfis foram extraídos do grupo de perfis estruturais de aço formados a frio de séries comerciais apresentados na NBR 6355:2021.

Foi considerado aço de padrão corrente (ASTM A 572 grau 50) com módulo de elasticidade *E* = 200 GPa, coeficiente de poisson *v* = 0,3 e tensão de escoamento $f_y$ = 345 MPa para todas as barras avaliadas na compressão axial.

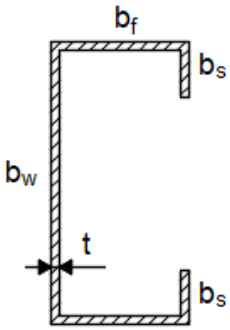



Figura 1. Nomenclatura das dimensões da seção transversal $U_e$: dimensões pela linha média

O grupo de PFFs para estudo é estabelecido focando-se nos casos de interação LD e LDG. Dessa forma, para o grupo LD os comprimentos dos elementos são definidos entre $l_{mínLD} = 2bw$ e $l_{máxLD}$ limitado a $R_{\lambda GDL} \leq 0{,}4$ (com $R_{\lambda GDL} = \lambda_G/\lambda_{máxLD}$), com incrementos de comprimento iguais a $b_w$. O critério de comprimento máximo tem o propósito de evitar a influência do modo global nas análises, conforme destacado por Matsubara e Batista [13], enquanto o comprimento mínimo garante o desenvolvimento isolado do modo L. Para o grupo LDG os comprimentos dos elementos são definidos entre $l_{mínLDG}$ (onde $R_{\lambda GDL} = \lambda_G/\lambda_{máxLD} = 0{,}8$) e $l_{máxLDG}$ (onde $R_{\lambda GDL} = \lambda_G/\lambda_{máxLD} = 1{,}0$ ou o índice de esbeltez da barra — $Kl/r$, em que $Kl$ é o comprimento efetivo de flambagem global e $r$ é o raio de giração da seção — é igual a 200, aquele que gerar o menor valor de $l_{máxLDG}$). Os incrementos de comprimento são iguais a $b_w$. Esses critérios garantem que as barras em estudo se situem na região suscetível à tripla interação LDG, conforme observado por Matsubara [14], e não excedam o limite de esbeltez de barras comprimidas definido na NBR 14762.

De maneira gráfica, a Figura 2 apresenta os limites que governam a definição dos comprimentos das colunas consideradas neste trabalho. As colunas definidas a partir desses critérios são divididas em dois grupos em função de sua condição de extremidade: (a) ambas as extremidades parcialmente engastadas, de forma a prevenir rotações, flexão de placa e empenamento e permitir apenas deslocamento na direção axial da coluna; e (b) ambos os extremos simplesmente apoiados, de forma a impedir apenas a translação transversal, sendo o empenamento livre. Esses dois grupos, por

simplicidade, são referidos ao longo do texto e nas tabelas por, respectivamente, FF e SS (abreviação de Fixo-Fixo e Simples-Simples). A Tabela 3 no anexo apresenta todos os casos gerados a partir dos critérios de comprimento e de condição de extremidade aqui apresentados.

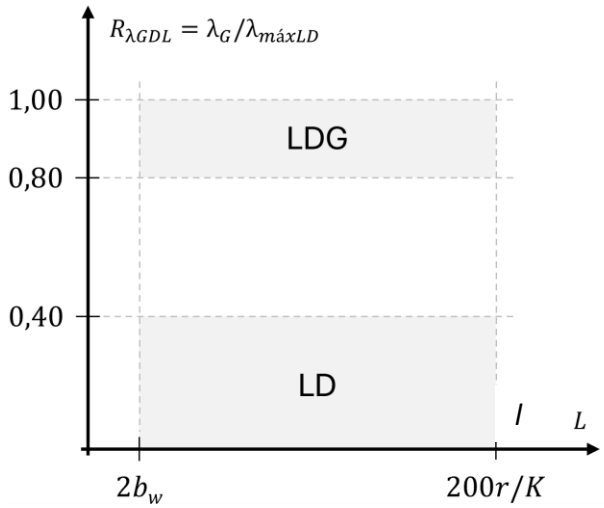



Figura 2. Domínio considerado para a definição dos comprimentos dos elementos de estudo para interação LD e LDG

### 3.1 Investigação via MEF

A análise numérica pelo MEF foi realizada com o software ANSYS [1]. Considerou-se na análise o aço com comportamento bilinear, tendo patamar horizontal de escoamento igual à tensão de escoamento $f_y$ e sem considerar a fase do encruamento do material. Os cantos das peças foram modelados sem apresentar a curva de dobramento da chapa, não foi considerado o aumento da tensão de escoamento causado pelo trabalho a frio nas regiões vizinhas aos cantos dobrados, assim como não foi considerado o efeito das tensões residuais. Estas premissas foram testadas anteriormente por Matsubara e Batista [13] e concluiu-se que não implicam em efeitos significativos nos resultados das análises pelo MEF.

#### 3.1.1 Modelo de elementos finitos

Os modelos numéricos das barras na compressão axial foram elaborados utilizando o elemento de casca quadrilateral *shell* 181 do ANSYS [1], com dimensões não maiores do que 5mm para colunas com comprimento de no máximo 3,0 m e não maiores do que 10 mm para colunas com comprimento maior do que 3,0 m. A opção de malha de 5 mm foi considerada satisfatória e adequada por Matsubara *et al*. [8] e a condição de malha de 10 mm para colunas com comprimento maior do que 3,0 m foi considerada satisfatória por Oliveira [22] para o tipo de análise presente nesta pesquisa.

Foram aplicadas duas forças axiais nas extremidades da coluna, localizadas no centroide da peça em sentidos opostos, de forma a comprimi-la. O valor absoluto da força aplicada (máximo) corresponde à carga de plastificação do aço, $N_y = Af_y$. Dois tipos distintos de condição de extremidade são considerados: SS - todos os deslocamentos no plano da seção transversal impedidos e rotações e

deslocamento axial liberados (ver Figura 3); e FF- todos os deslocamentos no plano da seção transversal impedidos, rotações dos nós da extremidade em relação ao centroide da seção impedidos em todas as direções e deslocamento axial liberado. Nesse último caso as restrições de deslocamento são aplicadas ao nó do centroide — nó *master* — que, através de contato rígido, as transfere para os nós da extremidade da seção (ver Figura 4). Adicionalmente, o deslocamento axial do nó localizado a meio comprimento do perfil ($l/2$) e no centro de sua alma ($b_w/2$) é restringido, conforme mostram as Figuras 3 e 4.

Na análise não linear, utiliza-se o método Newton-Raphson com a estratégia de controle de comprimento de arco disponível no ANSYS. A imperfeição inicial adotada para o início da análise não linear incremental-iterativa depende do grupo de PFF estudado: para o grupo LD a imperfeição inicial possui amplitude máxima igual a 10% da espessura do perfil e forma igual ao autovetor do primeiro modo de flambagem, seja ele L ou D. Para os PFFs do grupo LDG a imperfeição inicial possui amplitude máxima igual a $l/1000$ (imperfeição típica para o modo G) e forma igual ao autovetor do primeiro modo de flambagem G. Ambos os procedimentos concernentes à imperfeição inicial, para LD e LDG, atendem à necessidade de produzir resultados compatíveis com os registros experimentais disponíveis na literatura (Matsubara *et al.* [12]; Matsubara [14]). Para os PFFs do grupo de estudo LDG nem sempre o primeiro modo de flambagem é do tipo G, sendo necessário, nesses casos, recorre-se à estratégia de aumentar a espessura da parede do perfil a fim de alcançar o modo de flambagem G e, então, extrair o autovetor a ser utilizado como referência para a imperfeição inicial na análise não linear (que será realizada com o perfil com a espessura de parede original).

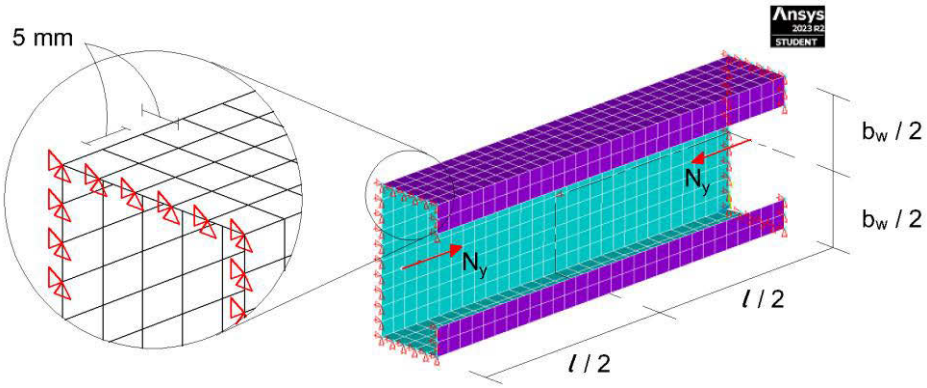



Figura 3. Condições de contorno para análise SS aplicadas ao modelo de PFF - exemplo para seção Ue com comprimento menor ou igual a 3000 mm

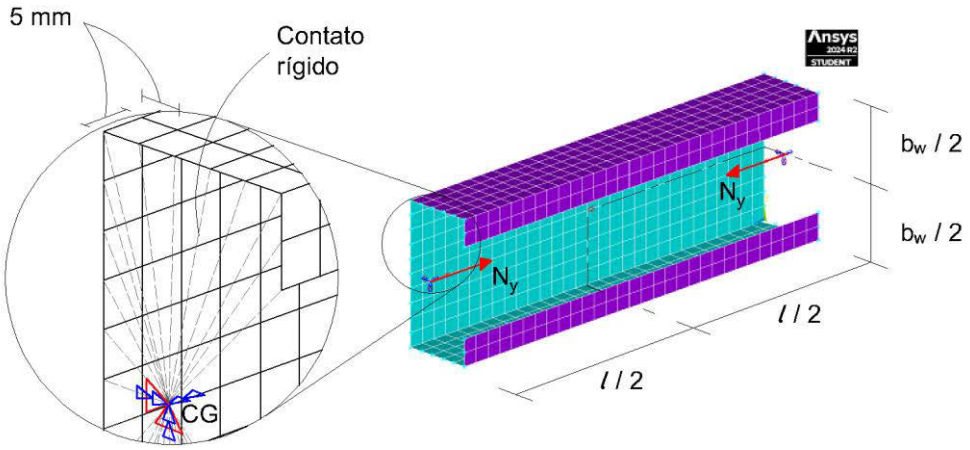



Figura 4. Condições de contorno para análise FF aplicadas ao modelo de PFF - exemplo para seção Ue com comprimento menor ou igual a 3000 mm

### 3.1.2 Validação do modelo numérico

A fim de atestar o desempenho adequado do modelo numérico frente a resultados de ensaios experimentais, foi realizada a validação utilizando os ensaios experimentais na compressão axial apresentados nas Tabelas 4 e 5 do anexo. Esses ensaios são reproduzidos no modelo numérico e as cargas axiais últimas são comparadas. As Figuras 5 e 6 apresentam a comparação gráfica entre os resultados experimentais da literatura e os resultados numéricos. A primeira para o modo LD e a segunda para o modo LDG. A média e o desvio padrão da razão $N_{uMEF}/N_{uEXP}$ obtidos para o grupo de análise de validação LD são, respectivamente, iguais a 1,07 e 0,10 e para o grupo de análise de validação LDG são, respectivamente, 0,97 e 0,07. Com isso, o modelo aqui descrito é considerado adequado para a realização dos estudos a que se propõe esta pesquisa.

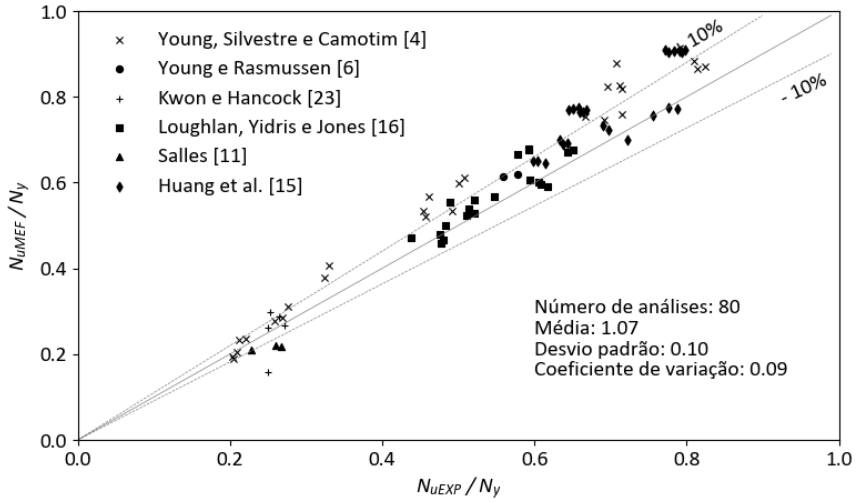



Figura 5. Comparação entre valores numéricos e experimentais dos casos listados na

Tabela 4 para validação do modelo numérico para o grupo de estudo LD

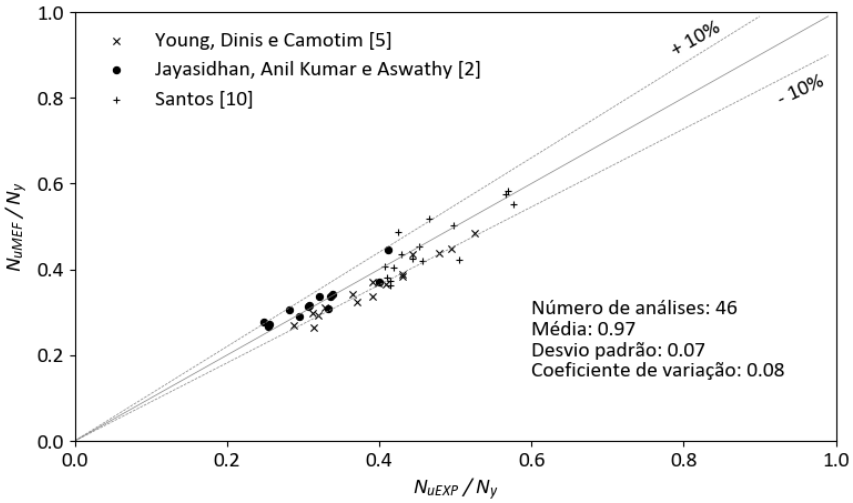



Figura 6. Comparação entre valores numéricos e experimentais dos casos listados na Tabela 5 para validação do modelo numérico para o grupo de estudo LDG

### 3.2 Análise da confiabilidade

Para a análise de confiabilidade é utilizado o coeficiente de ponderação da resistência γ presente na NBR 14762:2010. Para a obtenção da resistência através de ensaios (no presente estudo, resultados numéricos obtidos pelo MEF), a referida norma brasileira define o fator de resistência γ conforme a Equação 13, em que $M_m$ e $V_M$ são, respectivamente, fator e coeficiente de variação relativo ao material (1,10 e 0,10); $F_m$ e $V_F$ são, respectivamente, fator e coeficiente de variação relativos à fabricação (1,00 e 0,05); $\beta_0$ é a confiabilidade alvo e $V_Q$ é o coeficiente de variação devido aos efeitos de carregamentos, definidos, respectivamente, como 2,5 e 0,21. Por sua vez, $P_m$, $V_P$ e $C_P$ são, respectivamente: média, coeficiente de variação e fator de correção da razão entre os resultados obtidos numericamente e os resultados analíticos. O fator de correção ($C_P$) depende do número de amostras $n$ e é calculado conforme a Equação 14.

Por fim, $C_\Phi$ é o coeficiente de calibração definido na NBR 14762:2010 como 1,52. Porém, esse valor está condicionado à premissa de que a combinação de carregamentos solicitando o elemento é da forma $1{,}2F_G + 1{,}6F_Q$ — sendo $F_G$ o carregamento permanente e $F_Q$ o carregamento variável — e que a relação $F_G/F_Q$ é igual a 1/5. Essas premissas foram herdadas da norma americana AISI S100-16 (2020) [19], mas, conforme previsto na revisão da NBR 14762 (2025) [21], é mais adequado utilizar a combinação de cargas corrente no Brasil, $1{,}25F_G + 1{,}5F_Q$. Dessa forma, o coeficiente de calibração $C_\Phi$ é atualizado para 1,45, sendo esse o valor adotado neste trabalho.

$$\gamma = 1/\left[C_\Phi M_m F_m P_m e^{-\beta_0\sqrt{V_M^2+V_F^2+C_P V_P^2+V_Q^2}}\right] \quad (13)$$

$$C_p = \left(1+\frac{1}{n}\right)\frac{n-1}{n-3} \quad para\ n \geq 4 \quad (14)$$

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir do grupo de PFFs apresentado em 3.1 e selecionado para este estudo, foram obtidos os resultados de resistência através do MEF, MRD e MRDG para os casos nas regiões suscetível às interações LD e LDG e para as condições de extremidade SS e FF. Com isso, os resultados oriundos do MRD e MRDG foram submetidos a análise de confiabilidade tomando-se como referência os resultados obtidos via MEF. Os resultados de confiabilidade para os casos nas regiões de interação LD e LDG são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 1 e 2.

Observa-se que para os casos no domínio LD o MRDG se mostrou melhor em termos de confiabilidade quando comparado com o MRD, principalmente para as colunas com condição de extremidade simplesmente apoiadas. Isso mostra como a modificação da solução generalizada do MRD foi capaz de ajustar bem a estimativa de resistência quando da interação LD, ajuste esse que não é previsto no MRD tradicional como pode ser observado comparando-se as Figuras 7 e 8. Esta primeira apresenta a razão entre os resultados numéricos e os resultados do MRD ao longo de $R_{\lambda DL}$ e a Figura 8 apresenta a mesma distribuição para os resultados do MRDG. Fica notório, observando os dois gráficos, a ineficácia do MRD em prever a redução de resistência causada pela interação LD e o sucesso do MRDG em fazê-lo.

Tabela 1. Resultados de confiabilidade para os casos na região de interação LD

| Condição de extremidade | Coeficiente de ponderação da resistência (γ) | |
|---|---|---|
| | MRD | MRDG |
| SS | 1,23 | 1,14 |
| FF | 1,02 | 1,01 |

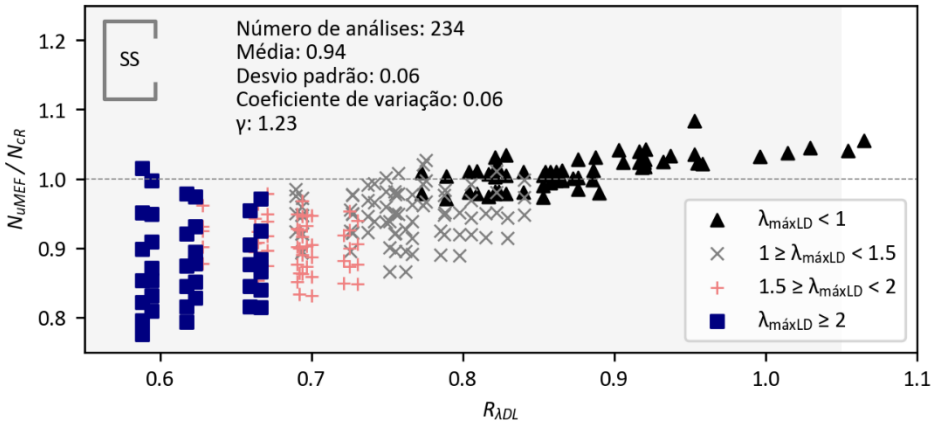



Figura 7. Razão entre a carga última obtida na análise numérica e a carga última calculada através do MRD *versus* $R_{\lambda DL}$ - caso $U_e$ - SS

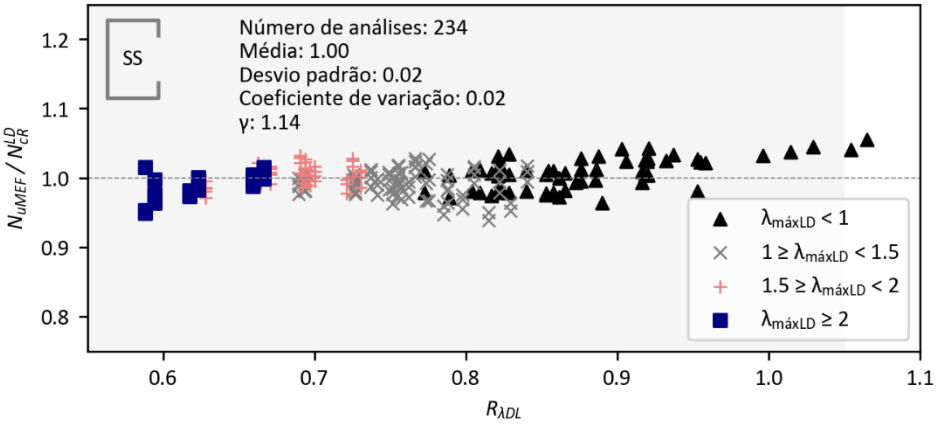



Figura 8. Razão entre a carga última obtida na análise numérica e a carga última calculada através do MRDG *versus* $R_{\lambda DL}$ - caso $U_e$ - SS

Com relação aos casos do domínio LDG, o MRDG se mostrou pior em termos de confiabilidade quando comparado com o MRD, principalmente para as colunas com condição de extremidade simplesmente apoiadas. O maior valor de confiabilidade obtida nesse caso, 1,17, apesar de maior do que o oferecido pelo MRD, coincide com o que foi apurado por Batista et al. [9] na defesa da inclusão do MRDG nas normas de dimensionamento de PFFs sob compressão axial.

Tabela 2. Resultados de confiabilidade para os casos na região de interação LDG

| Condição de extremidade | Coeficiente de ponderação da resistência (γ) | |
|---|---|---|
| | MRD | MRDG |
| SS | 1,09 | 1,17 |
| FF | 1,00 | 1,04 |

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas últimas décadas registrou-se um grande esforço de pesquisas dedicadas ao estudo das estruturas de paredes finas (*thin-walled structures*), com o objetivo de desenvolver uma metodologia para levar em conta os modos de interação LD e LDG. No cenário brasileiro, o MRDG poderá conquistar aceitação na comunidade que se dedica ao projeto de estudos em PFF, após ser incluído na nova revisão da norma brasileira NBR 14762. O presente estudo confirmou a confiabilidade do MRDG, principalmente para o caso LD, produzindo um coeficiente de ponderação da resistência γ inferior ao valor de 1,20 adotado na versão atual da NBR 14762.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem ao Programa de Engenharia Civil da COPPE, UFRJ, em especial o Laboratório de Estruturas e Materiais, ao apoio para desenvolvimento deste trabalho.

**REFERÊNCIAS**

[1] ANSYS, Inc., ANSYS APDL Theory Reference, Release 15.0, Canonsburg, PA, 2013.

[2] A. K. Jayasidhan, M. V. A. Kumar, K. C. K Aswathy. Experimental investigation on post-flexural–torsional buckling strength of CFS compression members. Thin-Walled Structures, v. 185, 1 abr. 2023.

[3] R. Bebiano, D. Camotim, R. Gonçalves. GBTUL 2.0 − A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. Thin-Walled Structures, v. 124, p. 235–257, 1 mar. 2018.

[4] B. Young, N. Silvestre, D. Camotim, Cold-formed steel lipped channel columns influenced by local-distortional interaction: strength and DSM design, J. Struct. Eng.139, 2013.

[5] B. Young, P. B. Dinis, D. Camotim. CFS lipped channel columns affected by L-D-G interaction. Part I: Experimental investigation. Computers and Structures, v. 207, p. 219–232, 1 set. 2018.

[6] B. Young, K.J.R. Rasmussen, Design of lipped channel columns, J. Struct. Eng. 124, 1998.

[7] B.W. Schafer, T. Peköz, Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions, in: Fourteenth Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct. St. Louis, Missouri, USA, 1988, pp. 1–8.

[8] E.M. Batista, Effective section method: a general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction. Thin-Walled Structures, v. 48, 2010: 345-356.

[9] E. M. Batista, G. Y. Matsubara, M. S. R. Freitas, V. A. M. de Faria, A. L. R. Brandão. Lipped channel cold-formed steel columns: “all-in-one” design approach including the buckling interaction models LG, LD, DG and LDG. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council Louisville, Kentucky, April 1-4, 2025.

[10] E. S. dos Santos. Interação entre os modos de flambagem local-distorcional-global em perfis de aço formados a frio com seção U enrijecido na compressão axial. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

[11] G.C. Salles, Investigação analítica, numérica e experimental do modo de flambagem distorcional em perfis formados a frio. Dissertação de mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, UFRJ, 2017.

[12] G.Y. Matsubara, E.M. Batista, G.C. Salles, Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction, Thin-Walled Struct. 137, 2019: 251–270.

[13] G.Y. Matsubara, E.M. Batista. Local-distortional buckling mode of steel cold-formed columns: Generalized direct strength design approach. Thin-Walled Struct., 183, 2023: 110356.

[14] G. Y. Matsubara. Interação entre os modos de flambagem de perfis de aço formados a frio sob compressão axial: análise e método de dimensionamento estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

[15] L. Huang et al. Local and Distortional Interaction Buckling of Cold-formed Thin-Walled High Strength Lipped Channel Columns. International Journal of Steel Structures, v. 21, n. 1, p. 244–259, 1 fev. 2021.

[16] J. Loughlan, N. Yidris, K. Jones, The failure of thin-walled lipped channel compression members due to coupled local-distortional interactions and material yielding, Thin-Walled Struct. 61, 2012.

[17] NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

[18] NBR 6355 – Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2012.

[19] North American Specification (NAS) for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (AISI-S100-16), American Iron and Steel Institute (AISI), Washington DC, USA, 2016.

[20] R. D. Ziemian. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 2010.

[21] Revisão da NBR 14762 na Comissão de Estudo da ABNT, no CB 002, Comitê Brasileiro da Construção Civil.

[22] R. V. de Oliveira. Análise da relevância dos modos de flambagem LD e LDG no dimensionamento na compressão axial de perfis de aço formados a frio com seções comerciais. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2025.

[23] Y.B. Kwon, G.J. Hancock, Tests of cold-formed channels with local and distortional buckling, J. Struct. Eng. 118, 1992.

Anexo

Tabela 3. Conjunto de colunas estudado (mm², mm)

| Tipo de seção | A | $b_w$ | $b_f$ | $b_s$ | $t$ | $b_f/b_w$ | Condição de extremidade SS | | | | | | Condição de extremidade FF | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG |
| $U_e$ | 1,35 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 1,20 | 0,50 | 100 | 182 | 2 | 371 | 472 | 3 | 100 | 363 | 6 | 742 | 944 | 5 |
| $U_e$ | 1,65 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 1,50 | 0,50 | 100 | 144 | 1 | 292 | 368 | 2 | 100 | 288 | 4 | 584 | 736 | 4 |
| $U_e$ | 2,14 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 2,00 | 0,50 | 100 | 110 | 1 | 225 | 285 | 2 | 100 | 221 | 3 | 450 | 569 | 3 |
| $U_e$ | 2,37 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 2,25 | 0,50 | 100 | 101 | 1 | 206 | 261 | 2 | 100 | 202 | 3 | 411 | 521 | 3 |
| $U_e$ | 2,72 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 2,65 | 0,50 | 100 | 89 | 0 | 182 | 231 | 1 | 100 | 179 | 2 | 364 | 462 | 2 |
| $U_e$ | 3,01 | 50,00 | 25,00 | 10,00 | 3,00 | 0,50 | 100 | 81 | 0 | 165 | 210 | 1 | 100 | 162 | 2 | 330 | 420 | 2 |
| $U_e$ | 2,13 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 1,20 | 0,53 | 150 | 417 | 4 | 843 | 1064 | 3 | 150 | 833 | 10 | 1687 | 2128 | 6 |
| $U_e$ | 2,63 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 1,50 | 0,53 | 150 | 332 | 3 | 673 | 849 | 3 | 150 | 664 | 7 | 1346 | 1699 | 5 |
| $U_e$ | 3,44 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 2,00 | 0,53 | 150 | 248 | 2 | 503 | 635 | 2 | 150 | 496 | 5 | 1006 | 1271 | 4 |
| $U_e$ | 3,83 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 2,25 | 0,53 | 150 | 219 | 1 | 444 | 561 | 2 | 150 | 439 | 4 | 889 | 1121 | 4 |
| $U_e$ | 4,44 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 2,65 | 0,53 | 150 | 188 | 1 | 382 | 482 | 2 | 150 | 377 | 4 | 764 | 965 | 3 |
| $U_e$ | 4,96 | 75,00 | 40,00 | 15,00 | 3,00 | 0,53 | 150 | 172 | 1 | 350 | 443 | 2 | 150 | 345 | 3 | 701 | 886 | 3 |
| $U_e$ | 2,47 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 1,20 | 0,40 | 200 | 655 | 5 | 1331 | 1684 | 4 | 200 | 1309 | 12 | 2661 | 3120 | 5 |
| $U_e$ | 3,06 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 1,50 | 0,40 | 200 | 522 | 4 | 1062 | 1345 | 3 | 200 | 1043 | 9 | 2123 | 2689 | 6 |
| $U_e$ | 4,02 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 2,00 | 0,40 | 200 | 389 | 2 | 794 | 1006 | 3 | 200 | 778 | 6 | 1587 | 2013 | 5 |
| $U_e$ | 4,48 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 2,25 | 0,40 | 200 | 346 | 2 | 706 | 897 | 2 | 200 | 691 | 5 | 1412 | 1795 | 4 |
| $U_e$ | 5,21 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 2,65 | 0,40 | 200 | 292 | 1 | 597 | 758 | 2 | 200 | 584 | 4 | 1193 | 1515 | 4 |
| $U_e$ | 5,83 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 3,00 | 0,40 | 200 | 257 | 1 | 524 | 666 | 2 | 200 | 513 | 4 | 1049 | 1332 | 3 |
| $U_e$ | 6,43 | 100,00 | 40,00 | 17,00 | 3,35 | 0,40 | 200 | 229 | 1 | 469 | 596 | 2 | 200 | 458 | 3 | 937 | 1191 | 3 |
| $U_e$ | 2,71 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 1,20 | 0,50 | 200 | 704 | 6 | 1423 | 1794 | 4 | 200 | 1407 | 13 | 2846 | 3588 | 8 |
| $U_e$ | 3,36 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 1,50 | 0,50 | 200 | 562 | 4 | 1145 | 1450 | 4 | 200 | 1124 | 10 | 2289 | 2900 | 7 |

| Tipo de seção | A | $b_w$ | $b_f$ | $b_s$ | $t$ | $b_f/b_w$ | Condição de extremidade SS | | | | | | Condição de extremidade FF | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG |
| $U_e$ | 4,42 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 2,00 | 0,50 | 200 | 419 | 3 | 852 | 1077 | 3 | 200 | 838 | 7 | 1703 | 2154 | 5 |
| $U_e$ | 4,93 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 2,25 | 0,50 | 200 | 372 | 2 | 754 | 954 | 2 | 200 | 743 | 6 | 1509 | 1907 | 4 |
| $U_e$ | 5,74 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 2,65 | 0,50 | 200 | 315 | 2 | 639 | 808 | 2 | 200 | 629 | 5 | 1278 | 1615 | 4 |
| $U_e$ | 6,43 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 3,00 | 0,50 | 200 | 277 | 1 | 563 | 712 | 2 | 200 | 554 | 4 | 1126 | 1424 | 3 |
| $U_e$ | 7,10 | 100,00 | 50,00 | 17,00 | 3,35 | 0,50 | 200 | 248 | 1 | 503 | 637 | 2 | 200 | 495 | 3 | 1007 | 1274 | 3 |
| $U_e$ | 4,92 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 2,00 | 0,40 | 250 | 582 | 3 | 1190 | 1514 | 3 | 250 | 1162 | 8 | 2380 | 3027 | 6 |
| $U_e$ | 5,49 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 2,25 | 0,40 | 250 | 516 | 3 | 1053 | 1338 | 3 | 250 | 1031 | 7 | 2106 | 2675 | 5 |
| $U_e$ | 6,40 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 2,65 | 0,40 | 250 | 437 | 2 | 893 | 1135 | 2 | 250 | 873 | 5 | 1785 | 2270 | 4 |
| $U_e$ | 7,18 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 3,00 | 0,40 | 250 | 384 | 2 | 786 | 1000 | 2 | 250 | 768 | 5 | 1571 | 1999 | 4 |
| $U_e$ | 7,94 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 3,35 | 0,40 | 250 | 343 | 1 | 702 | 893 | 2 | 250 | 686 | 4 | 1404 | 1786 | 4 |
| $U_e$ | 8,79 | 125,00 | 50,00 | 17,00 | 3,75 | 0,40 | 250 | 306 | 1 | 625 | 796 | 2 | 250 | 611 | 3 | 1251 | 1591 | 3 |
| $U_e$ | 5,94 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 2,00 | 0,40 | 300 | 837 | 4 | 1709 | 2172 | 4 | 300 | 1672 | 10 | 3418 | 4343 | 7 |
| $U_e$ | 6,64 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 2,25 | 0,40 | 300 | 742 | 3 | 1515 | 1925 | 3 | 300 | 1483 | 8 | 3031 | 3850 | 6 |
| $U_e$ | 7,75 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 2,65 | 0,40 | 300 | 629 | 3 | 1285 | 1633 | 3 | 300 | 1257 | 7 | 2569 | 3265 | 5 |
| $U_e$ | 8,71 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 3,00 | 0,40 | 300 | 553 | 2 | 1131 | 1438 | 3 | 300 | 1106 | 6 | 2262 | 2875 | 5 |
| $U_e$ | 9,65 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 3,35 | 0,40 | 300 | 494 | 2 | 1011 | 1285 | 2 | 300 | 988 | 5 | 2022 | 2571 | 4 |
| $U_e$ | 10,70 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 3,75 | 0,40 | 300 | 440 | 1 | 900 | 1145 | 2 | 300 | 880 | 4 | 1801 | 2290 | 4 |
| $U_e$ | 11,99 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 4,25 | 0,40 | 300 | 387 | 1 | 792 | 1008 | 2 | 300 | 774 | 4 | 1584 | 2016 | 3 |
| $U_e$ | 13,24 | 150,00 | 60,00 | 20,00 | 4,75 | 0,40 | 300 | 345 | 1 | 707 | 900 | 2 | 300 | 691 | 3 | 1414 | 1799 | 3 |
| $U_e$ | 7,54 | 200,00 | 75,00 | 20,00 | 2,00 | 0,38 | 400 | 1379 | 5 | 2824 | 3596 | 4 | 400 | 2755 | 12 | 5648 | 5465 | 0 |
| $U_e$ | 8,44 | 200,00 | 75,00 | 20,00 | 2,25 | 0,38 | 400 | 1224 | 5 | 2506 | 3191 | 4 | 400 | 2445 | 11 | 5012 | 5439 | 3 |
| $U_e$ | 10,14 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 2,65 | 0,38 | 400 | 1078 | 4 | 2207 | 2810 | 4 | 400 | 2155 | 9 | 4414 | 5571 | 6 |
| $U_e$ | 11,41 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 3,00 | 0,38 | 400 | 950 | 3 | 1944 | 2474 | 3 | 400 | 1898 | 8 | 3887 | 4947 | 6 |

| Tipo de seção | A | $b_w$ | $b_f$ | $b_s$ | $t$ | $b_f/b_w$ | Condição de extremidade SS | | | | | | Condição de extremidade FF | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG |
| $U_e$ | 12,66 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 3,35 | 0,38 | 400 | 849 | 3 | 1738 | 2213 | 3 | 400 | 1697 | 7 | 3476 | 4425 | 5 |
| $U_e$ | 14,08 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 3,75 | 0,38 | 400 | 756 | 2 | 1549 | 1973 | 3 | 400 | 1511 | 6 | 3098 | 3945 | 5 |
| $U_e$ | 15,81 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 4,25 | 0,38 | 400 | 666 | 2 | 1364 | 1737 | 2 | 400 | 1330 | 5 | 2728 | 3474 | 4 |
| $U_e$ | 17,52 | 200,00 | 75,00 | 25,00 | 4,75 | 0,38 | 400 | 595 | 1 | 1220 | 1554 | 2 | 400 | 1189 | 4 | 2440 | 3109 | 4 |
| $U_e$ | 23,22 | 200,00 | 75,00 | 30,00 | 6,30 | 0,38 | 400 | 462 | 1 | 946 | 1182 | 2 | 400 | 922 | 3 | 1891 | 2365 | 3 |
| $U_e$ | 11,46 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 2,65 | 0,50 | 400 | 1202 | 5 | 2443 | 3093 | 4 | 400 | 2403 | 11 | 4887 | 6185 | 7 |
| $U_e$ | 12,91 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 3,00 | 0,50 | 400 | 1060 | 4 | 2155 | 2728 | 3 | 400 | 2119 | 9 | 4311 | 5456 | 6 |
| $U_e$ | 14,34 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 3,35 | 0,50 | 400 | 948 | 3 | 1927 | 2440 | 3 | 400 | 1895 | 8 | 3855 | 4880 | 6 |
| $U_e$ | 15,95 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 3,75 | 0,50 | 400 | 845 | 3 | 1718 | 2176 | 3 | 400 | 1689 | 7 | 3437 | 4351 | 5 |
| $U_e$ | 17,94 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 4,25 | 0,50 | 400 | 744 | 2 | 1513 | 1916 | 3 | 400 | 1487 | 6 | 3026 | 3831 | 5 |
| $U_e$ | 19,89 | 200,00 | 100,00 | 25,00 | 4,75 | 0,50 | 400 | 664 | 2 | 1351 | 1711 | 2 | 400 | 1328 | 5 | 2702 | 3422 | 4 |
| $U_e$ | 9,14 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 2,00 | 0,34 | 500 | 2051 | 7 | 4216 | 5376 | 5 | 500 | 4105 | 15 | 8431 | 6240 | 0 |
| $U_e$ | 10,24 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 2,25 | 0,34 | 500 | 1825 | 6 | 3746 | 4779 | 5 | 500 | 3647 | 13 | 7491 | 6215 | 0 |
| $U_e$ | 11,99 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 2,65 | 0,34 | 500 | 1546 | 5 | 3175 | 4044 | 4 | 500 | 3089 | 11 | 6349 | 6170 | 0 |
| $U_e$ | 13,51 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 3,00 | 0,34 | 500 | 1362 | 4 | 2796 | 3549 | 4 | 500 | 2721 | 9 | 5593 | 6130 | 3 |
| $U_e$ | 15,01 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 3,35 | 0,34 | 500 | 1218 | 3 | 2501 | 3158 | 3 | 500 | 2433 | 8 | 5003 | 6091 | 5 |
| $U_e$ | 16,70 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 3,75 | 0,34 | 500 | 1085 | 3 | 2230 | 2801 | 3 | 500 | 2168 | 7 | 4459 | 5601 | 5 |
| $U_e$ | 18,79 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 4,25 | 0,34 | 500 | 955 | 2 | 1958 | 2448 | 2 | 500 | 1908 | 6 | 3917 | 4896 | 4 |
| $U_e$ | 20,84 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 4,75 | 0,34 | 500 | 852 | 2 | 1736 | 2169 | 2 | 500 | 1702 | 5 | 3471 | 4339 | 4 |
| $U_e$ | 27,00 | 250,00 | 85,00 | 25,00 | 6,30 | 0,34 | 500 | 634 | 1 | 1269 | 1586 | 2 | 500 | 1270 | 4 | 2538 | 3172 | 3 |
| $U_e$ | 12,79 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 2,65 | 0,40 | 500 | 1674 | 5 | 3423 | 4355 | 4 | 500 | 3345 | 12 | 6847 | 7275 | 2 |
| $U_e$ | 14,41 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 3,00 | 0,40 | 500 | 1477 | 4 | 3020 | 3841 | 4 | 500 | 2951 | 10 | 6040 | 7235 | 5 |
| $U_e$ | 16,01 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 3,35 | 0,40 | 500 | 1321 | 4 | 2702 | 3438 | 3 | 500 | 2639 | 9 | 5404 | 6875 | 6 |

| Tipo de seção | A | $b_w$ | $b_f$ | $b_s$ | $t$ | $b_f/b_w$ | Condição de extremidade SS | | | | | | Condição de extremidade FF | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG | $l_{mínLD}$ | $l_{máxLD}$ | # casos LD | $l_{mínLDG}$ | $l_{máxLDG}$ | # casos LDG |
| $U_e$ | 17,83 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 3,75 | 0,40 | 500 | 1177 | 3 | 2408 | 3064 | 3 | 500 | 2352 | 8 | 4816 | 6128 | 6 |
| $U_e$ | 20,06 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 4,25 | 0,40 | 500 | 1037 | 3 | 2122 | 2701 | 3 | 500 | 2072 | 7 | 4244 | 5402 | 5 |
| $U_e$ | 22,27 | 250,00 | 100,00 | 25,00 | 4,75 | 0,40 | 500 | 925 | 2 | 1893 | 2410 | 3 | 500 | 1848 | 6 | 3786 | 4820 | 5 |
| $U_e$ | 10,14 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 2,00 | 0,28 | 600 | 2482 | 7 | 4965 | 6086 | 4 | 600 | 4965 | 15 | 9930 | 6086 | 0 |
| $U_e$ | 11,37 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 2,25 | 0,28 | 600 | 2193 | 6 | 4386 | 5482 | 4 | 600 | 4386 | 13 | 8772 | 6058 | 0 |
| $U_e$ | 13,32 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 2,65 | 0,28 | 600 | 1843 | 5 | 3687 | 4608 | 4 | 600 | 3687 | 11 | 7373 | 6014 | 0 |
| $U_e$ | 15,01 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 3,00 | 0,28 | 600 | 1614 | 4 | 3228 | 4035 | 3 | 600 | 3228 | 9 | 6456 | 5974 | 0 |
| $U_e$ | 16,68 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 3,35 | 0,28 | 600 | 1431 | 3 | 2865 | 3581 | 3 | 600 | 2862 | 8 | 5730 | 5936 | 1 |
| $U_e$ | 18,58 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 3,75 | 0,28 | 600 | 1269 | 3 | 2533 | 3166 | 3 | 600 | 2538 | 7 | 5066 | 5889 | 3 |
| $U_e$ | 20,91 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 4,25 | 0,28 | 600 | 1103 | 2 | 2206 | 2757 | 2 | 600 | 2206 | 6 | 4412 | 5515 | 4 |
| $U_e$ | 23,22 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 4,75 | 0,28 | 600 | 974 | 2 | 1948 | 2434 | 2 | 600 | 1948 | 5 | 3895 | 4869 | 4 |
| $U_e$ | 30,15 | 300,00 | 85,00 | 25,00 | 6,30 | 0,28 | 600 | 704 | 1 | 1407 | 1759 | 2 | 600 | 1407 | 3 | 2815 | 3518 | 3 |
| $U_e$ | 14,11 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 2,65 | 0,33 | 600 | 2107 | 6 | 4329 | 5502 | 4 | 600 | 4215 | 13 | 8658 | 7123 | 0 |
| $U_e$ | 15,91 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 3,00 | 0,33 | 600 | 1855 | 5 | 3811 | 4822 | 4 | 600 | 3710 | 11 | 7622 | 7081 | 0 |
| $U_e$ | 17,69 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 3,35 | 0,33 | 600 | 1654 | 4 | 3397 | 4285 | 3 | 600 | 3307 | 10 | 6794 | 7041 | 1 |
| $U_e$ | 19,70 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 3,75 | 0,33 | 600 | 1470 | 3 | 3020 | 3793 | 3 | 600 | 2934 | 8 | 6041 | 6996 | 4 |
| $U_e$ | 22,19 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 4,25 | 0,33 | 600 | 1292 | 3 | 2647 | 3309 | 3 | 600 | 2582 | 7 | 5295 | 6617 | 5 |
| $U_e$ | 24,64 | 300,00 | 100,00 | 25,00 | 4,75 | 0,33 | 600 | 1150 | 2 | 2341 | 2926 | 2 | 600 | 2295 | 6 | 4682 | 5852 | 4 |
| Total geral | | | | | | | | | 236 | | | 238 | | | 596 | | | 322 |

Tabela 4. Conjunto de colunas de validação do modelo numérico para a interação LD

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 104,90 | 81,60 | 15,20 | 0,96 | 0,78 | 0,14 | 2498,00 | 211700,00 | 287,20 | 153939,20 | 39900,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 42587,60 | 1,07 |
| 2 | 101,80 | 82,10 | 15,50 | 0,98 | 0,81 | 0,15 | 2499,00 | 211700,00 | 292,20 | 156619,20 | 42100,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 44677,17 | 1,06 |
| 3 | 94,90 | 80,90 | 16,90 | 0,98 | 0,85 | 0,18 | 2499,00 | 211700,00 | 284,10 | 152277,60 | 42000,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 47221,99 | 1,12 |
| 4 | 152,50 | 131,20 | 14,70 | 1,23 | 0,86 | 0,10 | 1424,50 | 213300,00 | 545,20 | 320577,60 | 68100,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 74747,00 | 1,10 |
| 5 | 152,40 | 131,00 | 15,80 | 1,23 | 0,86 | 0,10 | 1426,00 | 213300,00 | 547,20 | 321753,60 | 71000,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 75876,41 | 1,07 |
| 6 | 154,50 | 141,00 | 15,00 | 1,21 | 0,91 | 0,10 | 1426,00 | 213300,00 | 562,60 | 330808,80 | 67700,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 62754,50 | 0,93 |
| 7 | 110,50 | 82,20 | 16,10 | 1,46 | 0,74 | 0,15 | 1148,00 | 211200,00 | 448,10 | 221361,40 | 109000,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 118315,99 | 1,09 |
| 8 | 118,50 | 82,00 | 15,70 | 1,45 | 0,69 | 0,13 | 1149,00 | 211200,00 | 456,10 | 225313,40 | 102800,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 117530,55 | 1,14 |
| 9 | 118,60 | 81,90 | 15,90 | 1,47 | 0,69 | 0,13 | 1148,00 | 211200,00 | 461,60 | 228030,40 | 103600,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 121881,51 | 1,18 |
| 10 | 203,70 | 192,70 | 19,00 | 1,48 | 0,95 | 0,09 | 1851,50 | 211200,00 | 926,90 | 457888,60 | 92900,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 89040,56 | 0,96 |
| 11 | 204,70 | 191,90 | 20,60 | 1,46 | 0,94 | 0,10 | 1849,00 | 211200,00 | 918,70 | 453837,80 | 94700,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 93052,17 | 0,98 |
| 12 | 182,10 | 113,10 | 19,20 | 1,93 | 0,62 | 0,11 | 1030,00 | 203400,00 | 863,90 | 290270,40 | 145200,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 174054,62 | 1,20 |
| 13 | 181,10 | 112,50 | 20,20 | 1,92 | 0,62 | 0,11 | 1026,00 | 203400,00 | 855,00 | 287280,00 | 146100,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 175890,21 | 1,20 |
| 14 | 182,50 | 122,50 | 19,40 | 1,97 | 0,67 | 0,11 | 1027,00 | 203400,00 | 920,50 | 309288,00 | 142500,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 175539,07 | 1,23 |
| 15 | 238,90 | 162,70 | 21,10 | 1,97 | 0,68 | 0,09 | 1945,50 | 203400,00 | 1192,40 | 400646,40 | 129700,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 151123,51 | 1,17 |
| 16 | 238,20 | 162,30 | 23,10 | 1,95 | 0,68 | 0,10 | 1947,00 | 203400,00 | 1185,70 | 398395,20 | 131600,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 162384,43 | 1,23 |
| 17 | 115,00 | 102,50 | 25,80 | 1,97 | 0,89 | 0,22 | 1757,00 | 203400,00 | 732,40 | 246086,40 | 164000,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 185580,97 | 1,13 |
| 18 | 114,70 | 103,10 | 28,20 | 1,95 | 0,90 | 0,25 | 1760,50 | 203400,00 | 734,60 | 246825,60 | 170800,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 184231,88 | 1,08 |
| 19 | 103,70 | 103,40 | 30,30 | 1,96 | 1,00 | 0,29 | 2101,50 | 203400,00 | 727,40 | 244406,40 | 174900,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 185511,22 | 1,06 |
| 20 | 103,80 | 47,00 | 19,00 | 2,43 | 0,45 | 0,18 | 617,50 | 212600,00 | 572,30 | 301029,80 | 248200,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 262120,69 | 1,06 |
| 21 | 105,20 | 51,90 | 19,20 | 2,42 | 0,49 | 0,18 | 618,50 | 212600,00 | 599,20 | 315179,20 | 256700,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 273027,54 | 1,06 |
| 22 | 101,40 | 52,80 | 19,30 | 2,43 | 0,52 | 0,19 | 616,00 | 212600,00 | 596,10 | 313548,60 | 254100,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 277307,19 | 1,09 |
| 23 | 109,80 | 88,50 | 19,50 | 2,42 | 0,81 | 0,18 | 936,50 | 212600,00 | 788,10 | 414540,60 | 296600,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 339800,84 | 1,15 |

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 24 | 114,80 | 86,40 | 24,50 | 2,43 | 0,75 | 0,21 | 940,50 | 212600,00 | 817,30 | 429899,80 | 299200,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 353976,93 | 1,18 |
| 25 | 113,90 | 86,50 | 26,60 | 2,43 | 0,76 | 0,23 | 939,00 | 212600,00 | 824,70 | 433792,20 | 309100,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 358879,04 | 1,16 |
| 26 | 105,00 | 103,50 | 27,20 | 2,39 | 0,99 | 0,26 | 2098,50 | 205000,00 | 875,70 | 300365,10 | 212600,00 | Young, Silvestre e Camotim [4] | 263970,38 | 1,24 |
| 27 | 97,60 | 48,70 | 11,90 | 1,47 | 0,50 | 0,12 | 1000,40 | 180000,00 | 321,60 | 176880,00 | 102300,00 | Young e Rasmussen [6] | 109545,68 | 1,07 |
| 28 | 96,50 | 48,90 | 12,60 | 1,46 | 0,51 | 0,13 | 1501,20 | 180000,00 | 320,50 | 176275,00 | 98600,00 | Young e Rasmussen [6] | 108307,34 | 1,10 |
| 29 | 119,60 | 89,70 | 4,80 | 1,09 | 0,75 | 0,04 | 800,00 | 210000,00 | 334,70 | 197473,00 | 49464,00 | Kwon e Hancock [23] | 31301,43 | 0,63 |
| 30 | 119,80 | 89,80 | 6,00 | 1,09 | 0,75 | 0,05 | 800,00 | 210000,00 | 337,80 | 199302,00 | 49752,00 | Kwon e Hancock [23] | 52369,59 | 1,05 |
| 31 | 120,80 | 89,70 | 7,00 | 1,10 | 0,74 | 0,06 | 400,00 | 210000,00 | 344,00 | 202960,00 | 51435,00 | Kwon e Hancock [23] | 60212,48 | 1,17 |
| 32 | 120,40 | 89,60 | 7,00 | 1,10 | 0,74 | 0,06 | 600,00 | 210000,00 | 343,30 | 202547,00 | 53449,00 | Kwon e Hancock [23] | 58500,83 | 1,09 |
| 33 | 120,50 | 89,50 | 7,00 | 1,10 | 0,74 | 0,06 | 800,00 | 210000,00 | 344,90 | 203491,00 | 55176,00 | Kwon e Hancock [23] | 54471,19 | 0,99 |
| 34 | 178,00 | 62,70 | 12,20 | 0,96 | 0,35 | 0,07 | 1800,00 | 193000,00 | 314,80 | 65793,20 | 28800,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30972,28 | 1,08 |
| 35 | 178,70 | 63,10 | 11,80 | 0,96 | 0,35 | 0,07 | 1600,00 | 193000,00 | 315,40 | 65918,60 | 31500,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30150,47 | 0,96 |
| 36 | 178,50 | 62,80 | 12,30 | 0,96 | 0,35 | 0,07 | 1400,00 | 193000,00 | 315,60 | 65960,40 | 31360,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 31641,40 | 1,01 |
| 37 | 179,50 | 63,00 | 11,80 | 0,96 | 0,35 | 0,07 | 1200,00 | 193000,00 | 316,00 | 66044,00 | 31750,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30736,53 | 0,97 |
| 38 | 178,60 | 63,00 | 11,90 | 0,96 | 0,35 | 0,07 | 1000,00 | 193000,00 | 315,30 | 65897,70 | 31850,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 32970,90 | 1,04 |
| 39 | 152,20 | 56,10 | 10,50 | 0,96 | 0,37 | 0,07 | 1800,00 | 193000,00 | 274,00 | 57266,00 | 29800,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30321,27 | 1,02 |
| 40 | 151,80 | 56,90 | 10,50 | 0,96 | 0,37 | 0,07 | 1600,00 | 193000,00 | 275,20 | 57516,80 | 29350,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30045,80 | 1,02 |
| 41 | 151,50 | 56,80 | 11,00 | 0,96 | 0,37 | 0,07 | 1400,00 | 193000,00 | 275,70 | 57621,30 | 30000,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 32225,53 | 1,07 |
| 42 | 151,50 | 56,60 | 10,90 | 0,96 | 0,37 | 0,07 | 1200,00 | 193000,00 | 275,20 | 57516,80 | 28100,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 31865,65 | 1,13 |
| 43 | 151,00 | 57,00 | 10,60 | 0,96 | 0,38 | 0,07 | 1000,00 | 193000,00 | 274,80 | 57433,20 | 29500,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 30933,79 | 1,05 |
| 44 | 127,30 | 49,00 | 9,70 | 0,96 | 0,39 | 0,08 | 1800,00 | 193000,00 | 235,10 | 49135,90 | 29170,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 29731,86 | 1,02 |
| 45 | 127,30 | 49,70 | 8,50 | 0,96 | 0,39 | 0,07 | 1600,00 | 193000,00 | 233,90 | 48885,10 | 26740,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 27756,69 | 1,04 |
| 46 | 127,60 | 49,60 | 9,50 | 0,96 | 0,39 | 0,07 | 1400,00 | 193000,00 | 236,10 | 49344,90 | 29850,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 29656,96 | 0,99 |
| 47 | 127,00 | 49,00 | 9,00 | 0,96 | 0,39 | 0,07 | 1200,00 | 193000,00 | 233,40 | 48780,60 | 30100,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 28770,37 | 0,96 |
| 48 | 127,00 | 49,50 | 9,00 | 0,96 | 0,39 | 0,07 | 1000,00 | 193000,00 | 234,40 | 48989,60 | 29800,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 29185,94 | 0,98 |

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 49 | 101,10 | 63,00 | 12,00 | 0,96 | 0,62 | 0,12 | 1800,00 | 193000,00 | 241,10 | 50389,90 | 29100,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 33574,74 | 1,15 |
| 50 | 100,60 | 63,00 | 12,00 | 0,96 | 0,63 | 0,12 | 1600,00 | 193000,00 | 240,70 | 50306,30 | 32350,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 33754,40 | 1,04 |
| 51 | 100,60 | 63,00 | 12,00 | 0,96 | 0,63 | 0,12 | 1400,00 | 193000,00 | 240,70 | 50306,30 | 29800,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 34039,95 | 1,14 |
| 52 | 100,40 | 63,00 | 12,00 | 0,96 | 0,63 | 0,12 | 1200,00 | 193000,00 | 240,50 | 50264,50 | 32700,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 33946,98 | 1,04 |
| 53 | 100,50 | 63,00 | 12,00 | 0,96 | 0,63 | 0,12 | 1000,00 | 193000,00 | 240,60 | 50285,40 | 29800,00 | Loughlan, Yidris e Jones [16] | 34098,61 | 1,14 |
| 54 | 109,60 | 102,90 | 10,70 | 1,10 | 0,94 | 0,10 | 2529,00 | 179468,00 | 354,00 | 121068,00 | 31500,00 | Salles [11] | 26565,40 | 0,84 |
| 55 | 103,10 | 103,90 | 10,40 | 1,10 | 1,01 | 0,10 | 2529,00 | 181724,00 | 364,80 | 125126,40 | 33400,00 | Salles [11] | 27204,01 | 0,81 |
| 56 | 108,80 | 102,90 | 10,50 | 1,10 | 0,95 | 0,10 | 2529,00 | 180027,00 | 366,00 | 127368,00 | 29000,00 | Salles [11] | 26885,73 | 0,93 |
| 57 | 40,54 | 30,21 | 6,03 | 1,03 | 0,75 | 0,15 | 356,30 | 239490,00 | 112,17 | 75135,95 | 56800,00 | Huang et al. [15] | 56880,03 | 1,00 |
| 58 | 39,90 | 30,04 | 6,16 | 1,01 | 0,75 | 0,15 | 356,30 | 239490,00 | 109,34 | 73240,31 | 57660,00 | Huang et al. [15] | 56450,39 | 0,98 |
| 59 | 39,97 | 30,10 | 6,11 | 1,02 | 0,75 | 0,15 | 356,40 | 239490,00 | 109,39 | 73273,80 | 56920,00 | Huang et al. [15] | 56685,19 | 1,00 |
| 60 | 40,21 | 30,44 | 5,83 | 1,03 | 0,76 | 0,14 | 556,60 | 239490,00 | 111,89 | 74948,40 | 54140,00 | Huang et al. [15] | 52434,52 | 0,97 |
| 61 | 39,89 | 30,23 | 6,13 | 1,03 | 0,76 | 0,15 | 556,50 | 239490,00 | 111,74 | 74847,92 | 51690,00 | Huang et al. [15] | 54866,20 | 1,06 |
| 62 | 39,75 | 30,22 | 6,12 | 1,03 | 0,76 | 0,15 | 556,60 | 239490,00 | 111,56 | 74727,35 | 52080,00 | Huang et al. [15] | 54091,86 | 1,04 |
| 63 | 40,09 | 29,85 | 9,15 | 1,01 | 0,74 | 0,23 | 356,40 | 239490,00 | 115,19 | 77158,87 | 59890,00 | Huang et al. [15] | 69839,29 | 1,17 |
| 64 | 39,93 | 30,21 | 9,12 | 1,02 | 0,76 | 0,23 | 356,30 | 239490,00 | 116,80 | 78237,31 | 60390,00 | Huang et al. [15] | 71169,62 | 1,18 |
| 65 | 40,05 | 29,81 | 9,12 | 1,01 | 0,74 | 0,23 | 356,50 | 239490,00 | 115,01 | 77038,30 | 60900,00 | Huang et al. [15] | 69767,05 | 1,15 |
| 66 | 39,93 | 30,01 | 9,14 | 1,03 | 0,75 | 0,23 | 556,40 | 239490,00 | 117,53 | 78726,30 | 62860,00 | Huang et al. [15] | 71573,26 | 1,14 |
| 67 | 40,00 | 29,96 | 9,22 | 1,02 | 0,75 | 0,23 | 556,40 | 239490,00 | 116,57 | 78083,25 | 62010,00 | Huang et al. [15] | 70591,37 | 1,14 |
| 68 | 40,29 | 29,88 | 9,07 | 1,03 | 0,74 | 0,23 | 556,60 | 239490,00 | 117,49 | 78699,50 | 61650,00 | Huang et al. [15] | 71296,92 | 1,16 |
| 69 | 59,93 | 30,17 | 6,03 | 1,02 | 0,50 | 0,10 | 356,60 | 239490,00 | 130,82 | 87628,47 | 56430,00 | Huang et al. [15] | 60552,53 | 1,07 |
| 70 | 59,93 | 30,14 | 6,04 | 1,01 | 0,50 | 0,10 | 357,00 | 239490,00 | 129,53 | 86764,38 | 55300,00 | Huang et al. [15] | 59773,39 | 1,08 |
| 71 | 59,96 | 30,02 | 6,19 | 1,02 | 0,50 | 0,10 | 356,50 | 239490,00 | 130,87 | 87661,96 | 55490,00 | Huang et al. [15] | 61412,73 | 1,11 |
| 72 | 59,91 | 30,20 | 6,03 | 1,01 | 0,50 | 0,10 | 557,10 | 239490,00 | 129,61 | 86817,96 | 53350,00 | Huang et al. [15] | 55995,77 | 1,05 |
| 73 | 59,97 | 30,08 | 6,07 | 1,01 | 0,50 | 0,10 | 556,20 | 239490,00 | 129,51 | 86750,98 | 51880,00 | Huang et al. [15] | 56329,49 | 1,09 |

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 74 | 59,90 | 30,22 | 6,10 | 1,01 | 0,50 | 0,10 | 556,90 | 239490,00 | 129,79 | 86938,53 | 52560,00 | Huang et al. [15] | 56463,79 | 1,07 |
| 75 | 60,02 | 30,09 | 9,06 | 1,02 | 0,50 | 0,15 | 356,80 | 239490,00 | 136,92 | 91714,49 | 59210,00 | Huang et al. [15] | 70565,04 | 1,19 |
| 76 | 60,02 | 29,90 | 9,18 | 1,02 | 0,50 | 0,15 | 357,20 | 239490,00 | 136,78 | 91620,72 | 59660,00 | Huang et al. [15] | 70633,17 | 1,18 |
| 77 | 59,96 | 30,32 | 8,92 | 1,01 | 0,51 | 0,15 | 356,80 | 239490,00 | 135,74 | 90924,08 | 60430,00 | Huang et al. [15] | 69568,21 | 1,15 |
| 78 | 59,97 | 30,24 | 9,06 | 1,02 | 0,50 | 0,15 | 556,30 | 239490,00 | 137,18 | 91888,65 | 60450,00 | Huang et al. [15] | 71112,10 | 1,18 |
| 79 | 59,95 | 30,11 | 9,10 | 1,01 | 0,50 | 0,15 | 556,50 | 239490,00 | 135,67 | 90877,19 | 60800,00 | Huang et al. [15] | 70019,47 | 1,15 |
| 80 | 60,14 | 30,34 | 8,92 | 1,01 | 0,50 | 0,15 | 557,10 | 239490,00 | 135,97 | 91078,14 | 60080,00 | Huang et al. [15] | 69641,99 | 1,16 |

Tabela 5. Conjunto de colunas de validação do modelo numérico para a interação LDG

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 53,50 | 56,70 | 12,50 | 0,99 | 1,06 | 0,23 | 1395,00 | 211000,00 | 174,20 | 104000,00 | 46150,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 45396,90 | 0,98 |
| 2 | 57,50 | 61,40 | 12,40 | 1,00 | 1,07 | 0,22 | 1651,00 | 211000,00 | 188,44 | 112500,00 | 44780,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 41325,54 | 0,92 |
| 3 | 57,60 | 61,40 | 12,50 | 1,00 | 1,07 | 0,22 | 1649,00 | 211000,00 | 189,45 | 113100,00 | 44200,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 41926,06 | 0,95 |
| 4 | 62,60 | 66,20 | 12,50 | 1,00 | 1,06 | 0,20 | 1951,00 | 211000,00 | 202,85 | 121100,00 | 39830,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 37792,73 | 0,95 |
| 5 | 68,70 | 71,00 | 12,50 | 0,98 | 1,03 | 0,18 | 2300,00 | 211000,00 | 211,89 | 126500,00 | 39680,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 33358,92 | 0,84 |
| 6 | 70,80 | 72,30 | 12,20 | 1,19 | 1,02 | 0,17 | 1896,00 | 213000,00 | 240,74 | 143000,00 | 61670,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 54673,28 | 0,89 |
| 7 | 70,90 | 78,30 | 11,90 | 1,20 | 1,10 | 0,17 | 2004,00 | 213000,00 | 254,55 | 151200,00 | 59190,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 51032,69 | 0,86 |
| 8 | 75,70 | 82,90 | 12,00 | 1,19 | 1,10 | 0,16 | 2302,00 | 213000,00 | 266,84 | 158500,00 | 49490,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 47271,97 | 0,96 |
| 9 | 82,10 | 87,70 | 11,80 | 1,17 | 1,07 | 0,14 | 2603,00 | 213000,00 | 277,10 | 164600,00 | 47460,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 44330,06 | 0,93 |
| 10 | 58,00 | 48,20 | 12,80 | 0,98 | 0,83 | 0,22 | 1401,00 | 211000,00 | 162,98 | 97300,00 | 51130,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 47045,64 | 0,92 |
| 11 | 63,30 | 52,60 | 12,70 | 0,99 | 0,83 | 0,20 | 1602,00 | 211000,00 | 176,72 | 105500,00 | 50550,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 46285,55 | 0,92 |
| 12 | 62,70 | 63,90 | 12,40 | 0,99 | 1,02 | 0,20 | 1699,00 | 211000,00 | 195,81 | 116900,00 | 42590,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 40106,70 | 0,94 |
| 13 | 68,50 | 57,30 | 12,80 | 0,99 | 0,84 | 0,19 | 1899,00 | 211000,00 | 189,61 | 113200,00 | 46240,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 41472,33 | 0,90 |

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 14 | 73,20 | 63,30 | 12,40 | 1,20 | 0,86 | 0,17 | 1851,00 | 213000,00 | 227,61 | 135200,00 | 66820,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 60639,16 | 0,91 |
| 15 | 78,40 | 68,40 | 12,50 | 1,17 | 0,87 | 0,16 | 2100,00 | 213000,00 | 237,37 | 141000,00 | 60740,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 54828,95 | 0,90 |
| 16 | 83,30 | 73,40 | 11,90 | 1,18 | 0,88 | 0,14 | 2402,00 | 213000,00 | 251,35 | 149300,00 | 55470,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 48443,10 | 0,87 |
| 17 | 88,50 | 78,30 | 12,30 | 1,20 | 0,88 | 0,14 | 2750,00 | 213000,00 | 273,40 | 162400,00 | 52060,00 | Young, Dinis e Camotim [5] | 47498,32 | 0,91 |
| 18 | 33,70 | 60,00 | 9,70 | 1,52 | 1,78 | 0,29 | 2400,00 | 191330,00 | 247,40 | 69534,24 | 17750,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 18992,88 | 1,07 |
| 19 | 33,20 | 60,00 | 9,70 | 1,53 | 1,81 | 0,29 | 2000,00 | 191330,00 | 248,20 | 69759,09 | 19690,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 21310,83 | 1,08 |
| 20 | 30,50 | 40,10 | 10,60 | 1,53 | 1,31 | 0,35 | 2350,00 | 191330,00 | 186,10 | 52305,27 | 13010,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 14524,25 | 1,12 |
| 21 | 30,30 | 40,40 | 10,60 | 1,53 | 1,33 | 0,35 | 2440,00 | 191330,00 | 186,90 | 52530,11 | 13370,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 14017,79 | 1,05 |
| 22 | 30,20 | 40,70 | 10,30 | 1,52 | 1,35 | 0,34 | 2000,00 | 191330,00 | 187,20 | 52614,43 | 16160,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 16501,03 | 1,02 |
| 23 | 30,50 | 40,60 | 10,50 | 1,52 | 1,33 | 0,34 | 2000,00 | 191330,00 | 188,70 | 53036,02 | 16350,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 16745,73 | 1,02 |
| 24 | 30,40 | 30,00 | 10,60 | 1,53 | 0,99 | 0,35 | 2340,00 | 194720,00 | 155,40 | 40237,72 | 13370,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 12405,97 | 0,93 |
| 25 | 29,30 | 30,40 | 10,60 | 1,53 | 1,04 | 0,36 | 2350,00 | 194720,00 | 154,60 | 40030,58 | 11840,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 11623,89 | 0,98 |
| 26 | 30,10 | 30,40 | 10,30 | 1,53 | 1,01 | 0,34 | 2000,00 | 191330,00 | 154,70 | 43479,98 | 13980,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 14591,90 | 1,04 |
| 27 | 30,20 | 30,10 | 10,50 | 1,53 | 1,00 | 0,35 | 2000,00 | 191330,00 | 154,90 | 43536,19 | 14610,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 14680,84 | 1,00 |
| 28 | 47,90 | 60,90 | 9,20 | 1,52 | 1,27 | 0,19 | 2400,00 | 191330,00 | 270,60 | 76054,84 | 25800,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 26081,72 | 1,01 |
| 29 | 51,10 | 60,10 | 9,80 | 1,52 | 1,18 | 0,19 | 2000,00 | 191330,00 | 275,20 | 77347,71 | 31850,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 34540,79 | 1,08 |
| 30 | 47,70 | 44,50 | 10,20 | 1,55 | 0,93 | 0,21 | 2400,00 | 191330,00 | 227,90 | 64053,57 | 25630,00 | Jayasidhan, Anil Kumar e Aswathy [2] | 23651,48 | 0,92 |
| 31 | 79,10 | 66,00 | 11,70 | 1,07 | 0,83 | 0,15 | 2600,00 | 188710,00 | 250,92 | 88573,00 | 36700,00 | Santos [10] | 32042,76 | 0,87 |
| 32 | 79,30 | 66,00 | 11,75 | 1,09 | 0,83 | 0,15 | 2550,00 | 188710,00 | 255,93 | 90344,00 | 37500,00 | Santos [10] | 33757,86 | 0,90 |
| 33 | 78,90 | 65,95 | 11,80 | 1,09 | 0,84 | 0,15 | 2500,00 | 188710,00 | 255,50 | 90190,09 | 37000,00 | Santos [10] | 34352,35 | 0,93 |
| 34 | 79,50 | 66,05 | 11,80 | 1,08 | 0,83 | 0,15 | 2350,00 | 188710,00 | 254,02 | 89667,65 | 37600,00 | Santos [10] | 36232,64 | 0,96 |
| 35 | 79,50 | 65,85 | 11,85 | 1,07 | 0,83 | 0,15 | 2200,00 | 188710,00 | 251,34 | 88724,08 | 39400,00 | Santos [10] | 37771,11 | 0,96 |
| 36 | 79,40 | 65,80 | 11,90 | 1,08 | 0,83 | 0,15 | 2150,00 | 188710,00 | 253,58 | 89515,15 | 38400,00 | Santos [10] | 39070,82 | 1,02 |
| 37 | 75,30 | 61,45 | 11,70 | 1,09 | 0,82 | 0,16 | 2350,00 | 188710,00 | 241,54 | 85265,03 | 34700,00 | Santos [10] | 34677,87 | 1,00 |
| 38 | 75,10 | 61,35 | 11,85 | 1,09 | 0,82 | 0,16 | 2300,00 | 188710,00 | 241,44 | 85226,56 | 39000,00 | Santos [10] | 35668,22 | 0,91 |

| Coluna | $b_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $b_s$ (mm) | $t$ (mm) | $b_f/b_w$ | $b_s/b_w$ | $l$ (mm) | $E$ (MPa) | $A$ (mm²) | $N_y$ (N) | $N_{uEXP}$ (N) | Ref. | $N_{uFEM}$ (N) | $N_{uFEM}/N_{uEXP}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 39 | 75,10 | 61,05 | 11,65 | 1,07 | 0,81 | 0,16 | 2250,00 | 188710,00 | 235,94 | 83285,06 | 42000,00 | Santos [10] | 35246,44 | 0,84 |
| 40 | 74,80 | 61,40 | 11,75 | 1,08 | 0,82 | 0,16 | 2100,00 | 188710,00 | 238,79 | 84292,16 | 38100,00 | Santos [10] | 38251,11 | 1,00 |
| 41 | 67,10 | 56,05 | 11,70 | 1,07 | 0,84 | 0,17 | 1900,00 | 188710,00 | 216,78 | 76524,05 | 32500,00 | Santos [10] | 37230,85 | 1,15 |
| 42 | 67,00 | 56,10 | 11,70 | 1,08 | 0,84 | 0,17 | 1850,00 | 188710,00 | 218,81 | 77239,22 | 38400,00 | Santos [10] | 38752,99 | 1,01 |
| 43 | 66,40 | 56,10 | 11,85 | 1,09 | 0,84 | 0,18 | 1800,00 | 188710,00 | 220,51 | 77838,97 | 36300,00 | Santos [10] | 40231,32 | 1,11 |
| 44 | 66,80 | 55,80 | 11,70 | 1,07 | 0,84 | 0,18 | 1650,00 | 188710,00 | 215,93 | 76221,88 | 43900,00 | Santos [10] | 42143,33 | 0,96 |
| 45 | 66,50 | 55,95 | 11,80 | 1,06 | 0,84 | 0,18 | 1550,00 | 188710,00 | 214,12 | 75584,36 | 42800,00 | Santos [10] | 43377,85 | 1,01 |
| 46 | 66,60 | 56,05 | 11,75 | 1,06 | 0,84 | 0,18 | 1500,00 | 188710,00 | 214,33 | 75659,20 | 43100,00 | Santos [10] | 44067,81 | 1,02 |

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Coberturas e fechamentos em aço: materiais, tecnologia e projeto

# LIMITAÇÕES E EXTRAPOLAÇÕES DA NBR 6123:2023 PARA COBERTURAS NÃO CONVENCIONAIS: ANÁLISE NUMÉRICA APLICADA

Enio Carlos Mesacasa Júnior[1]
Zacarias M. Chamberlain Pravia [2]

**Resumo**
Este trabalho investiga a aplicabilidade da norma ABNT NBR 6123:2023 em geometrias de coberturas não convencionais, por meio da comparação entre extrapolações baseadas em modelos normativos e resultados obtidos por Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD). Um galpão com cobertura poligonal tipo gambrel foi analisado, com avaliação de coeficientes de pressão em diferentes trechos do telhado. Três hipóteses de extrapolação normativa foram consideradas e comparadas com os resultados de uma simulação numérica feita em regime permanente utilizando o modelo de turbulência RANS k-ω SST. Os resultados evidenciam que nenhuma das extrapolações normativas avaliadas apresentou valores conservadores para todos os trechos da cobertura, destacando a limitação de sua aplicação em geometrias complexas. A análise CFD revelou maior precisão e criticidade nas zonas de alta sucção, reforçando a importância da modelagem numérica em projetos com formas arquitetônicas não usuais, e demonstrando a necessidade de ensaios de modelos em escala em túnel de vento.

**Palavras-chave**: Coberturas Não Convencionais; Vento em Edificações; ABNT NBR 6123; Dinâmica dos Fluidos Computacional

## EXTRAPOLATIONS OF NBR 6123:2023 FOR NON-CONVENTIONAL ROOFS: A CFD-BASED CASE STUDY

**Abstract**

This work investigates the applicability of the ABNT NBR 6123:2023 standard in unconventional cover geometries by comparing extrapolations based on normative models and results obtained by Computational Fluid Dynamics (CFD). A shed with a polygonal gambrel-type roof was analyzed, and pressure coefficients in different sections of the roof were evaluated. Three hypotheses of normative extrapolation were considered and compared with the results of a numerical simulation performed in steady state using the RANS k-ω SST turbulence model. The results show that none of the normative extrapolations evaluated presented conservative values for all roof sections, highlighting the limitation of their application in complex geometries. The CFD analysis revealed greater accuracy and criticality in

high-suction zones, reinforcing the importance of numerical modeling in projects with unusual architectural forms and demonstrating the need for scale model tests in a wind tunnel.

**Keywords**: Coberturas Não Convencionais; Vento em Edificações; ABNT NBR 6123; Dinâmica dos Fluidos Computacional

[1] Eng. Civil, D.Sc., Professor, Departamento de Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Poto Alegre, RS, Brasil.

[2] Eng. Engenharia Civil, D.Sc., Professor, Programa de Pós graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Passo Fundo, RS, Brasil

## 1 INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos estruturais para uma ampla gama de formas arquitetônicas é uma realidade que impõe desafios significativos à engenharia de estruturas. Nesse contexto, a engenharia do vento ganha destaque, dadas as inúmeras variáveis e incertezas que definem o comportamento estático e dinâmico das estruturas, e a grande influência da geometria das edificações neste campo.

A norma brasileira ABNT NBR6123 [1], revisada e publicada em 2023, apresenta os métodos para a determinação das forças devidas ao vento em edificações, mas, inevitavelmente, se limita a algumas formas geométricas comuns, a partir das quais os projetos podem ser avaliados.

A prática mais comum para a determinação de velocidades do vento, pressões sobre vedações, e cargas totais induzidas pelo vento em edificações, é predominantemente realizada por meio de medições em túneis de vento de camada limite (Fig. 1). Estes ensaios simulam as características principais das condições de escoamento atmosférico e são amplamente aceitos (Stathopoulos [2], Blocken [3]). De fato, grande parte da informação sobre cargas de vento contidas em normas e códigos de prática construtiva foi obtida a partir de pesquisas que utilizaram essa modelagem física, a qual permite um grande controle sobre as condições de contorno e de teste para a avaliação de projetos (Blocken [3]).



Fig. 1 - Fotografias dos túneis de vento Prof. Joaquim Blessmann/UFRGS (esquerda) e Prof. Jacek Piotr Gorecki/UNNE (direita). Fonte: Loredo-Souza *et al*. [4].

Contudo, segundo Stathopoulos [2], a pesquisa em túneis de vento de camada limite possui suas próprias limitações, as quais incluem, mas não se restringem a: (i) incapacidade de modelar satisfatoriamente os impactos de escoamentos com vórtice, como tornados, e certos tipos de frentes de rajada, como downbursts; (ii) as restrições impostas pelo número de Reynolds que afetam a precisão na modelagem de escoamentos sobre superfícies curvas ou de escoamentos no interior de edificações, como a ventilação natural ou a difusão de poluentes em recintos parcialmente abertos; e (iii) a dificuldade para simular com precisão escoamentos em camadas limite atmosféricas sob variadas condições de estabilidade (Loredo-Souza *et al*. [4]).

Além das análises em túnel de vento, outra prática comum é a utilização de valores aproximados baseados em formas geométricas padronizadas que sejam similares à forma em estudo. Embora essa prática necessariamente introduza ao projeto algum tipo de erro (ou incerteza adicional), pode auxiliar em estudos iniciais. Contudo, conforme ilustrado pelo trabalho de Cóstola *et al*. [5], essa prática exige cuidado, pois pode introduzir erros significativos, a depender das hipóteses adotadas para extrapolação.

Assim, justifica-se a Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD) como um complemento promissor para superar as limitações impostas pelos métodos citados anteriormente, nos casos envolvendo geometrias complexas ou não padronizados.

A engenharia do vento computacional, que trata da aplicação de metodologias de CFD em problemas clássicos de engenharia do vento e aerodinâmica de edificações, tem desenvolvido soluções numéricas com potencial para contornar as restrições dos túneis de vento (Blocken [2]). Contudo, a precisão e a confiabilidade das simulações de CFD ainda são uma preocupação, e estudos de verificação e validação da solução costumam ser imperativos (Blocken [3], e Blocken [6]).

Segundo Blocken [3], os resultados da CFD podem ser muito sensíveis a uma ampla gama de parâmetros computacionais, incluindo o modelo de turbulência, a discretização do problema (malha), e as condições de contorno. Modelos RANS (Reynolds-averaged Navier-Stokes), embora amplamente utilizados devido ao menor custo computacional, podem ter deficiências em regiões de alta vorticidade ou para a modelagem de características transientes do campo de fluxo, como separação e derramamento de vórtices. Por outro lado, modelos LES (Large Eddy Simulation – ou Simulações de Grandes Escalas) oferecem uma performance intrinsecamente superior na resolução de grandes escalas de turbulência, mas com um custo computacional significativamente maior, tornando-os muitas vezes inviáveis para aplicações práticas que exigem simulações para múltiplas direções de vento. Portanto, na maioria das vezes é crucial a validação dos resultados da CFD com dados experimentais confiáveis (Fig. 2).

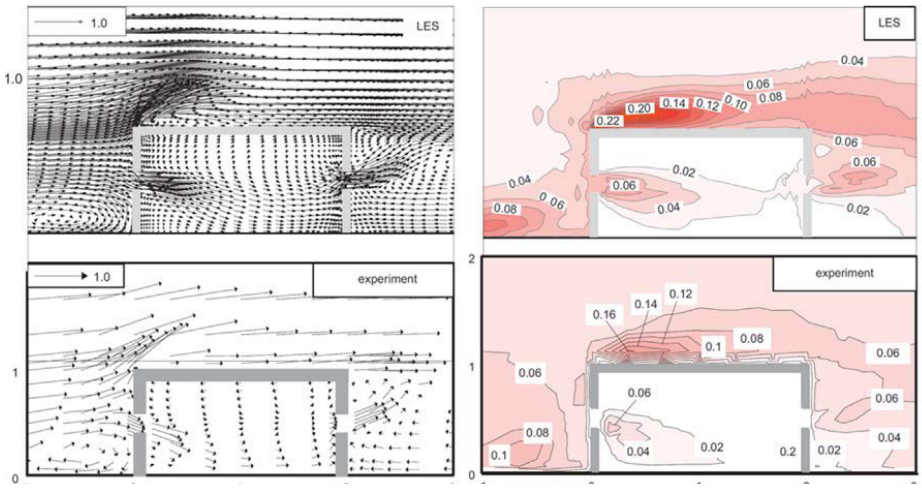



Fig. 2 – Exemplo que ilustra vetores de velocidade obtidos por análise tipo LES (esquerda) e distribuição da energia cinética de turbulência (direita), ambos em comparação a resultados obtidos através de análise em túnel de vento. Fonte: Hu *et al*. [7].

Outro aspecto intrínseco à aplicação de modelos de CFD é o fato de que a sua aplicação requer um entendimento claro dos princípios da mecânica dos fluidos e das técnicas computacionais envolvidas, sob risco de uma avaliação incorreta ou de se considerar erros significativos nos resultados.

Assim, para ilustrar as ideias e implicações das análises simplificadas sobre um exemplo de projeto com cobertura não atendido pela norma brasileira, este trabalho apresenta uma análise crítica a respeito da

obtenção das forças devidas ao vento em um galpão de planta retangular com telhado poligonal semelhante a uma geometria tipo gambrel, com duas águas para cada lado (Fig. 3).

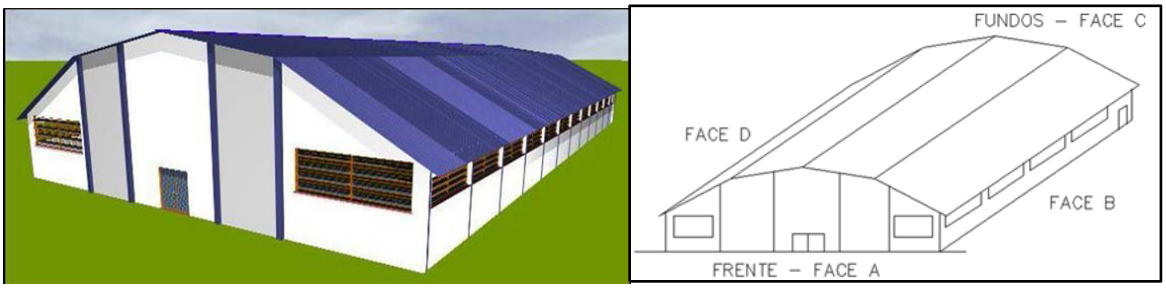



Fig. 3 – Perspectiva do galpão a ser analisado, e identificação das superfícies laterais.

A análise em questão é feita através de comparações entre extrapolações possíveis de modelos contidos na norma ABNT NBR6123:2023, e de análise computacional de CFD a partir do Método dos Volumes Finitos realizado a partir do pacote comercial ANSYSFluent, com uma abordagem RANS e modelo k–ω SST (Shear Stress Transport – Menter [8])de turbulência para a obtenção dos coeficientes de pressão em torno da edificação.

## 2 METODOLOGIA

O presente estudo é dividido em duas análises básicas, uma analítica a partir de métodos apresentados na ABNT NBR6123:2023, e outra numérica realizada através do Método dos Volumes Finitos. Ambas as análises são apresentadas a seguir.

### 2.1 Esforços devidos ao vento segundo a ABNT NBR6123:2023

O cálculo das forças devidas ao vento para o galpão a ser analisado, segundo a norma, é dado pela expressão 1, que é função da pressão dinâmica ($q$), do coeficiente aerodinâmico ($C$), da área de atuação da respectiva pressão ($A$), e do fator de vizinhança ($f_V$).

$$F = q \cdot C \cdot A \cdot f_V \quad (1)$$

A pressão dinâmica $q$é determinada conforme as expressões 2 e 3, a partir da velocidade básica do vento ($V_0$), e dos fatores $S_1$, $S_2$ e $S_3$, além da massa específica do ar, constante para todos os efeitos aqui tratados (se adotada como 1,226 kg/m$^3$, com velocidades em m/s, a unidade da pressão $q$ resulta em N/m$^2$).

$$q = \frac{1}{2}\rho V_k^2 = 0{,}613 V_k^2 \quad (2)$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3)$$

A velocidade básica do vento $V_0$ é obtida a partir do mapa de isopletas apresentado pela norma, que define a velocidade de uma rajada de 3 segundos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida em média uma vez a cada 50 anos. O fator $S_1$ é um fator topográfico que permite considerar características do relevo do terreno, como áreas planas, taludes, morros ou vales profundos.

O fator $S_2$ leva em conta o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, e das dimensões da edificação. Por fim, o fator $S_3$é um fator baseado em conceitos probabilísticos, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

O coeficiente aerodinâmico *C*, utilizado para a determinação das forças devidas ao vento, é determinado a partir dos coeficientes de forma externa $C_e$ e interno$C_i$, conforme a expressão 4, econtabiliza os efeitos aerodinâmicos associados à geometria da edificação, bem como sua permeabilidade(aberturas como juntas, frestas, espaços de ventilação, vãos de portas e janelas etc.).

$$F = q \cdot A \cdot (C_e - C_i) \tag{4}$$

Para a determinação do $C_i$ em galpões (onde admite-se que a pressão interna seja uniformemente distribuída), é possível utilizar um método simplificado a partir de características como simetria e estanqueidade, ou calcular a partir das áreas de abertura e direção do vento. Em tais casos, o coeficiente de forma interno é tomado igual ao coeficiente de pressão interno $C_{pi}$ calculado ou indicado pela norma.

Quanto à determinação do $C_e$, deve-se considerar a geometria da edificação. A norma apresenta parâmetros para telhados com uma água (integrados à edificação ou isolados), duas águas com cumeeira ou calha central (integrados à edificação ou isolados), além de telhados múltiplos com algumas condições específicas, e, por fim, apresentaainda alguns valores de referência para coberturas curvas.

São apresentados nas Figs. 4 e 5, respectivamente, os parâmetros geométricos para a cobertura de duas águas com cumeeira, e a abóboda cilíndrica de seção circular.

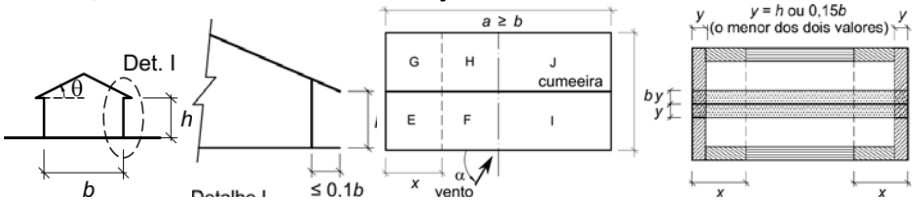



Fig. 4 – Parâmetros geométricos para cobertura em duas águas. Fonte: ABNT NBR6123:2023.

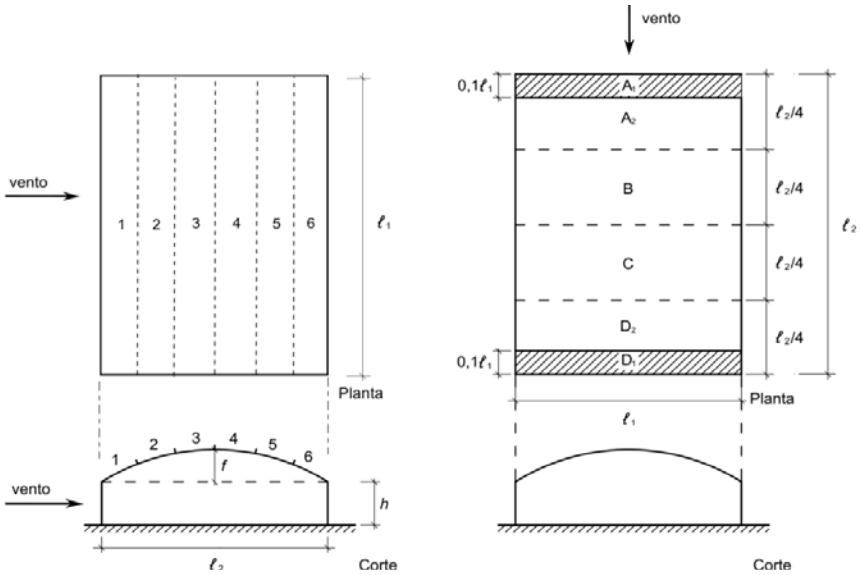



Fig. 5 – Parâmetros geométricos para cobertura curva. Fonte: ABNT NBR6123:2023.

Assim, com base nos parâmetros geométricos ilustrados, a norma apresenta os coeficientes de pressão e de forma externos para ambas as geometrias. De forma truncada para valores de interesse do trabalho atual, a Tabela 1 ilustra os coeficientes para a relação $h/b < 0{,}5$ no caso da cobertura em duas águas, enquanto a Tabela 2 apresenta os coeficientes relacionados a $f/\ell_2 = 0{,}2$.

Tabela 1 – Coeficientes de pressão e de forma externos para telhados em duas águas.
Fonte: ABNT NBR6123:2023.

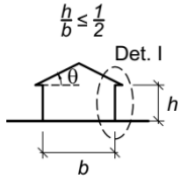
| Altura Relativa | $\theta$ | Valores de $C_e$ para | | | | $c_{pe}$ médio | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\alpha = 90°$ | | $\alpha = 0°$ | | | | | |
| | | EFI | GHJ | EG | FH | | | | |
|  | 0° | –0,8 | –0,4 | –0,8 | –0,4 | –2,0 | –2,0 | –2,0 | — |
| | 5° | –0,9 | –0,4 | –0,8 | –0,4 | –1,4 | –1,2 | –1,2 | –1,0 |
| | 10° | –1,2 | –0,4 | –0,8 | –0,6 | –1,4 | –1,4 | | –1,2 |
| | 15° | –1,0 | –0,4 | –0,8 | –0,6 | –1,4 | –1,2 | | –1,2 |
| | 20° | –0,4 | –0,4 | –0,7 | –0,6 | –1,0 | | | –1,2 |
| | 30° | 0 | –0,4 | –0,7 | –0,6 | –0,8 | | | –1,1 |
| | 45° | +0,3 | –0,5 | –0,7 | –0,6 | | | | –1,1 |
| | 60° | +0,7 | –0,6 | –0,7 | –0,6 | | | | –1,1 |



Tabela 2 – Coeficientes de pressão externa para telhados em curva e vento perpendicular à geratriz.
Fonte: ABNT NBR6123:2023.

| $f/\ell_2$ | $h/\ell_2$ | $c_{pe}$ para a parte | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1/5 | 0 | +0,3 | −0,3 | −0,6 | −0,7 | −0,6 | −0,2 |
| | 1/8 | −0,5 | −0,5 | −0,7 | −0,7 | −0,5 | −0,2 |
| | 1/4 | −0,9 | −0,6 | −0,8 | −0,8 | −0,4 | −0,2 |
| | 1/2 | −1,2 | −0,7 | −0,9 | −0,8 | −0,3 | −0,2 |
| | 1 | −1,4 | −0,8 | −0,9 | −0,9 | −0,4 | −0,4 |
| | 5 | −1,8 | −1,0 | −1,1 | −1,2 | −0,8 | −0,7 |

**2.1 Esforços devidos ao vento a partir de simulação numérica (CFD)**

A análise numérica foi efetuada através do software ANSYS Fluent, disponível na Escola de Engenharia da UFRGS, com uma abordagem bidimensional, e solução numérica para regime permanente (modelo RANS) através do Método dos Volumes Finitos.

A formulação utilizada para o acoplamento pressão-velocidade utiliza o algoritmo SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations– Patankar[9]), e a discretização espacial do problema envolve uma malha 2D composta por elementos majoritariamente quadrilaterais (com possíveis elementos triangulares para transições), com refinamento de borda aplicado às superfícies de maior interesse, e camada de inflação para melhor organização da malha nesta região.

É importante destacar que neste tipo de modelo, não há interação entre o fluido e a estrutura. Isto é, apenas o contorno da estrutura é modelado a fim de que sejam obtidos os parâmetros de escoamento do fluido através da mesma (campo de velocidades e pressão). A figura 6 ilustra a malha de elementos finitos utilizada na modelagem em questão. Mais informações sobre a geometria da edificação são apresentadas no item 2.3 deste trabalho.

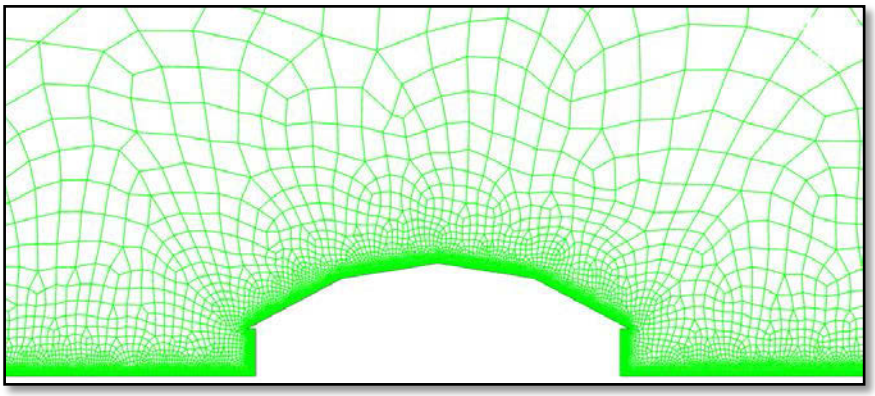


Fig. 6 – Discretização do modelo bidimensional analisado.

Ainda sobreo algoritmo, é importante destacar o modelo de turbulência utilizado do tipo k–ω SST (Menter [8]), que apresenta bom desempenho para escoamentos externos com separação de fluxo, pois combina as vantagens do modelo k–ω na camada limite e do modelo k-ε (Launder e Spalding [10]) no escoamento livre, com parâmetros do fluido tratado como incompressível e com densidade do ar de 1,23 kg/m$^3$, e viscosidade dinâmica ($\mu$) de 1,79x$^{-5}$ kg/(m.s).

As condições de contorno do problema são ilustradas pela figura 7, de modo a ilustrar as camadas de entrada (com velocidade inicial determinada no item 2.3 deste trabalho), saída (pressãode referência nula), e de simetria (topo). O solo e a edificação são definidos com a condição de não deslizamento, e uma constante de rugosidade 0,5.

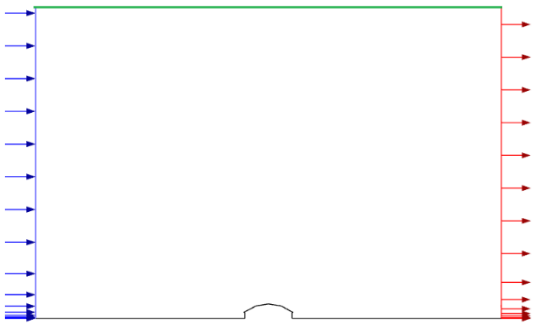


Fig. 7 – Condições de contorno.

**2.3Edificação analisada**

O exemplo ilustrativo deste trabalho se refere a um galpão para usos gerais, com vão simples e fechamento de alvenaria, e cobertura em poligonal, conforme ilustrado pela figura 3. Os pórticos são treliçados, e espaçados a cada 5m, sendo o galpão com 60m de comprimento e 30m de largura, conforme ilustrado nas Figuras 8 e 9.

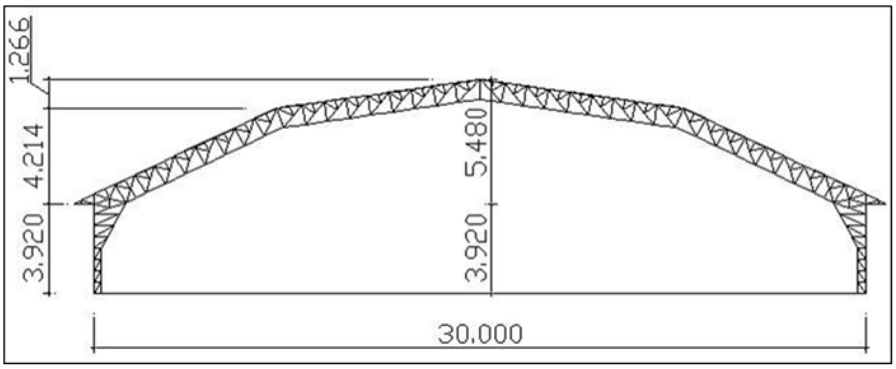



Fig. 8 – Pórtico típico da estrutura.

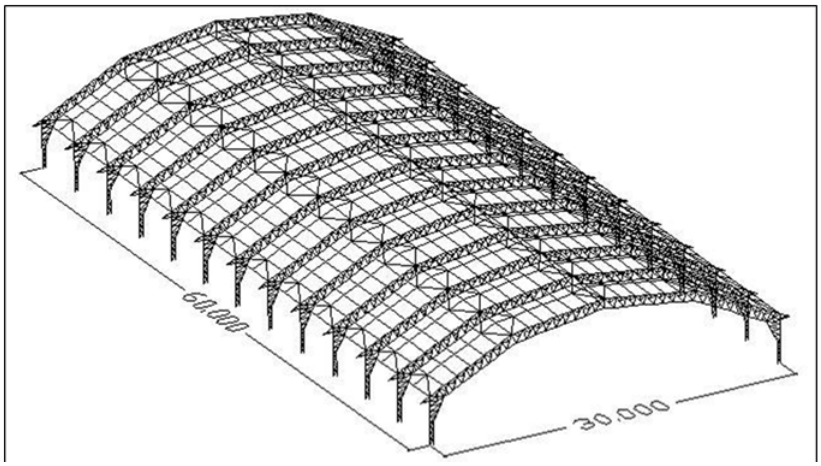



Fig. 9– Estrutura em perspectiva.

Além das dimensões apresentadas, também são necessários, para a determinação do coeficiente de pressão interna, as áreas das faces e suas respectivas aberturas. A figura 3 (direita) nomeia as quatro faces laterais da edificação, cujas áreas são apresentadas na tabela 3.

Tabela 3 – Áreas das superfícies laterais e respectivas aberturas.

| | **Face A** | **Face B** | **Face C** | **Face D** |
|---|---|---|---|---|
| **Área Total ($m^2$)** | 230,6 | 260,2 | 230,6 | 260,2 |
| **Área de Aberturas ($m^2$)** | 29,5 | 68,4 | 0 | 66,2 |

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1Parâmetros básicos de norma

Algumas hipóteses são adotadas para fins ilustrativos, de modo que seja possível determinar os parâmetros apresentados no item 2.1 deste trabalho:

- Parâmetro $S_1$ **= 1**: Terreno plano, ou fracamente acidentado;
- Parâmetro $S_2$**(na altura da cobertura z=9,4 m) = 0,79**: Classe C, categoria IV;
- Parâmetro $S_3$ **= 1**: Grupo 3.
- Velocidade básica $V_0$ **= 45 m/s**: Mapa de isopletas;
- Velocidade característica do vento ($V_k$), conforme a Eq. 3: $V_k$ **= 35,55 m/s**;
- Pressão de obstrução ($q$) conforme a Eq. 2: $q$ **= 774,71 N/$m^2$**.

### 3.2Coeficientesde forma para as paredes ($C_e$) e coeficiente de pressão interno ($C_{pi}$)

Os coeficientes de forma externos para as paredessão extraídos diretamente da ABNT NBR 6123:2023, para o caso de planta retangular, com os parâmetros $h/b$< 0,5, e relação $a/b$ = 2. Os resultados são apresentados na figura 10.

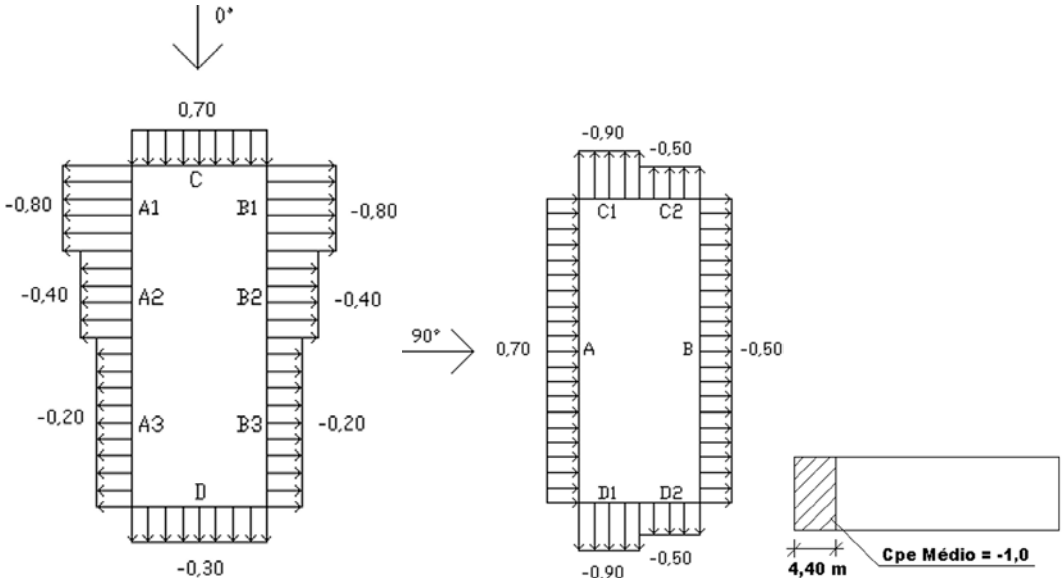



Fig. 10 – Coeficientes de forma para as paredes da edificação.

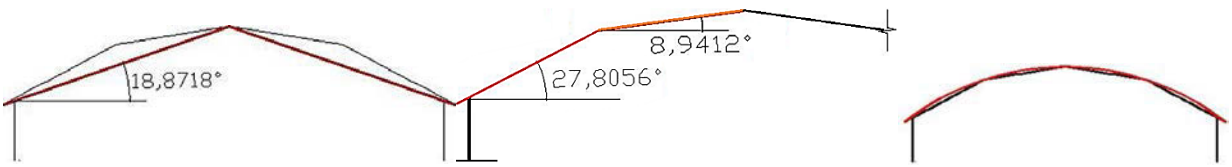
É possível a aplicação do método detalhado da ABNT NBR6123:2023 para a determinação do coeficiente de pressão interno, que é baseado na hipótese de que massa de ar que entra na edificação deve ser a mesma que sai, ou seja, o somatório da vazão (*Q*) em todas as aberturas é nulo, o que permite determinar com boa precisão o coeficiente de pressão interno, uma vez conhecidosos coeficientes de pressão médios na periferia das aberturas.

Além disso, várias hipóteses podem ser estudadas, como diferentes áreas de abertura (portas e/ou janelas abertas ou fechadas), o que deve conduzir a uma hipótese crítica para $C_{pi}$ em diferentes direções do vento.

A partir deste estudo, chegou-se aos valores de $C_{pi}$ = (+0,7; - 0,57), para vento a 0º, e $C_{pi}$ = (+0,7; - 0,53) para vento a 90º.

### 3.2Coeficientes de forma para a cobertura ($C_e$) e vento a 90º- Método aproximado a partir da norma

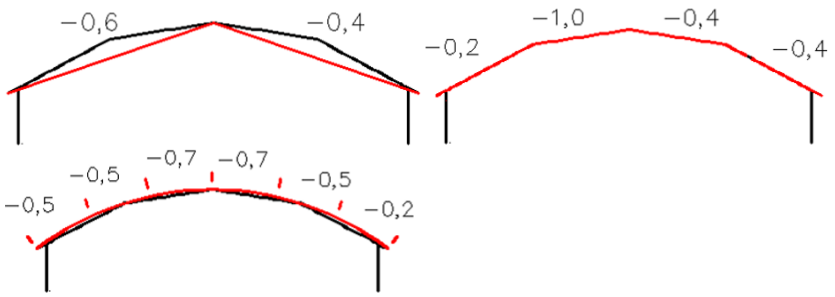
Algumas hipóteses aproximadaspodem ser elencadas a partir dos tipos de cobertura apresentados pela norma ABNT NBR6123:2023, conforme ilustram as figuras 11.a-c.




(a) (b) (c)

Fig. 11 – Hipóteses aproximadas: (a) cobertura em duas águas com mesma altura da cumeeira; (b) Coberturas com duas águas com duas inclinações iguais às dos trechos da poligonal; e (c) cobertura em arco sobreposta à poligonal.

Segundo essas hipóteses, para o vento a 90º (perpendicular à geratriz do arco), é possível obter os seguintes coeficientes de forma externos a partir das tabelas apresentadas na norma para cada um dos casos (Tabelas 1 e 2 deste trabalho), ilustrados nas figuras 12.a-c.




(a) (b) (c)

Fig. 12 – Coeficientes de forma para as hipóteses aproximadas para cada caso: (a) duas águas inscritas; (b) duas águas com cada inclinação da poligonal; e (c) arco.

Outro aspecto ainda relevante para a análise em questão trata da incidência oblíqua do vento, que nos casos de cobertura em duas águas deve ser atendido pelos coeficientes $C_{pe}$ médio nas regiões de desprendimento de vórtices (alta sucção) conforme área de incidência e valores descritos na Tabela 1, e no caso de cobertura em arco é atendido pelo coeficiente $C_e$ = -1,8 nas áreas A1 e D1 conforme Fig. 5.

**3.3Coeficientes de pressão para vento a 90º- Análise numérica**

Conforme descrito no item 2.1, foi realizada a simulação do vento à 90º, com base nos parâmetros físicos e de modelagem apresentados, e velocidade inicial característica do vento determinada no item 3.1.

A figura 13 ilustra os resultados obtidos para a velocidade e direção do vento em torno da edificação, de onde se notam velocidades maiores próximas aos vértices mais altos da cobertura a barlavento, além dos(esperados) vórtices criando zonas de sucção (evidenciadas pelas direções do fluxo) a sotavento.

A figura 14, por sua vez, ilustra os resultados de energia cinética da turbulência, a partir da qual se observa mais facilmente as zonas de maior turbulência associadas aos vórtices, onde também é esperado que ocorram as maiores flutuações de velocidades.

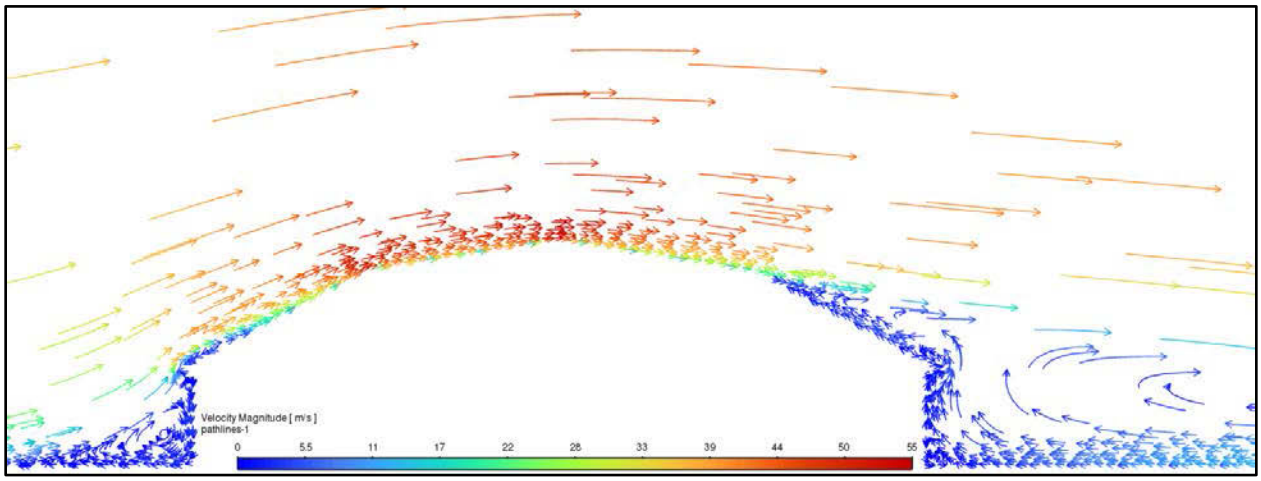



Fig. 13 – Linhas de fluxo e velocidade do ar em torno da edificação.

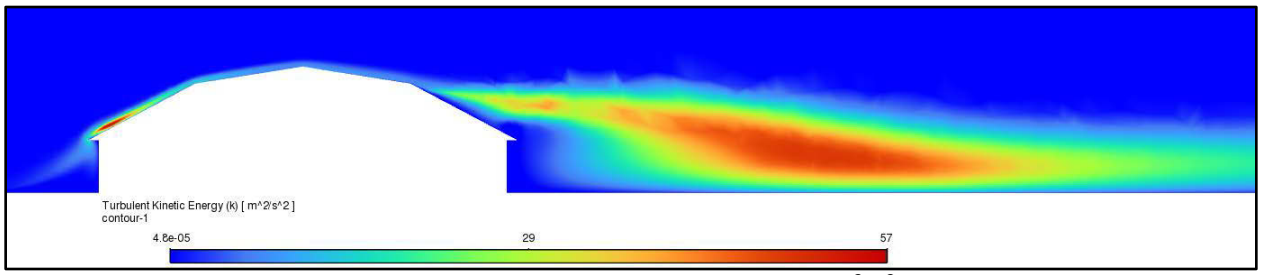



Fig. 14 – Energia cinética da turbulência ($m^2/s^2$).

Finalmente, a figura 15 apresenta os resultados do coeficiente de pressão, que é determinado localmente para cada valor de pressãoobtido, em função de pressão, velocidade e densidade do fluído de referência.

A partir desse resultado, é possível observar mais claramente que as regiões dos dois vértices mais altos à barlavento, de fato, apresentam elevada sucção. Também as duas águas superiores, com menor inclinação em relação à horizontal, sofrem sucção significativa, enquanto as duas águas mais baixas e com maior inclinação alternam entre sucção baixa à barlavento e valores de sucção mais próximos de zeroà sotavento.

Evidentemente, para que seja possível avaliar adequadamente esses resultados, é necessário relacioná-los com as áreas da ABNT NBR6123:2023 que são características para zonas de elevada sucção ($C_{pe}$médio conforme Tabela 1), e avaliar os valores médios para as regiões for dessas zonas. Entretanto, é também necessária uma aproximação neste quesito para que essas regiões se apliquem aos vértices e cumeeira da cobertura em poligonal estudada. É adotada, portanto, uma região para $C_{pe}$ médio de cobertura tipo duas águas próxima aos beirais (distância 'y' na Fig. 4), que neste caso resulta 3,92 m (dimensão h), e para cada uma das cumeeiras, o valor de 2 vezes 0,1·a', onde a' é a dimensão de um tramo simétrico nos casos de coberturas com repetição (tipo shed, ou múltiplos tramos de duas águas,

por exemplo), que no caso analisado resultaria em 3 m (centralizado em ambos os vértices e na cumeeira).

Assim, ilustra-se o gráfico da figura 16, que apresenta os valores de coeficiente de pressão obtidos ao longo da linha poligonal da cobertura (onde o eixo x é a posição local de cada linha que compõe o contorno da cobertura). Neste gráfico, é possível identificar cada um dos tramos que compõem a poligonal, de barlavento a sotavento. Além disso, estão destacadas com sombreamento amarelo as duas regiões próximas aos beirais, com largura de 3,92 m (altura *h* – Fig. 8), e com sombreamento azul as três regiões de vértices da poligonal (o central é a cumeeira), com largura de 3 m cada (2·0,1·a'=2·0,1·15=3).

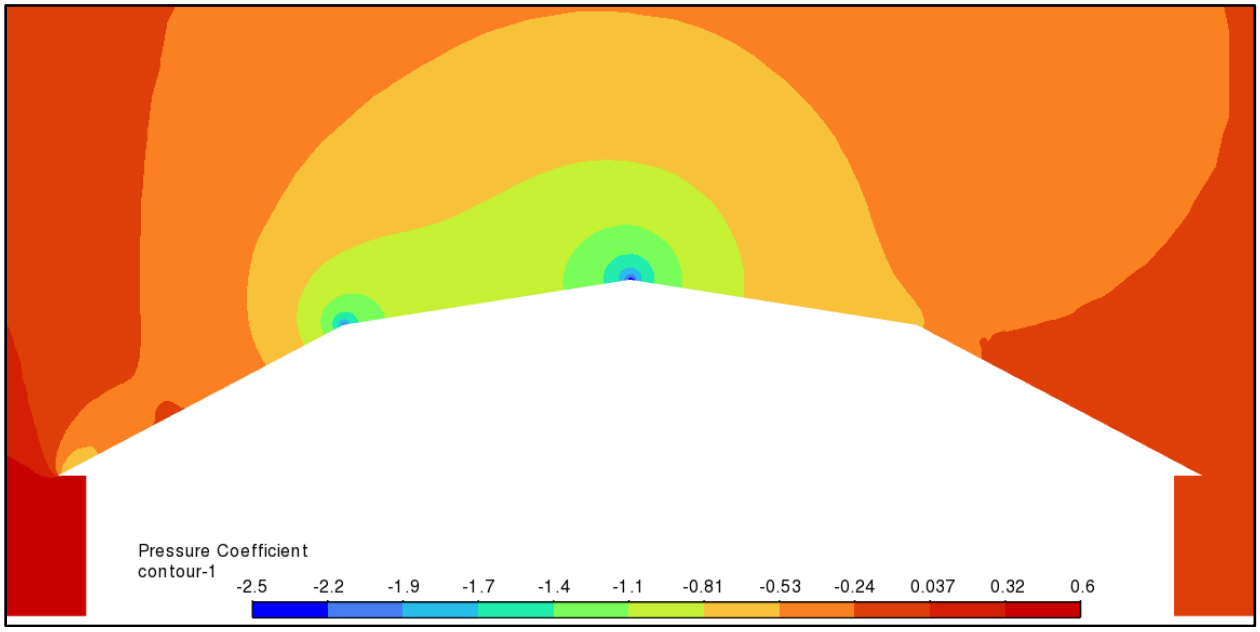



Fig. 15 – Coeficientes de pressão calculado a partir dos valores de referência (itens 2.1 e 3.1).

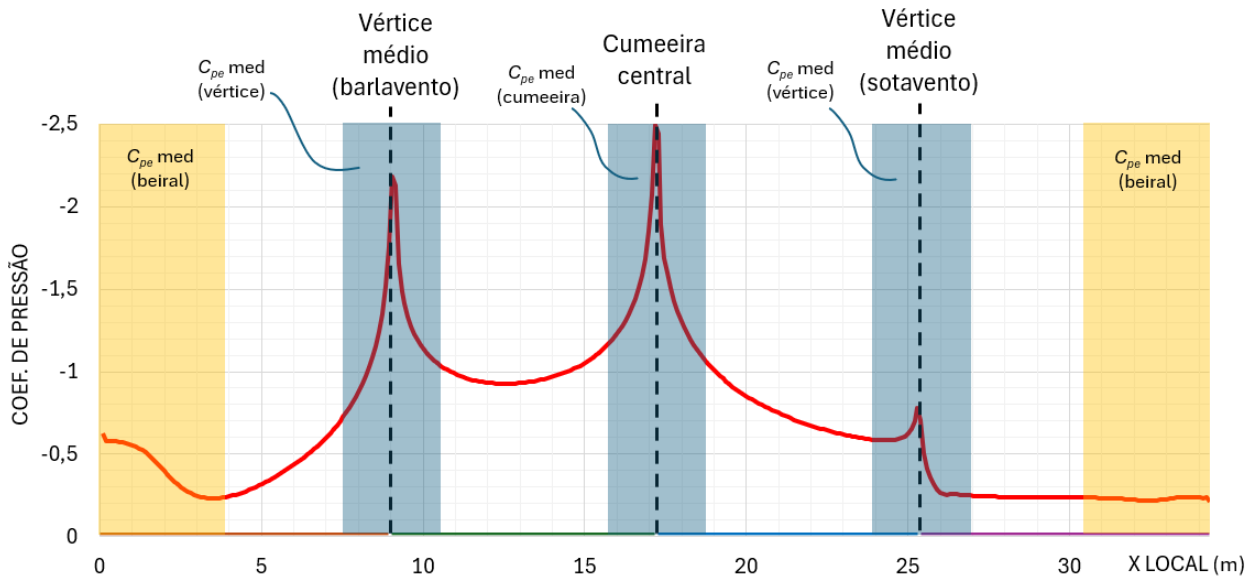



Fig. 16 – Coeficientes de pressão ao longo do comprimento da poligonal da cobertura, e respectivas zonas de alta sucção.

A separação dos trechos de elevada sucção é essencial para que seja possível a comparação com os coeficientes de forma externos $C_e$da Fig. 12. Assim, resultam os valores médios para os coeficientes de pressão de cada trecho reto da cobertura conforme ilustrado na Fig. 17.
Vale comentar ainda que os valores dos coeficientes de forma $C_{pe}$ médio para as regiões de elevada sucção (Tabela 1) não são diretamente comparáveis com os picos dos coeficientes de pressão obtidos via análise numérica (Fig. 16), nem tampouco são valores médios dessas regiões. Contudo, como não são valores utilizados para dimensionamento da estrutura principal analisada, não serão abordados neste trabalho.

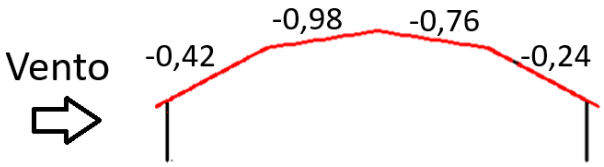


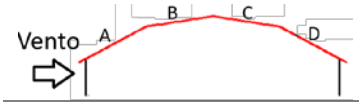

Fig. 16 – Coeficientes de pressão médio para cada trecho conforme análises numéricas

## 4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foram avaliadas duas formas distintas para a obtenção dos coeficientes de forme externo para uma cobertura em poligonal não tratada diretamente ela ABNT NBR6123:2023. A primeira forma diz respeito à extrapolação de geometrias tratadas pela norma, com base em dimensões semelhantes, buscando-se valores minimamente conservadores como referência. Neste contexto, foram comparados os valores de coeficientes de forma externos (Ce) obtidos a partir de três hipóteses:

Hipótese 1: Uma cobertura em duas águas com altura da cumeeira coincidente com a altura da cumeeira da cobertura em poligonal (Fig. 12.a);
Hipótese 2: Tomando-se os coeficientes de forma para cobertura em duas águas, individualmente para a inclinação de cada trecho distinto, ignorando a formação conjunta com 4 tramos em vez de 2 (Fig. 12.b);
Hipótese 3: Assumindo um arco contornando a poligonal com pontos coincidentes nos vértices (Fig. 12.c).
A segunda forma avaliada é por meio de uma análise numérica (CFD), sem considerar a interação do fluído com a estrutura, e com foto somente na obtenção dos coeficientes de pressão externo médios para cada trecho, excluídas as regiões de alta sucção mapeadas a partir de critérios da própria norma ABNT NBR6123:2023 (Fig. 16).
Para uma interpretação mais clara, a Tabela 4 ilustra os coeficientes de forma extrapolados a partir de cada hipótese listada acima, assim como os coeficientes de pressão médios obtidos numericamente.

Tabela 4 – Resumo dos resultados de coeficiente de pressão para vento a 90º.

|  | **Hipótese 1** | **Hipótese 2** | **Hipótese 3** | **Análise numérica** |
|---|---|---|---|---|
| **Trecho A** | -0,6 | -0,2 | -0,5 | -0,42 |
| **Trecho B** | -0,6 | -1,0 | -0,7 | -0,98 |
| **Trecho C** | -0,4 | -0,4 | -0,7 | -0,76 |
| **Trecho D** | -0,4 | -0,4 | -0,5 | -0,24 |

Este trabalho investiga a aplicabilidade da norma ABNT NBR 6123:2023 em geometrias de coberturas não convencionais, por meio da comparação entre extrapolações baseadas em modelos normativos e resultados obtidos por Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD). Um galpão com cobertura poligonal tipo gambrel foi analisado, com avaliação de coeficientes de pressão em diferentes trechos do telhado. Três hipóteses de extrapolação normativa foram consideradas e comparadas com os resultados de uma simulação numérica RANS-kω SST em regime permanente. Os resultados evidenciam que nenhuma das extrapolações normativas avaliadas apresentou valores conservadores para todos os trechos da cobertura, destacando a limitação de sua aplicação em geometrias complexas. A análise CFD revelou maior precisão e criticidade nas zonas de alta sucção, reforçando a importância da modelagem numérica em projetos com formas arquitetônicas não usuais.
Assumindo todos os efeitos desprezados nas extrapolações realizadas a partir das hipóteses 1 a 3 avaliadas, e que, mesmo de forma aproximada, são contabilizadas pela análise numérica, é razoável admitir que os resultados oriundos da análise numérica sejam mais precisos. Neste caso, é interessante observar que nenhuma das hipóteses de extrapolação conduziu a coeficientes de pressão conservadores para mais do que um dos trechos.
Para os dois trechos com maiores solicitações de sucção (trechos B e C), a hipótese 2 conduziu a um valor próximo ao numérico para o trecho B, mas conduziu a um valor inferior para o trecho C, e a hipótese 3 levou a um valor próximo para o Trecho C, mas um valor inferior para o trecho B.

Outra observação interessante é de que todas as hipóteses conduziram a valores inferiores em relação aos numéricos, para pelo menos 2 (dois) trechos de cobertura cada, e apenas no trecho D os resultados numéricos são inferiores a todas as hipóteses avaliadas.
Com isso, torna-se claro que a extrapolação dos coeficientes de forma fornecidos pela norma ABNT NBR 6123:2023 para algumas geometrias de coberturas, quando aplicada a outros tipos de geometria, pode não garantir resultados seguros. Em tais casos, a principal solução a ser avaliada deve ser uma validação experimental em túnel de vento, e, na impossibilidade desta, buscar uma avaliação cuidadosa por meio de simulações numéricas de dinâmica dos fluídos computacional.
Além disso, é importante comentar que no presente trabalho somente o vento na direção transversal à edificação (90º) foi avaliado, enquanto numa análise completa também a direção longitudinal e variações oblíquas devem ser estudadas. Contudo, tais resultados já são suficientes para a conclusão sobre a inviabilidade das extrapolações representadas pelas hipóteses avaliadas, além de ser necessário recomendar a necessidade de estudos em túnel de vento que permitam calibrar modelos computacionais.

**REFERÊNCIAS**

1 ABNT NBR 6123 –Associação Brasileira de Normas Técnicas–Forças devidas ao vento em edificações, 2ª Ed., Versão corrigida, 08.04.2025, Rio de Janeiro-RJ.

2 Stathopoulos T. Computational wind engineering: Past achievements and future challenges. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1997.V. 67. P. 509 – 532.

3 Blocken B. 50 years of Computational Wind Engineering: Past, present and future. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Elsevier B.V.; 2014.V.129, p. 69–102.

4 Loredo-Souza, A., Beatriz Camaño Schettini E, José Paluch M. Simulação da camada limite atmosférica em túnel de vento.Proceedings of ETT 2004 – Escola de Primavera de Transição e Turbulência, ABCM, Porto Alegre – RS, Brazil.

5 Cóstola D, Blocken B, Ohba M, Hensen JLM. Uncertainty in airflow rate calculations due to the use of surface-averaged pressure coefficients. Energy and Buildings. 2010 Jun; V42(6) P. 881–888.

6 Blocken B. Computational Fluid Dynamics for urban physics: Importance, scales, possibilities, limitations and ten tips and tricks towards accurate and reliable simulations. Building and Environment. 2015 Sep 1; V. 91:219–245.

7 Hu CH, Ohba M, Yoshie R. CFD modelling of unsteady cross ventilation flows using LES. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2008 Oct; V. 96(10–11):1692–1706.

8 Menter, F.R.Two-Equation Eddy-Viscosity Turbulence Models for Engineering Applications.AIAAJ Journal.1994 Aug; V. 32 (8): 1598–1605.

9 Patankar, S. V. *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. New York: Hemisphere Publishing Corporation. McGraw-Hill Book Company; 1980.

10 LAUNDER, Brian Edward; SPALDING, Dudley Brian. The numerical computation of turbulent flows. Numerical prediction of flow, heat transfer, turbulence and combustion. Pergamon, 1983. p. 96-116.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: (Outros)

# COEFICIENTES DE PRESSÃO EM TELHADOS DE DUAS E QUATRO ÁGUAS DEVIDOS À AÇÃO DE *DOWNBURSTS*

Vanessa Vanin[1]
Zacarias Martin Chamberlain Pravia[2]

**Resumo**

A classificação de dados estatísticos de temporais com ventos fortes tem ganhado destaquena engenharia de vento. Os perfis de ventos downburst diferem do perfil de ventos estacionários de camada limite (SBL), que é predominantemente usado na concepção de normas em todo o mundo. Com a existência de modelos que representam os perfis de velocidade do downburst, os pesquisadores começaram a estudar a ação desses ventos de alta intensidade em estruturas como edifícios, torres de transmissão e cabos. Apesarde pesquisas recentes sobre o comportamento de diversas estruturas sob carregamentos de vento downburst, ainda existem muitas dúvidas sobre os danos causados por estes eventos,tanto nas estruturas pesquisadas como em outras. Há também uma lacuna no estudo das diferenças entre os coeficientes de pressão gerados por downbursts e ventos SBL. Este trabalho investiga os efeitos dos downbursts em telhados de quatro e de duas águas, que são frequentemente danificados por ventos de alta intensidade. Um downburst numérico é simulado usando fluido dinâmica computacional (CFD) para obter o coeficiente depressão em telhados de quatro e de duas águas. Esses dados são então comparados com os coeficientes de pressão de vento devido a SBL usual de estudos anteriores.

**Palavras-chave**: Vento; CFD; Micro Explosão; Telhado de quatro águas; Telhado de duas águas.

# PRESSURE COEFFICIENTS ON HIP AND GABLE ROOFS DUE TO DOWNBURST ACTION

**Abstract**

The classification of statistical data from wind events has been highlighted in wind engineering. Profiles for downburst winds differ from the stationary boundary layer profile (SBL), which is predominantly used in designing codes worldwide. With the existence of models that represent the downburst velocity profiles, researchers have begun to study the action of these high-intensity winds on structures such as buildings, transmission towers, and cables. Despite recent research on the behavior of several structures under downburst wind loads, there are still many doubts about the damage caused by these events, both in the researched structures and others. There is also a gap in the study of the differences between the pressure coefficient generated by downbursts versus SBL winds. This work investigates the effects of

downbursts on hip and gable roofs, which are often damaged by high-intensity winds. A numerical downburst is simulated using computational fluid dynamics (CFD) to obtain the pressure coefficient in hip and gable roofs. This data is then compared with the pressure coefficients of the usual SBL from previous studies.

**Keywords**: Wind; CFD; Downburst; Hip roof; Gable roof.

[1] Engenheira Civil, D.Sc, V & C Estruturas, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, D.Sc, Professor, PPGENG UPF, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, Rio Grande do Sul, Brasil.

## 1 INTRODUCTION

High-intensity wind events cause the failure of several structures worldwide, even though the wind action is part of the structural design. The classic procedure prescribes a horizontal velocity profile that grows exponentially with height from a reference speed, usually at 10 m in height, known as the stationary boundary layer (SBL). This prescription is part of international codes for determining the wind action on structures and is representative of synoptic winds, like extra tropical cyclones.

However, high-intensity winds might be caused by mesoscale and microscale events, such as downbursts and tornadoes. The wind field generated by these events differs widely from that associated with SBL. The high number of accidents with structures caused by high-intensity winds reinforces the necessity of a better understanding of the action that different wind events cause in different structures.

The high-intensity convective winds, despite reaching their highest speeds close to the ground and, therefore, being of fundamental importance in structural engineering, were correctly identified just a few decades ago. During the 1970s, Fujita (1) identified the existence of the downburst based on the strange pattern of damage to trees in forests and structural damage caused by similar winds. This meteorological event has been described as a wind downdraft that occurs during a local storm produced by a cumulonimbus cloud, which is always accompanied by lightning and thunder (FUJITA (1)).

The first investigations into the damage caused by this meteorological phenomenon took place in aviation. Zhu & Etkin (2), reported downbursts as the cause of numerous accidents during takeoffs and landings, hence the need for a model that adequately represents the velocity profiles generated by a downburst. Since then, several authors, such as Zhu & Etkin (2), Oseguera & Bowles (3) and Vicroy (4), Holmes & Oliver (5), Ponte & Riera (6), among others, have presented models that describe the velocity field generated during a TS event.

With the existence of models that represent the downburst velocity profiles, research on the effect of these high-intensity winds on structures such as buildings, transmission towers, and cables began to be done.

Although the behavior of several structures under downburst wind loads has been researched in recent years, there are still many doubts about the damages caused by these events both in the researched structures and in others, and also a gap in the study of the differences between the pressure coefficient generate by downbursts versus SBL winds.

Loredo-Souza *et al.* (7) brought an overview of the downburst areas with a significant risk of occurrences in Brazil. Downbursts are frequently observed in the eastern and western areas of the Amazon Basin, in the Southern, and the Southeast Regions of Brazil.

This research investigates the effects of downbursts on hip and gable roofs, which are often damaged by high-intensity winds. Despite considering wind action in their projects, the aerodynamic behavior of these types of roofs to downburst winds still needs to be fully understood. To achieve this, a numerical downburst is simulated using computational fluid dynamics (CFD) to obtain the pressure coefficient in hip and gable roofs. This data is then compared with the pressure coefficients of the usual SBL from previous studies.

## 2 METHODS

The numerical modeling of a downburst is performed using computational fluid dynamics. Computational Fluid Dynamics (CFD) is the area of study that uses a variety of techniques like finite difference, finite volume, finite element, and spectral methods to solve numerically to the Navier-Stokes equations with high-speed computers. Once there is no analytical solution for the Navier-Stokes equations, some techniques Large Eddy Simulation (LES) can be employed. LES resolves the time averaged and unsteady motions of large-scale turbulent eddies, and models small, subgrid scale eddies. LES resolves the time-averaged and unsteady motions of large-scale turbulent eddies, and models small, subgrid-scale (SGS) eddies (SIMIU; YEO, (8)). The solver utilized the LES technique, and the turbulent components were accounted for in the Dynamic Sub-Grid Scale model by Smagorinsky (9) and Germano *et al.* (10).

### 2.1 Simulation

To perform the simulations, a domain based on the average characteristics of a downburst as described in Holmes *et al.* (11) and Aboshosha, Bitsuamlak & Damatty (12) is established. The time span is 400-s, the jet diameter equals 1000 m, and the computational domain is 8000 m in diameter and 2000 m in height, as shown in the figures1 and 2.

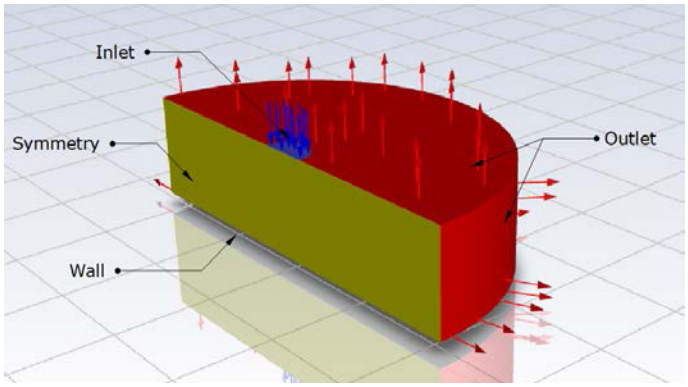



Figure 1. Diagram of the Modeling Wind Field via CFD Method

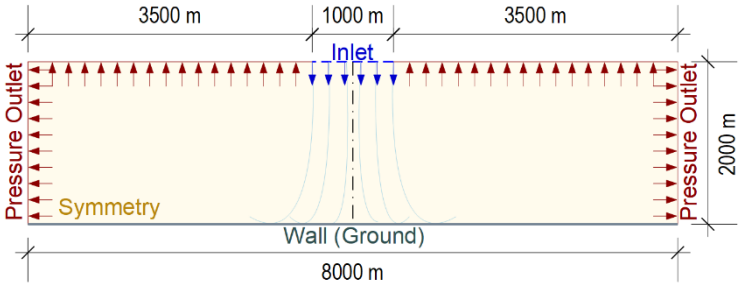
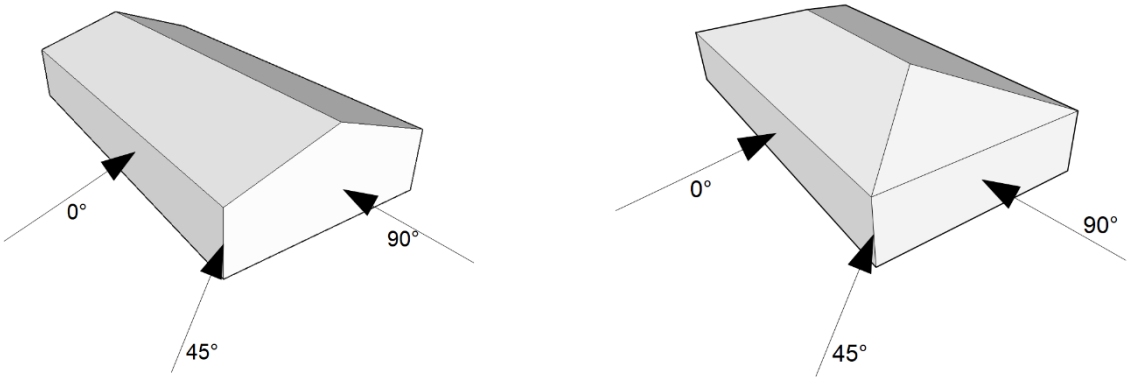



Figure 2. Computational domain and boundary conditions

Five cases were defined to determine the critical distance from the downdraft, with the radius from the center varying from 750 m to 3900 m. Each case was individually simulated, and the hip and gable roofs were placed at three different angles (figure 3, 0°, 45°, and 90°, about the radial wind velocity. The domain was divided into six sections to place and maintain the maximum distance between them to avoid neighborhood effects as presented in Figure 4. The dimensions were established from Meecham, Surry & Davenport (13) and can be viewed in Figure 5.




(a) Gable roof (b) Hip roof

Figure 3. Wind direction

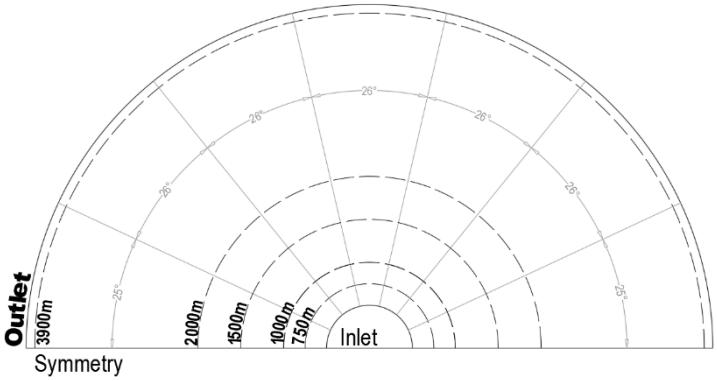



Figure 4. Scheme of simulation with the five radii defined here

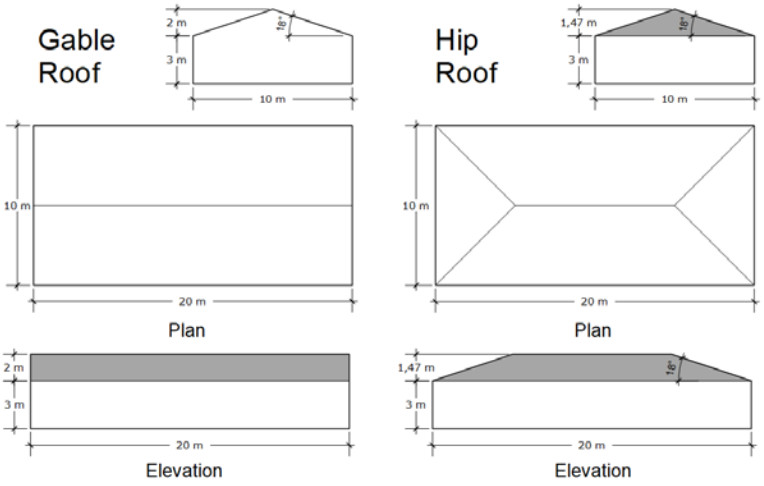



Figure 5. Dimensions of the modeled sheds

After establishing the domain, a mesh is generated. The mesh divides the domain using grids, into finite volumes with simple geometries, as shown in Figure 6.

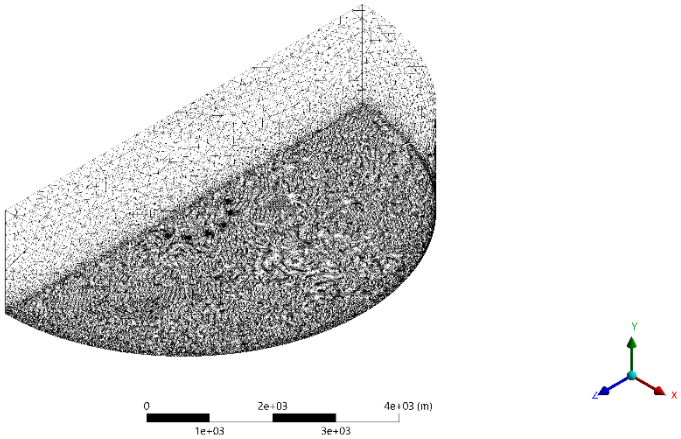



Figure 6.Diagram of the Mesh for the wind tunnel

The method chosen in this simulation is the Patch Conforming Method, and the mesh type is composed of Thetahedros (Tet10). The mesh size varies according to the domain position; the maximum size is 250 m, but below 100 m, close to the ground, the size diminishes to 20 m, and the buildings are modeled with a face size of 1 m, as shown in Figures 6. The orthogonal quality verifies the mesh quality, it is desirable that the minimum quality is not lower than 0.2. The orthogonal quality of the mesh is present in Figure 7. The quality mesh was improved with tools in the solver program, and the minimum quality was 0.25.

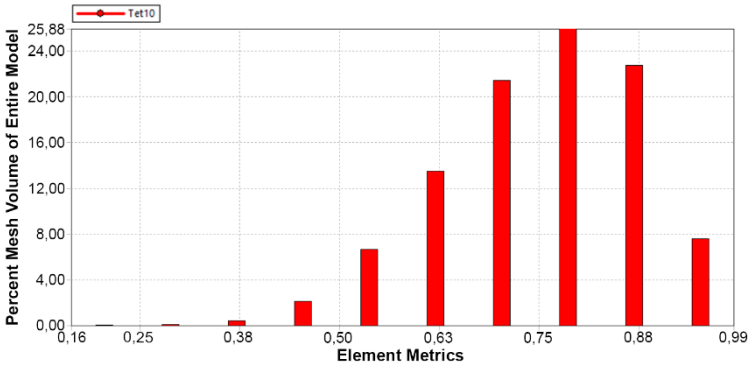



Figure 7. Diagram of the Mesh Orthogonal Quality - 3D Domain

The next step consists in set the physical parameters as shown in Table 1. The Pressure-based solver is used for incompressible flows, and the turbulence model adopted is the Large Eddy Simulation.

Table 1 – SimulationParameters

| | |
|---|---|
| General | Pressure-based solver<br>3D Planar<br>Gravitational acceleration = 9.81 m/s² |
| Models | Viscous<br>Large Eddy Simulation (LES)<br>Smagorinsky-Lilly Subgrid-Scale Model<br>Dynamic Stress<br>Default model constants |
| Materials | Air<br>Density = 1.225 kg/m³<br>Dynamic Viscosity = $1.7894 \times 10^{-5}$ kg/m.s |
| Solution Methods | Pressure-Velocity Coupling: PISO<br>Spatial Discretization:<br>Gradient - Least Squares Cell-Based<br>Pressure - Second Order<br>Momentum - Bounded Central Differencing<br>Transient Formulation: Bounded Second-Order Implicit |
| Solution Controls | Default Under-Relaxation Factors |
| Monitors | Residual Convergence Criteriaat $1e-5$ |
| Run Calculation | Time Step Size Adaptive min 0,05 s<br>Time = 400 s<br>Max Iterations/Time Step = 30 |

It is expected to observe whether the velocity profiles obtained in the simulation match the ones presented in the literature and determine the critical distance from the inlet downdraft where the maximum roof suction occurs and the time that occurs.

## 3 SIMULATION AND RESULTS

The simulations were performed to obtain the pressure coefficients in gable and hip roofs, verify the pattern of pressure acting on them, and compare them with the ones caused by SBL winds.

For each case, a 400-s event was simulated, and the instant at which the maximum suction pressure occurred was determined. The velocity magnitude and pressure coefficients for the gable and hip roofs at this instant are presented below, as well as the time history of the wind speed at 10 m high for the 400 s simulation to each case and velocity profiles.

### 3.1 Case A

Case A is placed at 750 m from the center of the domain or 250 m from the inlet  jet Figure 8. The velocity profile, Figure 9, shows that the highest velocities happened below 20 m and present the characteristic nose shape of the DW velocity profile as expected. The velocity time history in Figure 10 also presented the characteristic behavior of a DW having several velocity peaks over time, where one can notice the transiency of this type of meteorological event.

According to the time history, the highest velocity occurred around 211 s and was 38,78 m/s, but the peak negative pressure coefficient occurred at 286 s.

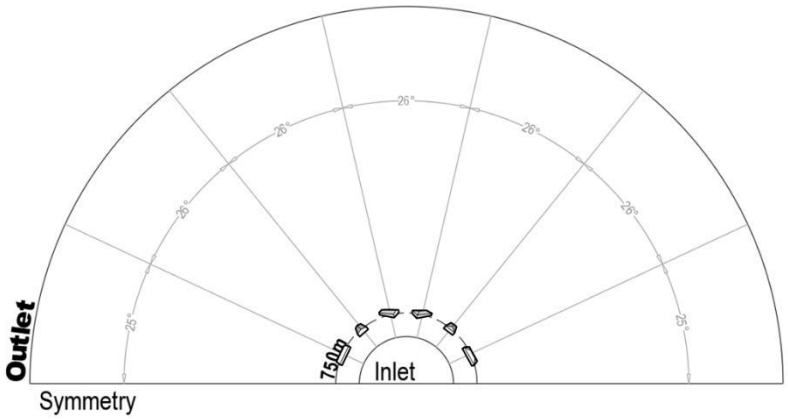



Figure 8. Scheme of the roofs' position in the simulation – Case A

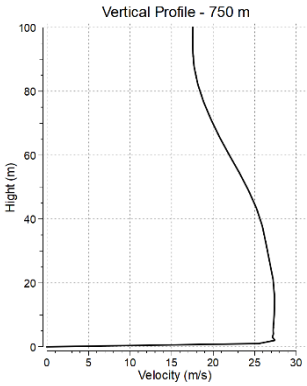



Figure 9. Velocity Profile - Case A

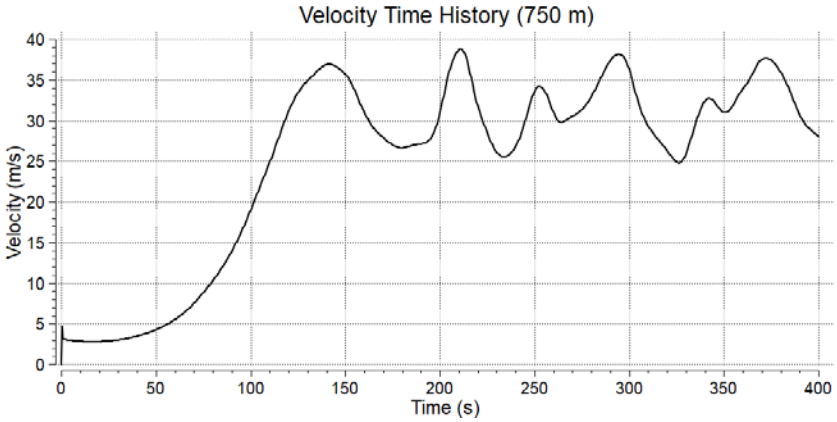



Figure 10. Velocity time history 400 s simulation - Case A

Figure 11 shows the velocity contour at 286 s, and the highest velocity in the domain was over 50 m/s; this indicates that the velocity below 20 m had a higher value, probably due to the turbulence and the vortices caused by the impact of the jet on the ground.

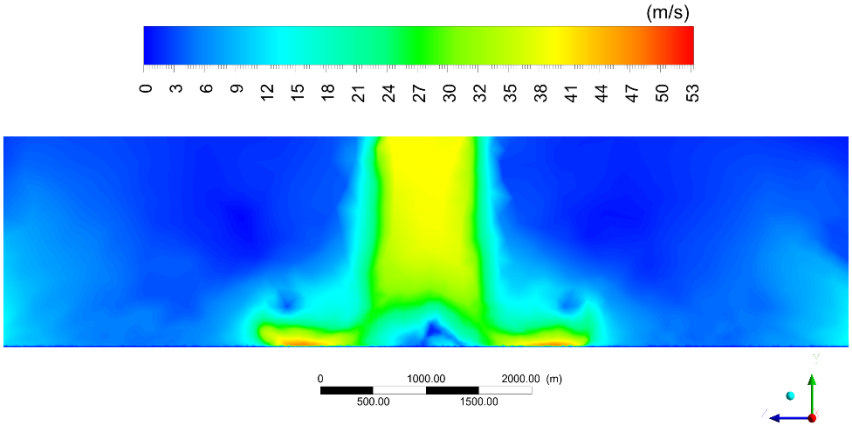



Figure 11. Velocity contour at 286 seconds - Case A

The negative peak pressure coefficients are illustrated in Figure 12. The wind direction of 45° was the critical one for both the gable and hip roof, having the hip roof performed slightly better in this case. Since this case is the closest to the inlet jet, the negative pressure had a similar magnitude to the positive pressure.

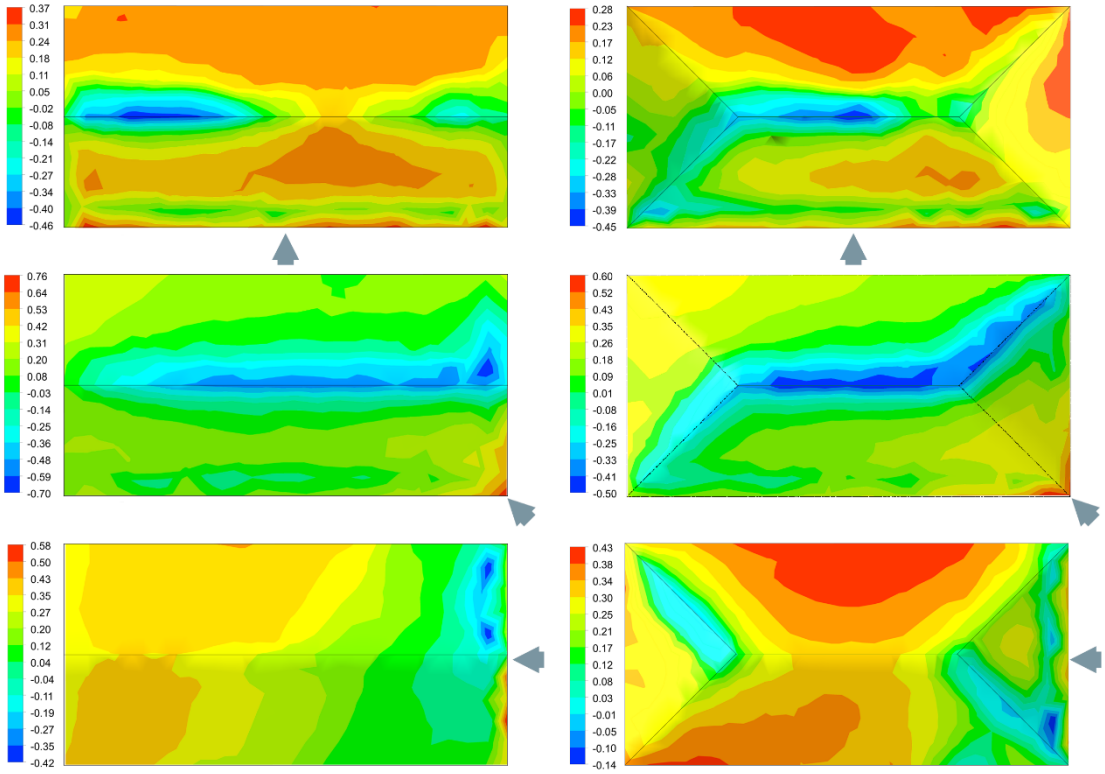



Figure 12. Pressure coefficient for gable and hip roof for the case A

**3.2 Case B**

Case B is placed at 1000 m from the center of the domain or 500 m from the inlet jet Figure 12. The velocity profile, Figure 14, shows that the highest velocities happened below 20 m and present the characteristic nose shape of the DW velocity profile as expected.

The velocity time history in Figure 15 also presented the characteristic behavior of a DW having several velocity peaks over time, where one can notice the transiency of this type of meteorological event.

According to the time history, the highest velocity was 47.52 m/s and occurred around 150.5 s, but the peak negative pressure coefficient occurred at 136 s.

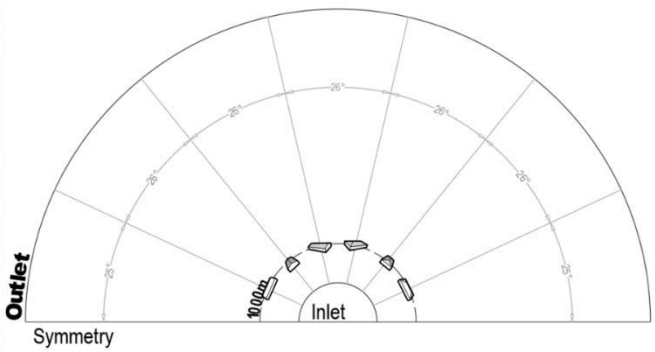



Figure 13. Scheme of the roofs' position in the simulation - Case B

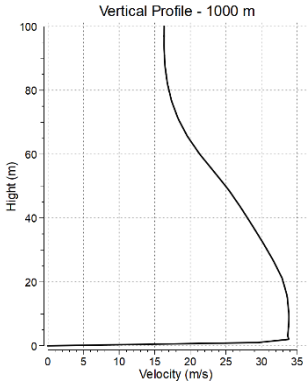



Figure 14. Velocity Profile - Case B

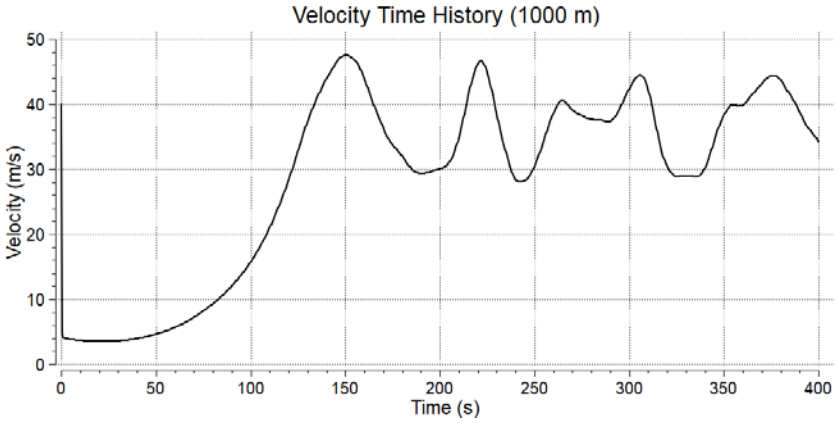



Figure 15. Velocity time history 400 s simulation - Case B

Figure 16 shows the velocity contour at 136 s. The highest velocity in the domain was over 60 m/s; this indicates that the velocity below 20 m had a higher value, probably due to the turbulence and the vortices caused by the impact of the jet on the ground.

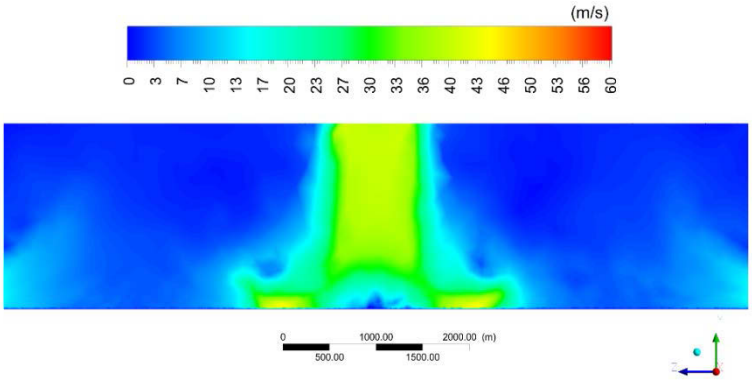


Figure 16. Velocity contour at 136 seconds - Case B

The negative peak pressure coefficients are illustrated in Figure 17. The wind direction of 45° was critical for the gable roof, and the negative peak is in the region of the ridge.
For the hip roof, the peak negative pressure coefficient was close to the edge of the roof and occurred when the wind direction was at 0° to the shed.

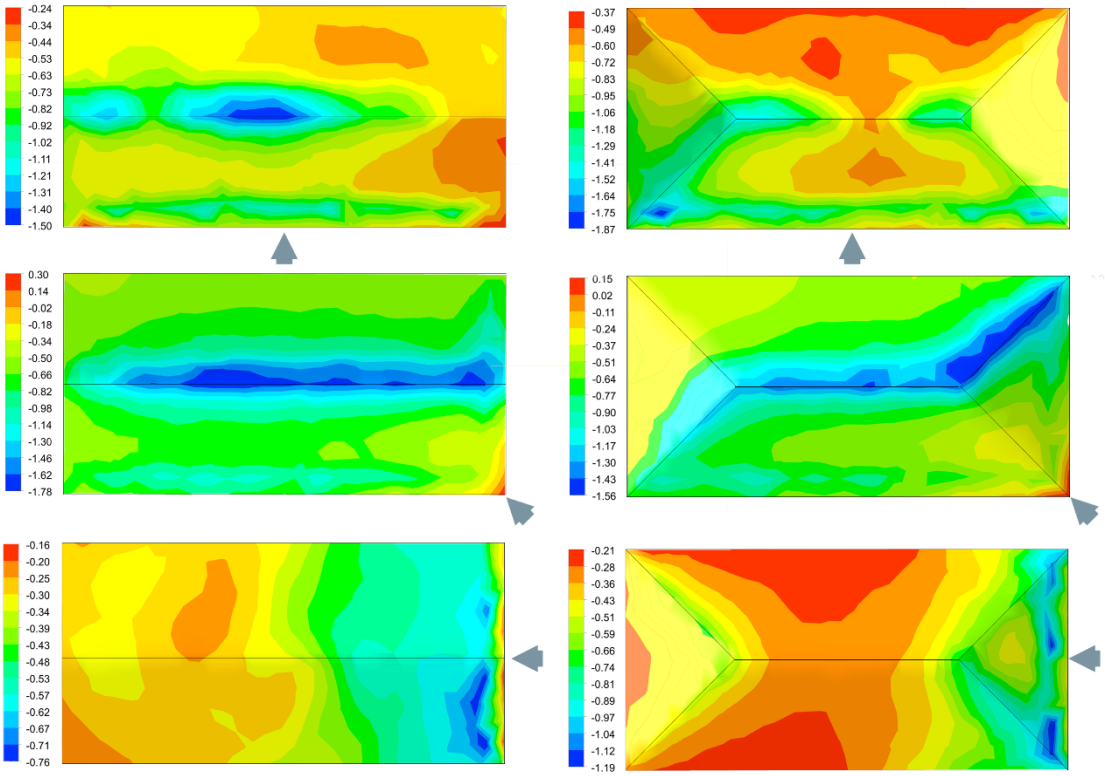



Figure 17. Pressure coefficient for gable and hip roof for the case B

**3.3 Case C**

Case C is placed at 1500 m from the center of the domain or 1000 m from the inlet jet Figure 18. According to Holmes *et al.* (11) and Aboshosha, Bitsuamlak & Damatty(12), the highest velocities usually occur around this distance in average DW.
The velocity profile, Figure 19, shows that the highest velocities occurred below 20 m and present the characteristic nose shape of the DW velocity profile as expected. The velocity time history in Figure 20 also presented the characteristic behavior of a DW having several velocity peaks over time, where one can notice the transiency of this type of meteorological event.
According to the time history, the highest velocity was 52,27 m/s, occurred around 395 s, and was the highest value obtained in all simulations for the records at 10 m height.
The peak negative pressure coefficient occurred at 167,5 s.

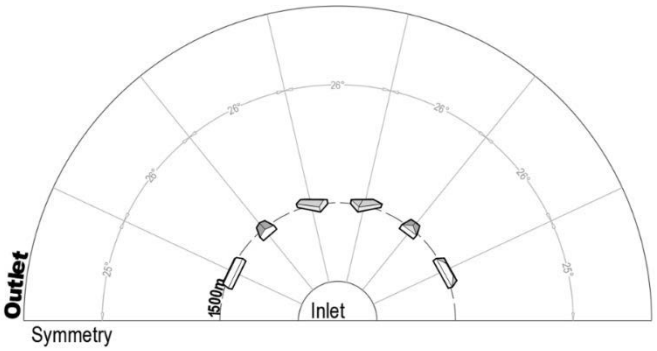



Figure 18. Scheme of the roofs' position in the simulation - Case C

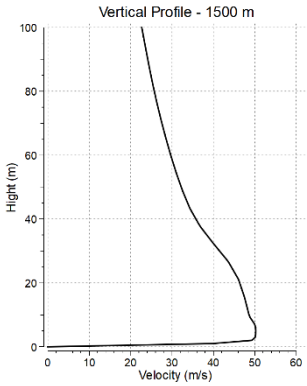



Figure 19. Velocity Profile - Case C

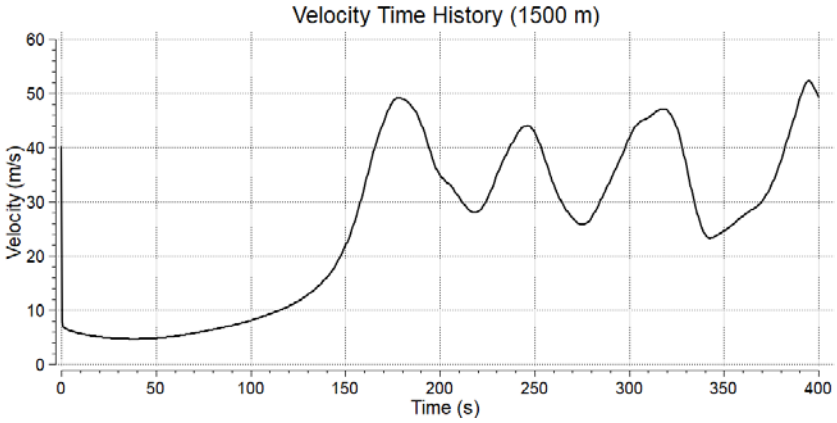



Figure 20. Velocity time history 400 s simulation - Case C

Figure 21 shows the velocity contour at 167,5 s. The highest velocity in the domain was over 54 m/s; this indicates that the velocity below 20 m had a higher value, probably due to the turbulence and the vortices caused by the impact of the jet on the ground.

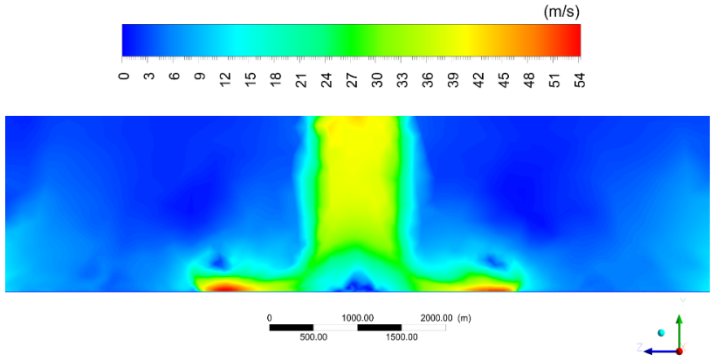



Figure 21. Velocity contour at 167,5 seconds - Case C

Figure 22 illustrates the negative peak pressure coefficients. The wind direction of 45° was critical for the gable roof, and the negative peak is in the ridge region.

The peak negative pressure coefficient for the hip roof was close to the roof's edge and occurred when the wind direction was 0° to the shed. The wind direction of 45° also generates high-pressure coefficients in the ridge and hip regions. In this case, the hip roof's coefficient presented a higher magnitude than the gable roof's, which differs from the usual pattern of pressure coefficients under the action of SBL winds.

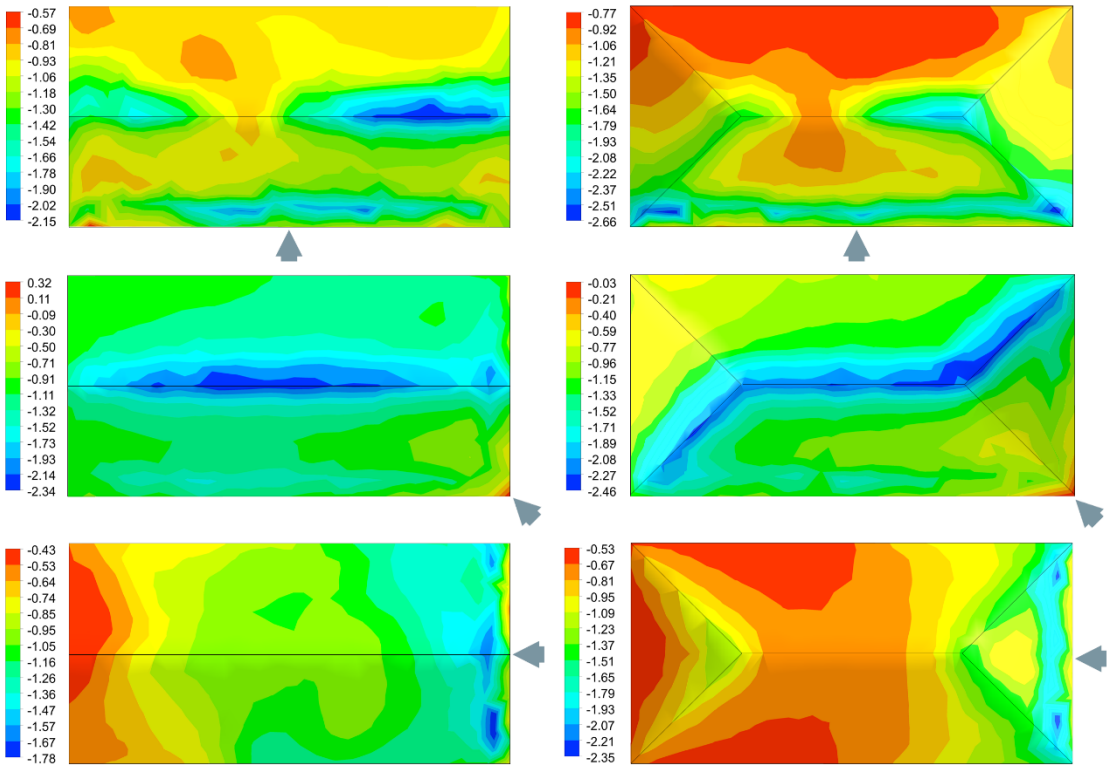



Figure 22. Pressure coefficient for gable and hip roof for the case C

**3.4 Case D**

Case D is placed at 2000 m from the center of the domain or 1500 m from the inlet jet Figure 23. The velocity profile, Figure 24, shows that the highest velocities occurred below 40 m and present the characteristic nose shape of the DW velocity profile as expected. The velocity time history in Figure 25 also presented the characteristic behavior of a DW having several velocity peaks over time, where one can notice the transiency of this type of meteorological event.

According to the time history, the highest velocity was 45,47 m/s and occurred around 334 s, but the peak negative pressure coefficient occurred at 188,5 s.

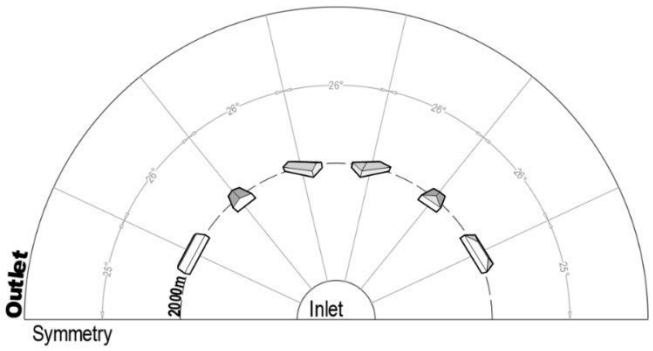



Figure 23. Scheme of the roofs' position in the simulation - Case D

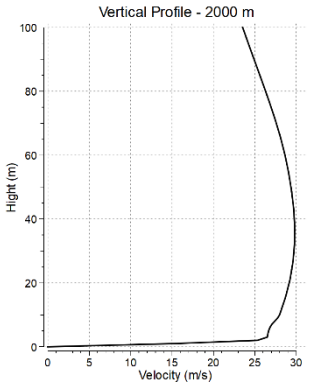



Figure 24. Velocity Profile - Case D

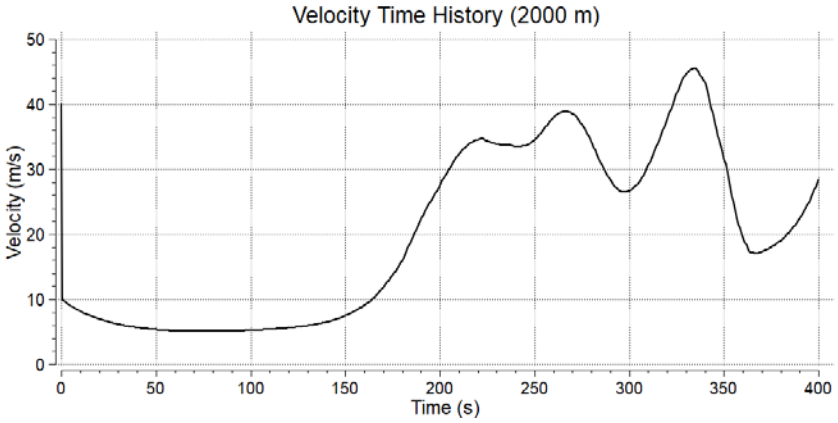



Figure 25. Velocity time history 400 s simulation - Case D

Figure 26 shows the velocity contour at 188,5 s. The highest velocity in the domain was over 70 m/s; this indicates that the velocity below 20 m had a higher value, probably due to the turbulence and the vortices caused by the impact of the jet on the ground.

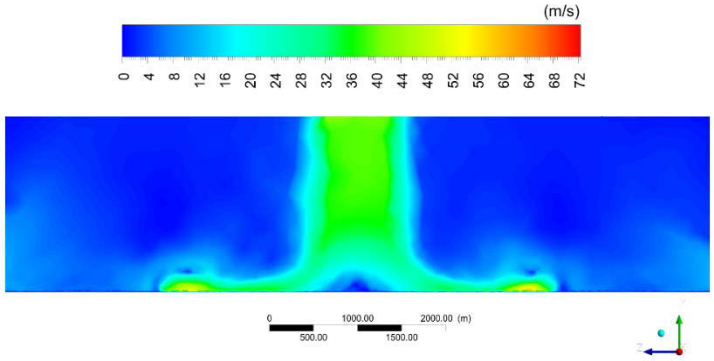



Figure 26. Velocity contour at 188,5 seconds - Case D

The negative peak pressure coefficients are illustrated in Figure 27. This case had critical results between all simulations and the peak negative pressure coefficient occurred when the wind direction was 0° to the hip roof. The wind direction of 45° also generates high-pressure coefficients in the ridge and hip regions.
The wind direction of 45° was critical for the gable roof, and the negative peak is in the ridge region.
In this case, the hip roof's coefficient presented a higher magnitude than the gable roof's, which differs from the usual pattern of pressure coefficients under the action of SBL winds.

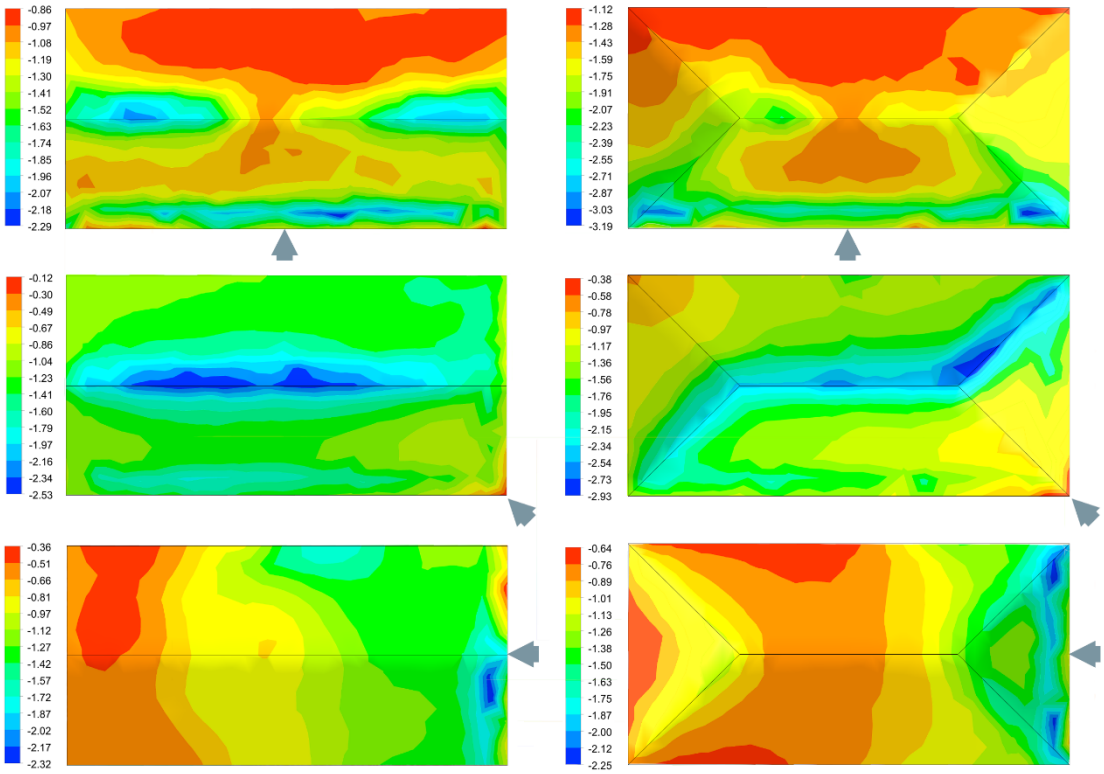



Figure 27. Pressure coefficient for gable and hip roof for the case D

**3.5 Case E**

Case E is placed at 3900 m from the center of the domain or 3400 m from the inlet jet Figure 28. The velocity profile, Figure 29, shows that the highest velocities occurred below 40 m and present the characteristic nose shape of the DW velocity profile as expected. The velocity time history in Figure 30 shows that this region is far from the inlet jet, and the radial wind lost velocity until it reached this point.

According to the time history, the highest velocity occurred around 400 s and was 27 m/s; the peak negative pressure coefficient happened at 290 s.

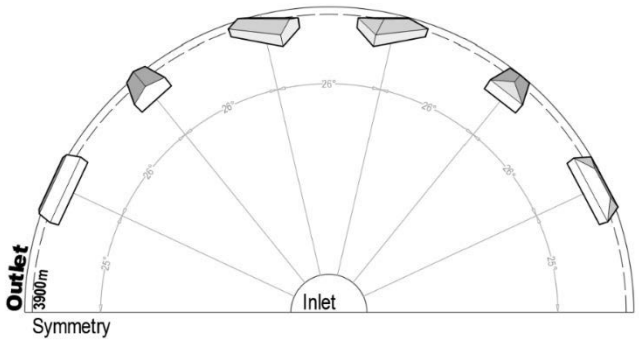



Figure 28. Scheme of the roofs' position in the simulation - Case E

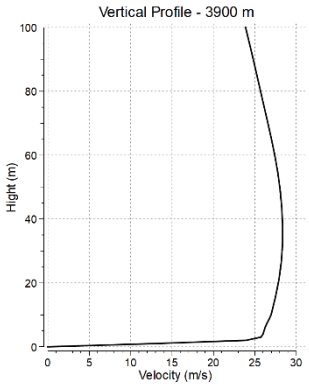



Figure 29. Velocity Profile - Case E

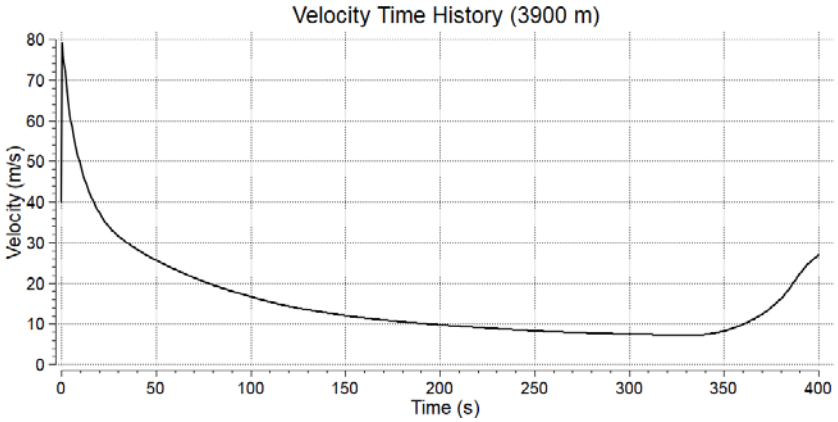



Figure 30. Velocity time history 400 s simulation - Case E

Figure 31 shows the velocity contour at 290 s. The highest velocity in the domain was over 50 m/s; this indicates that the velocity below 40 m had a higher value, probably due to the turbulence and the vortices caused by the impact of the jet on the ground.

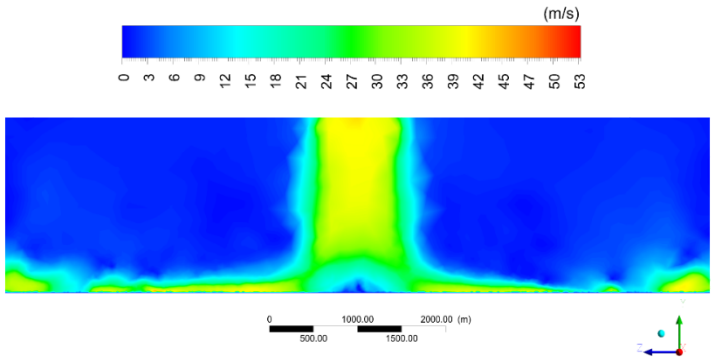



Figure 31. Velocity contour at 290 seconds - Case E

The negative peak pressure coefficients are illustrated in Figure 32. The wind direction of 45° was critical for the gable roof, and the negative peak is in the ridge region.
For the hip roof, the peak negative pressure coefficient was close to the roof's edge and occurred when the wind direction was 90° to the shed. The wind direction of 45° also generates high-pressure coefficients in the ridge and hip regions. In this case, the hip roof's coefficient presented a higher magnitude than the gable roofs, which differs from the usual pattern of pressure coefficients under the action of SBL winds.

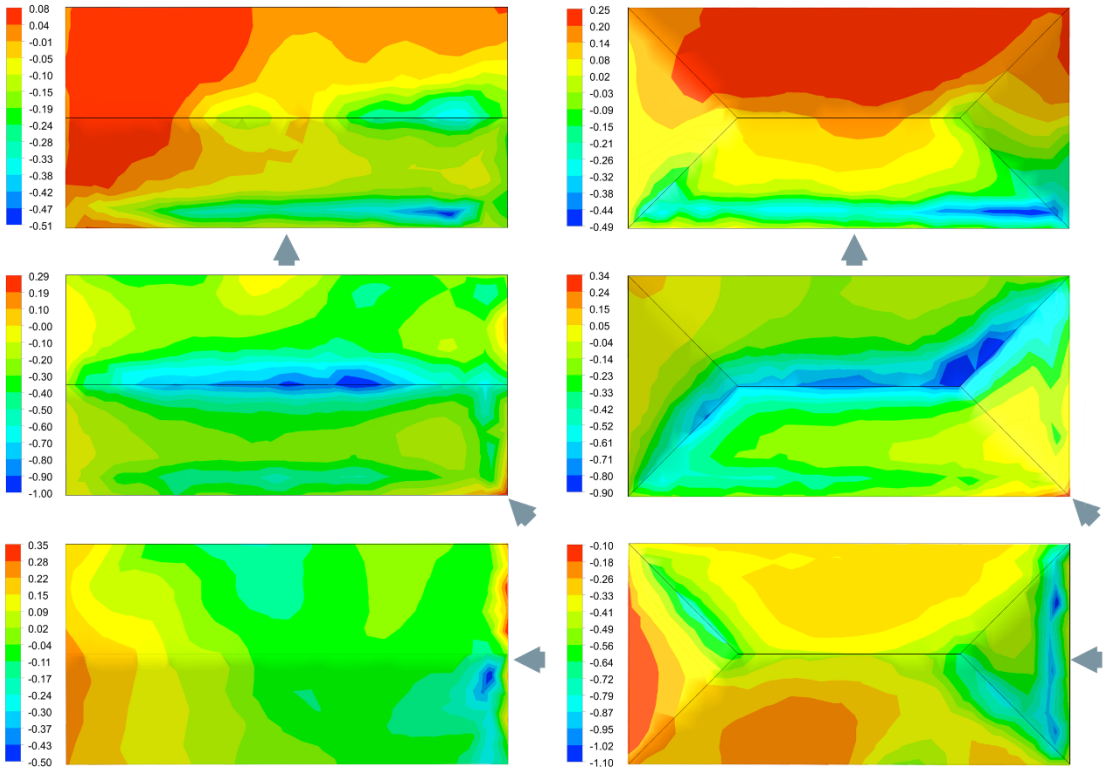



Figure 32. Pressure coefficient for gable and hip roof for the case E

**3.6 Comparison between pressure coefficients due to DW and to SBL wind**

To compare the results obtained with the DW simulations, the study conducted by Meecham, Surry & Davenport (13) was selected. Meecham, Surry & Davenport (13) investigated the performance of gable and hip roofs under the actions of SBL wind with a wind tunnel test. The experiments showed that compared to the hip roof, the negative peak pressure in gable roofs could be roughly 50% greater due to the aerodynamics of the different shapes and the structural organization of each roof type.
Figure 33 shows the average pressure coefficients for gable and hip roofs to the three wind directions: 0°, 45°, and 90°.

The average pressure coefficients often (but not always) differ from the peaks by a constant gust factor Meecham, Surry & Davenport (13). The negative peak pressure coefficients are shown in Figure 34.

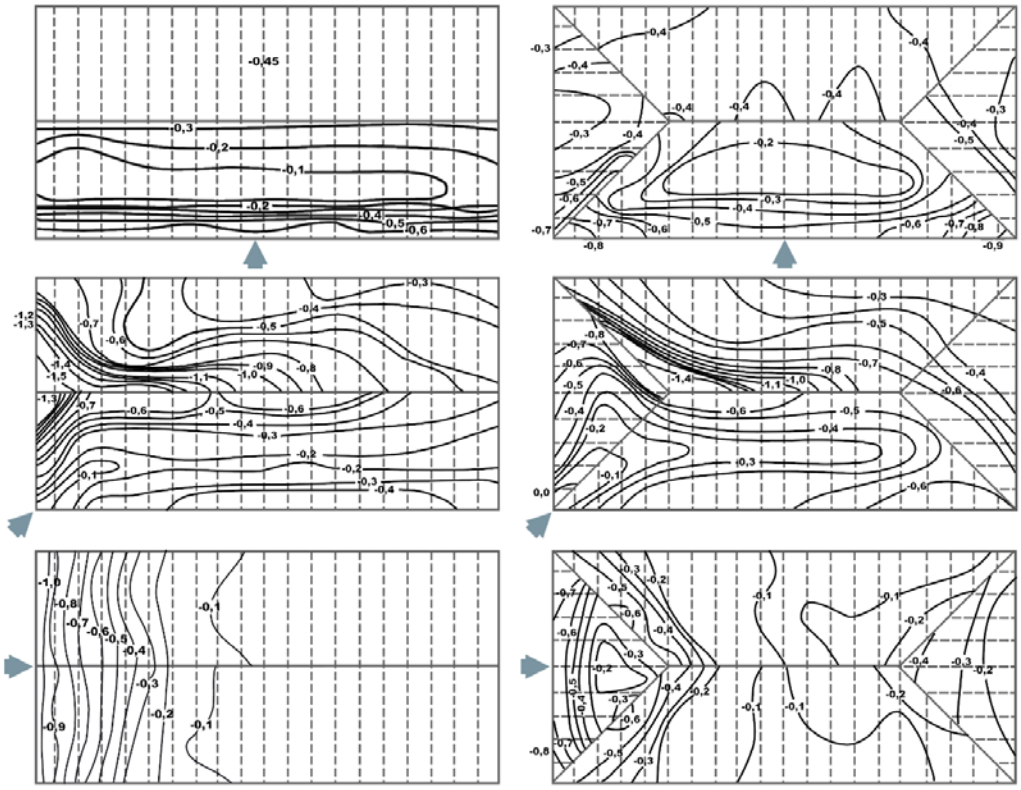
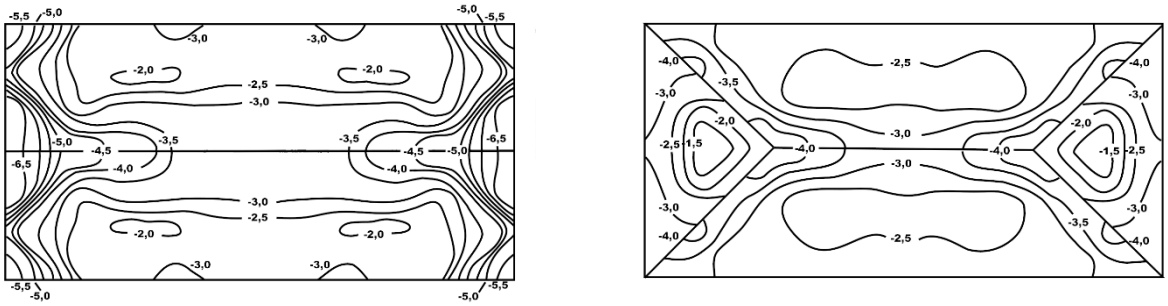
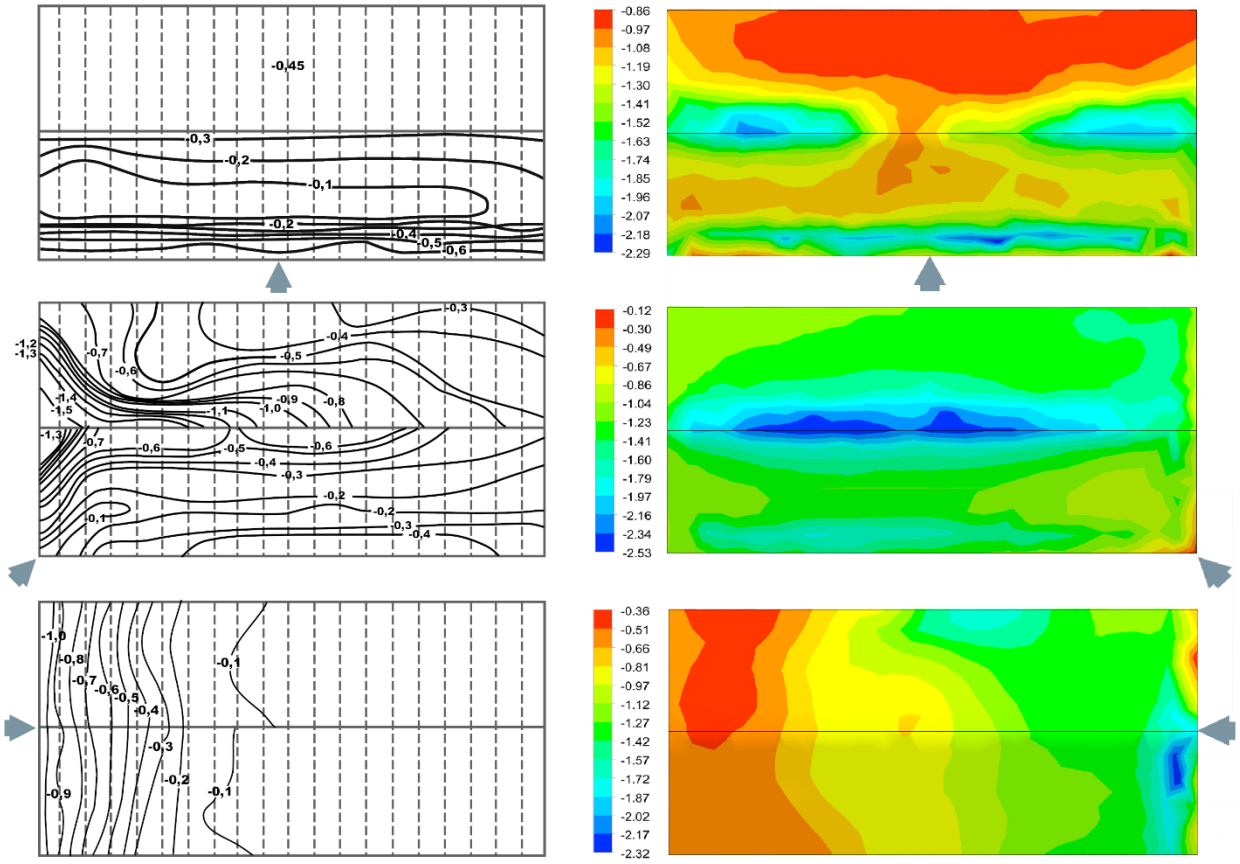


Figure 33. Average pressure coefficient for hip and gable roofs due to SBL
Source: Meecham, Surry& Davenport (1991)



(a) Gable roof (b) Hip Roof

Figure 34. Negative peak pressure coefficient due to SBL - all wind directions
Source: Meecham, Surry& Davenport (13)

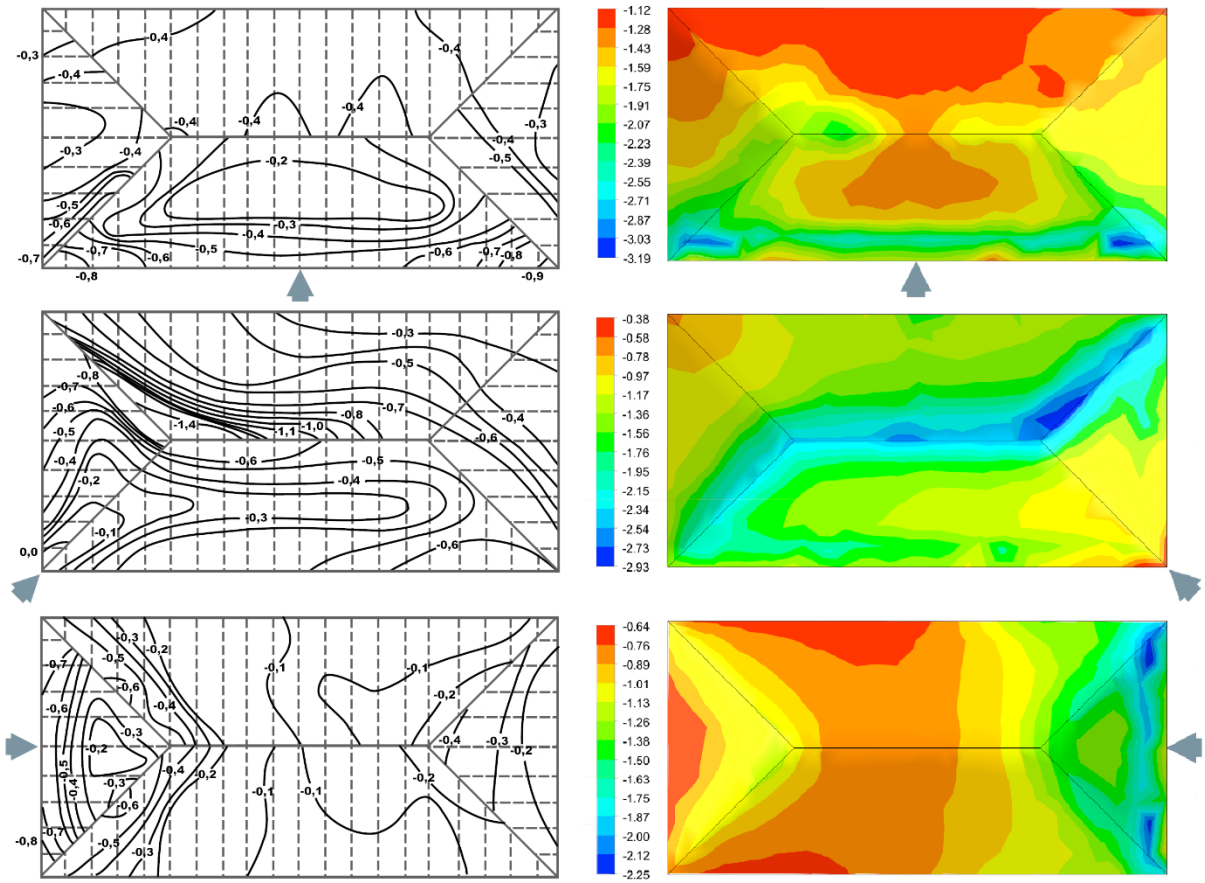



Source: Meecham, Surry& Davenport (13)

Figure 35. Average pressure coefficient for gable roofs due to SBL and, peak negativepressure coefficient due to DW

Figures 35 and 36 compare the results of case D for the gable and hipped roof, respectively, with those of SBL wind. One can notice that the pressure distribution patterns are similar in both cases. The main pressure accumulations occur in the ridge and eaves of the roof. The pressure coefficients at 45° have a higher value in the case of SBL. For DW, the highest coefficients were for loads at 45° for the gable roof and 0° for the hip roof.

Unlike what was presented by Meecham, Surry & Davenport (13), when subjected to DWs, the pressure coefficients were higher for hipped roofs; this indicates that the aerodynamic behavior of roofs changes as the wind profile changes.



Source: Meecham, Surry& Davenport (13)

Figure 36. Average pressure coefficient for hip roofs due to SBL and, peak negative

Compared to the negative peak of the pressure coefficient (Figure 34), the amplitude of the coefficients due to the SBL wind is more significant than those of the DW wind. The biggest difference is in the case of gable roofs, where the values due to DW are less than 50% of the values caused by SBL. For hipped roofs, although the case due to DWs is still lower, the values were more approximated. More details of the simulations can be found at Vanin (14).

**4 CONCLUSIONS**

A numerical 3-D DW was simulated to obtain the pressure coefficients in gable and hip roofs, verify the pattern of pressure acting on them, and compare them with the ones caused by SBL winds. Five cases were defined to determine the critical distance from the downdraft, with the radius from the center varying from 750 m to 3900 m, and the sheds were placed at three different angles, 0°, 45°, and 90°, about the radial wind velocity.

For each case, a 400-s event was simulated, and the instant at which the maximum suction pressure occurred was determined. The velocity magnitude and pressure coefficients for the gable and hip roofs at this instant were presented, as well as the time history of the wind speed at 10 m high for the 400 s simulation to each case and the velocity profile.

The velocity profiles obtained in the simulation match the ones presented in the literature and the critical distance from the inlet downdraft, where the maximum roof suction occurs at a distance of 2000 m from the center of the inlet. The peak negative coefficient pressure occurred during the approach of the DW winds, also known as gust front, which is characterized by strong turbulence and the formation of a vortex ring in the periphery of the radial velocity of the DW.

The hip roof's coefficient presented a higher magnitude than the gable roof's, which differs from the usual pattern of pressure coefficients under the action of SBL winds.

The pressure distributions due to SBL wind and DW winds present a similar pattern; the main pressure accumulations occur in the roof's ridge and eaves.
Unlike what was presented by Meecham, Surry & Davenport (13), when subjected to DW, the pressure coefficients were higher for hipped roofs; this indicates that the aerodynamic behavior of roofs changes as the wind profile changes.

Compared to the negative peak of the pressure coefficient, the amplitude of the coefficients due to the SBL wind is more significant than those of the DW wind. The biggest difference is in the case of gable roofs, where the values due to DW are less than 50% of the values caused by SBL. Although the case due to DW is still lower for hipped roofs, the values were more approximated.

**Acknowledgments**

The authors would like to thank the UPF and CAPES for their financial support of this research.
“This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001”.

**REFERENCES**

1 Fujita, T. T. Downbursts: Meteorological features and wind field characteristics. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, v. 36, p. 75–86, 1990.

2 Zhu, S.; Etkin, B. Model of the wind field in a downburst. Journal of Aircraft, v. 22, n. 7, p. 595–601, 1985.

3 Oseguera, R. M.; Bowles, R. L. A simple, analytical 3-dimensional downburst modelbased on boundary layer stagnation flow. Nasa Technical Memorandum 100632, p. 1–19, 1988.

4 Vicroy, D. D. A simple analytical, axisymmetric microburst model for downdraftestimation. Nasa Technical Memorandum 104053, p. 1–13, 1991.

5 Holmes, J. D.; Oliver, S. E. An empirical model of a downburst. Engineering Structures, n. 22, p. 1167–1172, 2000.

6 Ponte, J.; Riera, J. D. Wind velocity field during thunderstorms. Wind and Structures, v. 10, n. 3, p. 1–15, 2007.

7 Loredo-Souza, A. M.; Lima, E. G.; Vallis, M. B.; Rocha, M. M.; Wittwer, A. R.; Oliveira, M. G. Downburst related damages in brazilian buildings: Are theyavoidable? Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 185, p. 33 – 40, 2019. ISSN 0167-6105.

8 Simiu, E.; Yeo, D. Wind Effects on Structures. [S.l.]: John Wiley & Sons, Ltd, 2019. ISBN 9781119375890.

9 Smagorinsky, J. General circulation experiments with the primitive equations: I. thebasic experiment. Monthly Weather Review, American Meteorological Society, Boston MA, USA, v. 91, n. 3, p. 99 – 164, 1963.

10 Germano, M.; Piomelli, U.; Moin, P.; Cabot, W. H. A dynamic subgrid-scale eddy viscosity model. Physics of Fluids, v. 3, p. 1760–1765, 1990.

11 Holmes, J.; Hangan, H.; Schroeder, J.; Letchford, C.; Orwig, K. A forensic study of the lubbock-reese downdraft of 2002. Wind and Structures, v. 11, p. 137–152, 04 2008.

12 Aboshosha, H.; Bitsuamlak, G.; Damatty, A. E. Turbulence characterization of downbursts using les. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 136, p. 44–61, 2015.

13 Meecham, D.; Surry, D.; Davenport, A. The magnitude and distribution of wind induced pressures on hip and gable roofs. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 38, n. 2, p. 257–272, 1991. ISSN 0167-6105.

14 Vanin, V. (2024). Pressure Coefficients on Hip and Gable Roofs Due to Downburst Action. Doctoral Thesis. UPF.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# VIABILIDADE ECONÔMICA DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL MISTA E HÍBRIDA EM AÇO-CONCRETO VERSUS CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL EM EDIFÍCIO MULTIANDARES

Cezar Valmor Mortari[1]

**Resumo**

O objetivo geral deste artigo é comparar os custos de sistemas estruturais mistos e híbridos aço-concreto com o sistema estrutural em concreto armado convencional, em edifício alto multipavimentos em Goiânia - GO. Além de executar o orçamento de uma obra idêntica projetada nos dois sistemas estruturais, este estudo procurou encontrar parâmetros que pudessem quantificar e precificar as vantagens do sistema industrializado e pré-fabricado off site. Foram encontradas muitas respostas positivas no sentido de monetizar situações vantajosas para o sistema misto que trazem números animadores para o desenvolvimento deste sistema estrutural, tão popularizado em países mais desenvolvidos da América do Norte, Europa e Ásia e, que agora, encontra amparo na análise puramente financeira. Ainda, a pesquisa identifica vantagens que não puderam ser precificadas, ensejando trabalhos futuros neste sentido. Foram identificadas vantagens que associam a solução Mista com a sustentabilidade e práticas cada vez mais usuais de ESG, diminuindo, ou mitigando, custos normalmente absorvidos pela sociedade. Pode-se asseverar, assim, que a solução mista aço-concreto será, normalmente, uma opção de execução potencialmente possível e desejável na construção civil brasileira.

**Palavras-chave**: Estrutura Mista Aço-Concreto; Estrutura Híbrida Aço-Concreto; Comparativo Econômico; ESG na construção; Sustentabilidade

# ECONOMIC VIABILITY OF THE MIXED AND HYBRID STRUCTURAL SOLUTION IN STEEL-CONCRETE VERSUS CONVENTIONAL REINFORCED CONCRETE IN MULTI-STOREY BUILDINGS

The general purpose of this paper is to objectively compare the costs of composite and hybrid steel-concrete structural systems with conventional reinforced concrete in high-rise multi-story Building in Goiânia. In addition to budgeting for an identical project designed with both structural systems, this study search for to identify parameters that could quantify and price the advantages of the industrialized and prefabricated off-site systems. Many positive responses were found in terms of monetizing advantageous situations for the composite system, providing encouraging figures for the development of this structural system, so popular in more developed countries in North America, Europe, and Asia, which is now supported by purely financial analysis. Furthermore, the research made

progress in identifying many advantages that could not be priced, prompting future work in this area. A variety of advantages were identified that associate the composite solution with sustainability and increasingly common ESG practices, reducing or mitigating costs normally supported by society. It can therefore be asserted that the composite Steel-Concrete solution will always be a potentially possible and desirable execution option in the brazilian civil construction.

**Keywords:** Steel-Concrete Composite Structure; Steel-Concrete Hybrid Structure; Economic Comparison Steel vs. Concrete Alternative Analysis; ESG in Construction; Sustainability

[1] Engenheiro Civil (UFRGS – 1984); Mestre em Engenharia de Produção (UFG – 2021); Professor convidado no MBI da FATESG; Diretor técnico da Ironbuild Engenharia Metálica - Email: cezar.mortari@ironbuild.com.br

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica

AISC – American Institute of Steel Construction

BIM – Building Information Model

CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço

CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção

ISO – International Organization for Standardization.

SCI - Steel Construction Institute

SINDUSCON GO – Sindicato da Indústria da Construção no Estado de Goiás

ADEMI GO – Associação das empresas do mercado imobiliário de Goiás

ESG – Environmental, Social and Governance – Ambiental, Social e Governança

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFG – Universidade Federal de Goiás

LEED - Leadership in Energy and Environmental Design (Liderança em Energia e Design Ambiental) - Certificação dada pela Green Building Council

EDGE - Excellence in Design for Greater Efficiencies (Excelência em Design para Maior Eficiência) – Certificação dada pelo IFC International Finance Corporation do Banco Mundial

AQUA-HQE - Haute Qualité Environnementale (Alta Qualidade Ambiental) – Certificação de origem francesa

ODS – Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da ONU

FCK – Feature Compression Know (Resistência Característica à Compressão) do Concreto

BCSA - British Constructional Steelwork Association

AEPS - Anuário Estatístico da Previdência Social

## 1 INTRODUÇÃO

No contexto da engenharia civil contemporânea, a busca por soluções estruturais que conciliem desempenho técnico, economicidade e sustentabilidade, se apresenta fundamental para o desenvolvimento das edificações, especialmente em edifícios de andares múltiplos. Entre os desafios enfrentados, destaca-se a seleção do sistema estrutural mais adequado, considerando-se aspectos como rapidez construtiva, custos diretos e indiretos, flexibilidade arquitetônica, comportamento estrutural sob diferentes solicitações e considerações de sustentabilidade. Diante desse cenário, as estruturas Mistas e Híbridas Aço-Concreto despontam como alternativa totalmente viável, contrapondo-se às tradicionais estruturas em Concreto Armado, amplamente empregadas no setor de edificação brasileiro.

Este artigo apresenta um estudo comparativo sobre a viabilidade técnico-econômica das estruturas Mistas e Híbridas Aço-Concreto em relação às estruturas de Concreto Armado convencional, aplicado ao contexto de um edifício hipotético, com 22 pavimentos. A análise abrange parâmetros essenciais como custos de materiais, mão de obra, prazos de execução, impactos ambientais, desempenho estrutural e estuda possíveis ganhos na manutenção ao longo do ciclo de vida do edifício. Busca-se, assim, fornecer subsídios técnicos que orientem projetistas, construtores e investidores na tomada de decisões sobre a escolha do sistema estrutural mais eficiente para empreendimentos verticais de grande porte, contribuindo para o avanço tecnológico e a competitividade no setor.

Este trabalho pretende adicionar elementos de análise econômica objetiva, praticamente inexistente na bibliografia nacional, e mesmo internacional, tendo um caráter de ineditismo que poderá colaborar para o desenvolvimento tecnológico deste setor econômico. O que se quer demonstrar é que os estudos comparativos existentes entre os diversos sistemas construtivos estruturais se restringem à análise dos custos diretos contra custos diretos, face a face (Capex). Desta forma, o que esta pesquisa demonstra é que as vantagens dos sistemas estruturais Mistos e Híbridos Aço-Concreto podem, e devem ser quantificadas para que a análise final seja no padrão *apples to apples* (maçãs com maçãs). De certa forma esta pesquisa retoma e amplia as idéias de Pinho e Penna (2008) apresentadas no *Manual de Viabilidade Econômica*, do CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Aqui, nos concentraremos nos resultados concretos obtidos nas análises, colaborando com o mercado da construção na viabilidade da migração da construção convencional para a construção industrializada a seco e pré-fabricada (*Off Site*), tendo em vista que diversos fatores da conjuntura atual, segundo entidades relevantes ligadas ao setor da construção civil, em especial a CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção e a ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica, defendem que este é o caminho que o Brasil deve seguir. A sofisticação do mercado e dos meios de produção, a escassez de mão de obra, o aumento da produtividade e a migração para modelos construtivos mais sustentáveis são aspectos relevantes que estão sendo consistentemente debatidos no meio técnico, que deseja a inovação e as melhorias contínuas.

Não nos deteremos no detalhamento técnico de como se constituem os dois sistemas estruturais apresentados, já fartamente estudados na bibliografia disponível, mas no comparativo monetário direto. O estudo gerou uma ferramenta em planilha Excel, disponibilizada na página web de Contribuições Tecnocientíficas do site do Construmetal 2025 <https://congressoconstrumetal.com.br/>, que poderá ser utilizada para análises customizadas. Este estudo pretende incentivar a utilização de sistemas industrializados na construção e, desta forma, contribuir para a diminuição da pressão sobre os

recursos naturais, melhoria da profissionalização da mão de obra do setor e diminuição de custos, hoje suportados pela sociedade como um todo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO / FUNDAMENTAÇÃO

As estruturas de edifícios tipo Mista Aço-Concreto têm a característica de utilizarem o Aço e o Concreto em situação simultânea e em conjunto, de maneira que os dois somente produzirão seus melhores efeitos com a obtenção do FCK do Concreto em sua resistência completa, neste estudo caso das Lajes Mistas, Vigas Mistas, Ligações Mistas e Pilares Mistos. Já as estruturas Híbridas significam Aço e Concreto atuando em partes distintas da estrutura, neste estudo caso do Core (Núcleo) de Concreto Armado.

Os elementos Mistos, como o Aço-Concreto, oferecem vantagens em durabilidade, agilidade na execução e racionalização dos materiais, resultando em economias a médio e longo prazo, afirma Costa (2024). Silva Jr et al (2025) sustentam que há necessidade crescente de otimização de recursos e a busca por soluções mais eficientes em termos de custo e desempenho. A necessidade de racionar recursos, reduzir prazo e enxugar o efetivo no canteiro de obra, é cada vez mais necessário em um cenário competitivo de mercado, assevera Busanelo (2019).

Panchal e Maratnhe (2011) sustentam que o uso de materiais compósitos, ou híbridos são de particular interesse devido ao seu significativo potencial em melhorar o desempenho geral, por meio de mudanças relativamente modestas nas tecnologias de fabricação e construção. Já Queiroz e Mesquita (2018) conduzem um experimento comparativo e depreendem que a escolha pelo sistema estrutural não deve ser uma concorrência ou competição entre os tipos em estudo. Deve ser realizada com base nas características marcantes do empreendimento e nos aspectos representativos a fim de comparação, priorizando o mandatório, o desejável e o que não se pode mudar que satisfarão o investidor e as necessidades da edificação.

A escolha do sistema estrutural misto como solução estrutural do empreendimento é o seu desempenho, que aliado a condições favoráveis o torna a escolha mais racional, alinhando desempenho e custo, reduzindo tempo de execução e viabilizando um retorno financeiro rápido sustentam Corrêa e Dauzacker (2015). Por outro lado, Cunha (2023) conclui que o custo de execução não é o único ponto que se deve levar em consideração para a decisão de adoção de um sistema estrutural.

As estruturas mistas aço-concreto formadas pela associação de perfis de aço com o concreto constituem uma solução competitiva em sistemas estruturais de edifícios e pontes, sendo bastante empregada em diversos países, assevera Alva (2000). Também outras abordagens de sistemas construtivos como Bonfim (2022), Silva e Ferreira (2021), Nakahara (2017), Zanon (2019), Campos e Mesquita (2018), Lima (2017), Braga (2008), Barbisan et al (2017), Almada at al (2021), Tedia (2014).

O custo total da construção para opções em aço é, em média, cerca de 6% menor que para as opções em concreto, devido aos custos da estrutura e do pavimento superior, mencionados acima, além de fundações menores, coberturas leves e alturas de pavimentos mais baixas, o que reduz custos de revestimento e custos preliminares, foi a conclusão a que chegou a *British Constructional Steelwork Association* (BCSA) em 2011. Após estudos, Gagandeep (2021) sustenta que os resultados finais ilustram que as estruturas de aço são mais adequadas para estruturas altas, consomem menos tempo e, também são econômicas.

## 3 METODOLOGIA (MATERIAIS E MÉTODOS)

A pesquisa teve como premissa a análise de um edifício hipotético de andares múltiplos com 22 pavimentos a ser construído no bairro Bueno da cidade de Goiânia GO, com o nome de Business Center Building. O projeto arquitetônico básico foi produzido pelo autor, a ser implantado em um terreno hipotético com tamanho suficiente para acomodar as dimensões previstas do edifício.

### 3.1 DESENHOS BÁSICOS DO EDIFÍCIO

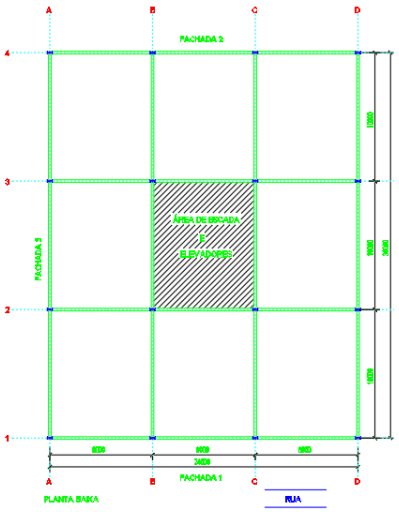



Figura 1: Planta Baixa Edifício
Fonte: Autor

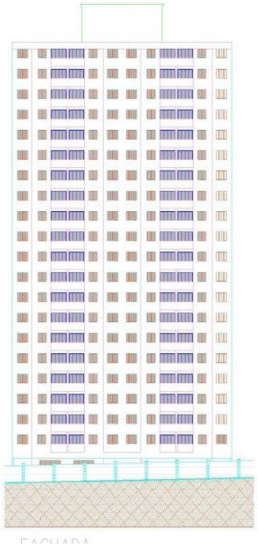


Figura 2: Fachada Edifício
Fonte: Autor

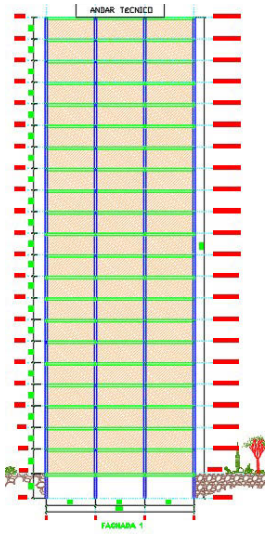



Figura 3: Corte Edifício
Fonte: Autor

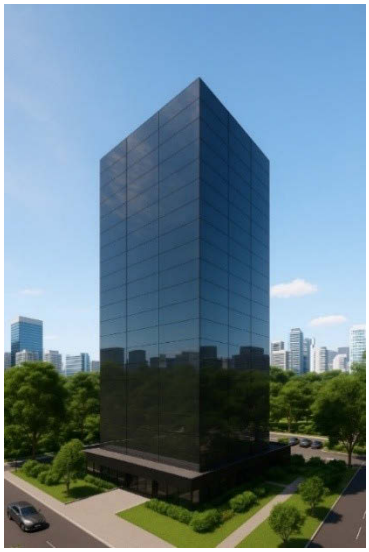


Figura 4: Perspectiva
Fonte: Autor

Estas definições conduziram aos seguintes quantitativos e parâmetros:

Tabela 1: Parâmetros gerais do edifício

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Número de Pavimentos: | 01 Subsolo; 01 Térreo e 20 Tipos - Total = 22 Pavimentos | | | | |
| Comprimento do Edifício: | 30 | m | | | |
| Largura do Edifício: | 24 | m | | | |
| Pé Direito | 3,2 | m | | | |
| Área Construída /Térreo: | | 1200 | 1 | 1200 | m2 |
| Área Construída / pavimento Tipo: | | 720 | 21 | 15120 | m2 |
| **Área Construída Total:** | | | **22** | **16320** | **m2** |
| Nível 1o. Pavimento: | - | 3,2 | m | | |
| Nível Último Pavimento: | + | 67,2 | m | | |
| Altura Total dos Pilares: | | 70,4 | m | | |
| Sobrecarga: | | 300 | kg/m2 | | |

Fonte: Autor

De posse dos Projetos Básicos e das premissas acima, foram elaborados dois estudos para solução estrutural do edifício, assim:

Solução a) **Estrutura em Concreto Armado Convencional tipo Lajes Nervuradas, sem protensão**, e com o apoio do software TQS foram encontrados os seguintes dados dimensionais:

Tabela 2: Resultados quantitativos do projeto em Estrutura em Concreto Armado Convencional

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Volume total de Concreto Armado: | 4385 | m3 | | | |
| Espessura Equivalente: | **0,2687** | m3/m2 | | | |
| Peso de Aço Longo | 405601 | kg | | | |
| Taxa Equivalente: | 92,49 | kg/m3 | | | |
| Tipo de Paredes: | Alvenaria leve (bloco de vermiculita e=9cm - 500kg/m³) | | | | |
| Tipo de Lajes: | Laje tipo Nervurada | | | | |
| Tipo de Estrutura Principal: | Concreto Armado moldado in loco | | | | |
| Área de Lajes Total: | | | | 16320 | m2 |
| Volume total de Concreto Armado: | | | | 4385 | m3 |
| Peso de Aço Longo | | | | 405601 | kg |
| Área de Forma | 3 Reutilizações | | | 29597 | m2 |

Fonte: Eng. Ricardo Veiga; Eng. João Bosco Boaventura; Autor

**3.2 DESENHOS MODELADOS PARA A SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL**

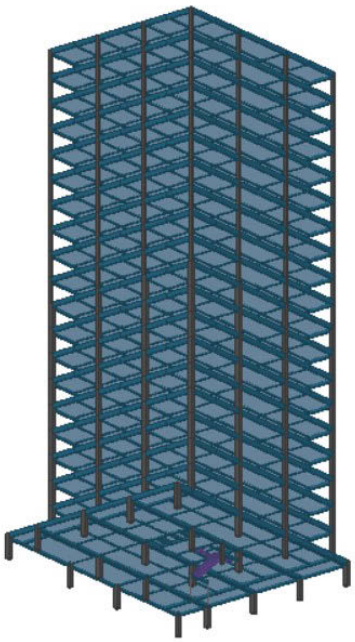


Figura 5: Vista Geral Concreto

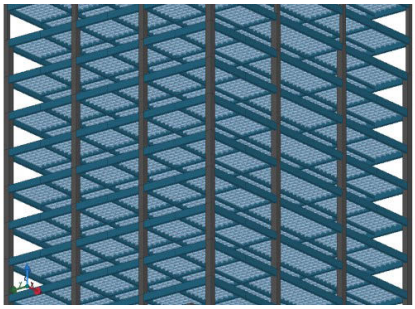


Figura 6:
Vista Geral Concreto

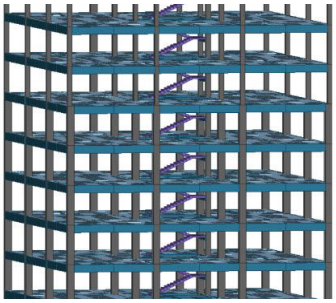


Figura 7:
Detalhe Pavimentos
Laje Alveolar

Fonte: Engº Ricardo Veiga; Engº João Bosco Boaventura; Engª Sara Brandão; Autor

Solução b) **Estrutura tipo Mista e Híbrida Aço-Concreto com Lajes em Steel Deck e Core em Concreto Armado**, e com apoio do software Cype Cad foram obtidos os seguintes dados dimensionais:

Tabela 3: Resultados quantitativos do projeto em Estrutura Mista em Aço-Concreto

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Peso da Estrutura Metálica | 596000 | kg | | |
| Taxa de Consumo | 36,52 | kg/m2 | | |
| Área Construída Real / Área de Lajes em Steel Deck | 16320 | m2 | | |
| Peso da Armadura adicional nas Lajes | 2,5 | kg/m2 | 40800 | kg |
| Volume de Concreto das Lajes | 0,115 | m3/m2 | 1877 | m3 |
| Volume de Concreto do Core de Concreto | 506,88 | m3 | | |
| Volume de Concreto do preenchimento dos Pilares | 121,99 | m3 | | |
| Armadura do preenchimento dos Pilares | 17932,40 | kg | | |

Fonte: Eng. Paulo Sérgio Ribeiro; Autor

### 3.3 DESENHOS MODELADOS PARA A SOLUÇÃO EM ESTRUTURA MISTA E HÍBRIDA AÇO-CONCRETO

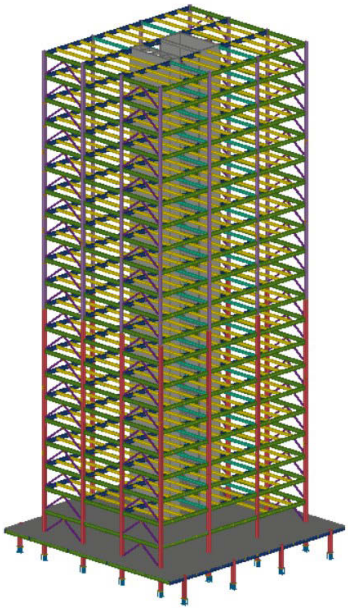


Figura 8: Vista Geral Mista

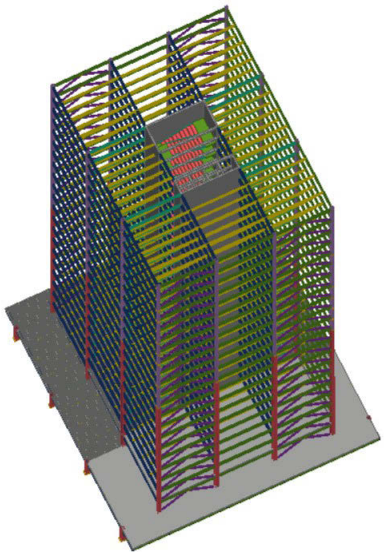


Figura 9: Detalhe Pavimentos

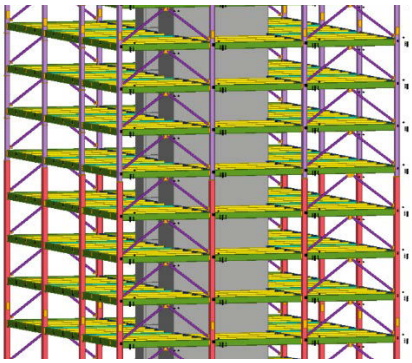


Figura 10: Detalhe Pavimentos Lajes Steel Deck

Fonte: Engº Paulo Sergio Ribeiro; Engª Sara Brandão; Autor

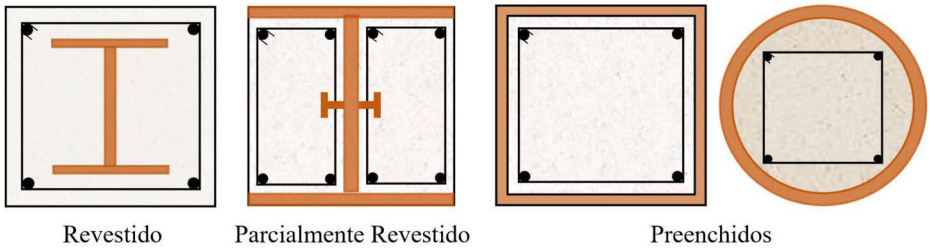



Figura 11: Tipos esquemáticos de pilares mistos Aço-Concreto
Fonte: Bonfim (2022) – Adaptado de NBR 8800/2008

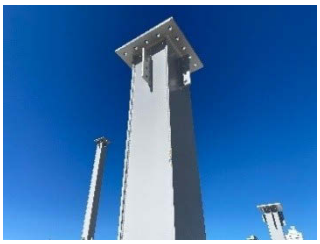


Figura 12: Pilar Misto
Fonte: Autor

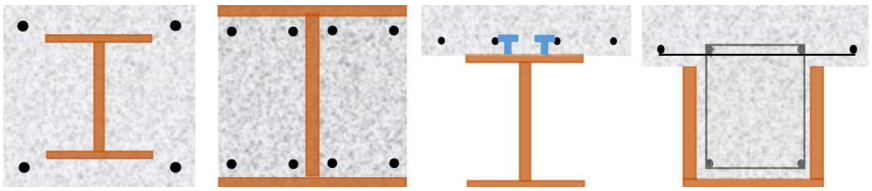


Figura 13: Tipos esquemáticos de vigas mistas Aço-Concreto
Fonte: Bonfim (2022) – Adaptado de NBR 8800/2008



Figura 14: Viga Mista
Fonte: Autor

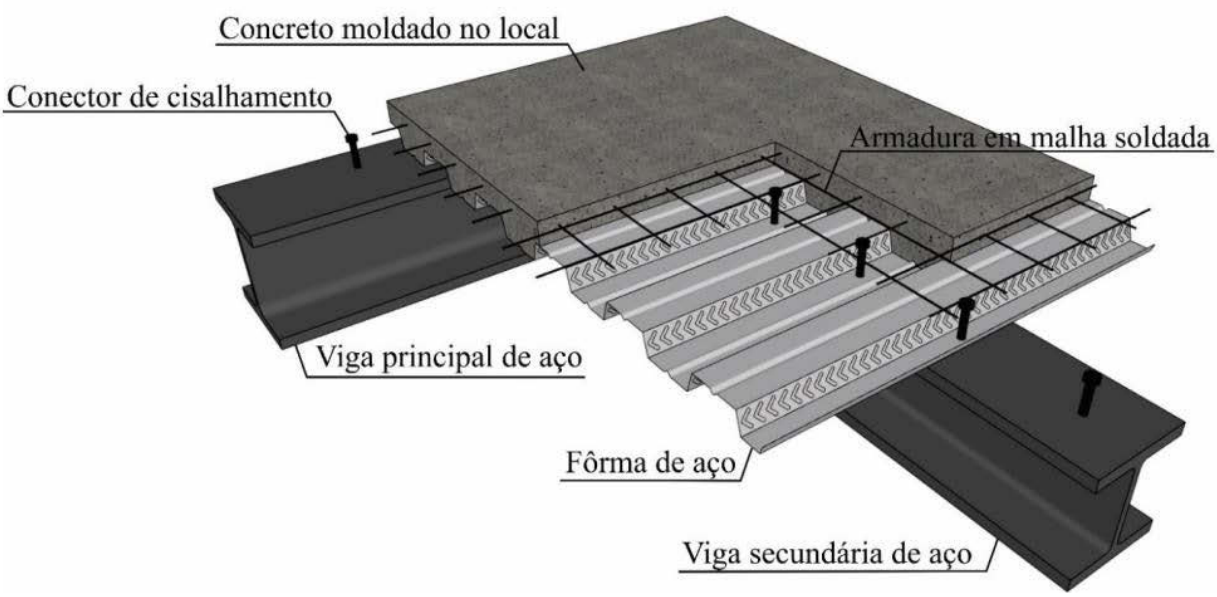



Figura 15: Detalhe esquemático de laje em Steel Deck
Fonte: Rodrigues (2020)

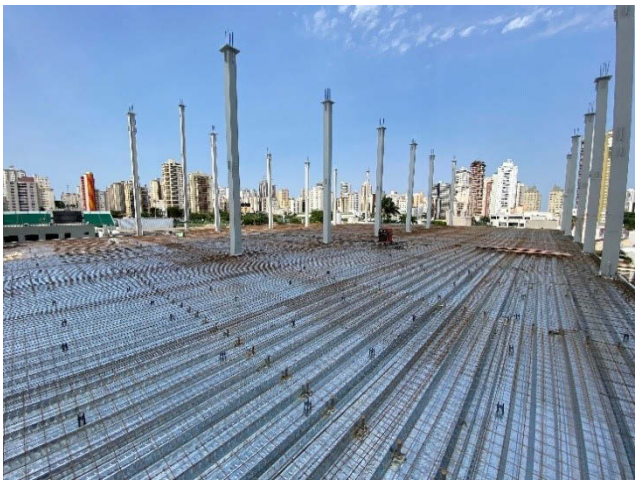


Figura 16: Laje Mista Steel Deck com Armadura - Fonte: Autor

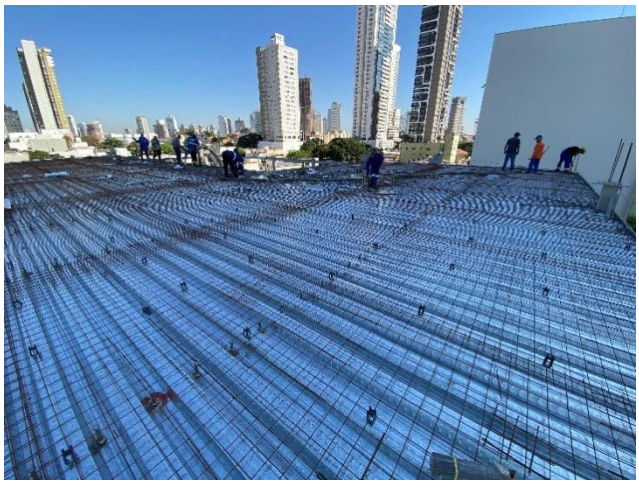


Figura 17: Laje Mista Steel Deck com Stud Bolts - Fonte: Autor

Numa primeira etapa, de posse dos quantitativos, procedeu-se ao orçamento de cada uma das duas alternativas construtivas, no qual foi adotada uma estrutura simplificada em planilha Excel e aplicados preços unitários médios extraídos de pesquisa junto a cinco empresas construtoras da cidade de Goiânia

e mais, os parâmetros obtidos em estudo similar feito há um ano. Os custos das Fundações foram calculados por empresa líder no mercado brasileiro. Os custos de Estruturas Mistas e Híbridas Aço-Concreto foram levantados por empresa líder regional, com expertise no tema pesquisado. Também foram empregados parâmetros de CUB pelo Sinduscon GO, além de índices do mercado imobiliário extraídos de pesquisa da empresa Brain Inteligência Estratégica.

Na segunda etapa foram pesquisados, item a item aspectos favoráveis à solução Mista e Híbrida Aço-Concreto, os quais foram precificados por parâmetros pesquisados no mercado. Nesta etapa, houve a colaboração de bancos de dados da Câmara Brasileira da Indústria da Construção– CBIC, da Ademi GO e do Anuário Estatístico da Previdência Social – AEPS. Colaboraram também empresas com expertise em operações financeiras voltadas para o mercado imobiliário.

Numa terceira etapa foram listadas vantagens do sistema estrutural Misto Aço-Concreto, porém sem precificação. Objetivo desta listagem será a continuidade em pesquisas futuras, buscando-se formas de monetização das vantagens ali elencadas.

## 4 RESULTADOS

Os resultados obtidos na pesquisa são apresentados a seguir, fundamentados nos seguintes parâmetros:

Tabela 4: Parametrização de Valores de Mercado

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| CUB Adotado (Julho 2025) - Sinduscon GO | **2.994,18** | **R$/m2** | (Padrão Comercial Alto) | | |
| Área Real (AR) | 16320 | m2 | | | |
| Área Privativa Total (APT) | 88% | da Área Real - Adotado | | 14362 | m2 |
| Valor de Venda de Mercado / m2 | R$ 12.000,00 | | Fonte: Ademi GO / Brain (Goiânia GO) | (Junho 2025) | |
| **VGV** - Valor Geral de Vendas | APT x Valor de Venda de Mercado / m2 | | | **R$ 172.339.200,000** | (Adotado) |

Fonte: Elaborada pelo Autor

### 4.1 ESTRUTURA DE PREÇOS DA ALTERNATIVA CONCRETO ARMADO

Tabela 5: Orçamento alternativa Concreto Armado Convencional

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CUSTOS DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL MOLDADO IN LOCO:** | | | | | | | | | **Custo / m3** | **Custo / m2** |
| | **Solução Laje Nervurada sem Protensão** | | | | | | | | | | |
| | **CUSTOS:** | | | | | | | | | | |
| | 1 **FORMA:** | | | | | | | | | | |
| 1.1 | Forma (Fabricação): | R$ | 148,46 | R$/m2 | 9866 | m2 | R$ | 1.464.699,66 | | | |
| 1.2 | Forma (Mont/Desmont): | R$ | 44,34 | R$/m2 | 29597 | m2 | R$ | 1.312.281,84 | | | |
| 1.3 | Cimbramento: | R$ | 138,67 | R$/m3 | 2960 | m3 | R$ | 410.412,90 | | | |
| | **Custo total da Forma:** | | | | | | | | R$ 3.187.394,40 | R$ 726,86 | **R$ 195,31** |
| | 2 **CONCRETO:** | | | | | | | | | | |
| 2.1 | Fornecimento 30 Mpa | R$ | 637,11 | R$/m3 | 4385 | m3 | R$ | 2.793.862,12 | | | |
| 2.2 | Lançamento: | R$ | 58,96 | R$/m3 | 4385 | m3 | R$ | 258.550,45 | | | |
| 2.3 | Alisamento: | R$ | 13,04 | R$/m2 | 16320 | m2 | R$ | 212.812,80 | | | |
| 2.4 | Controle Tecnológico: | R$ | 16,35 | R$/m3 | 4385 | m3 | R$ | 71.697,76 | | | |
| | **Custo Total do Concreto:** | | | | | | | | R$ 3.336.923,13 | R$ 760,95 | **R$ 204,47** |
| | 3 **ARMADURA:** | | | | | | | | | | |
| 3.1 | Fornecimento CA50/60: | R$ | 6,16 | R$/kg | 405601 | kg | R$ | 2.500.124,32 | | | |
| 3.2 | MDO: | R$ | 2,87 | R$/kg | 405601 | kg | R$ | 1.164.074,76 | | | |
| | **Custo Total da Armadura:** | | | | | | | | R$ 3.664.199,07 | R$ 835,59 | **R$ 224,52** |
| | 4 **INSERTS METÁLICOS PARA FIXAÇÃO FACHADA DE VIDRO** | | | | | | | | | | |
| 4.1 | Fornecimento Aço | R$ | 11,10 | R$/kg | 1100 | kg | R$ | 12.204,72 | | | |
| 4.2 | MDO / Chumbadores : | R$ | 144,24 | R$/unid | 2200 | unidades | R$ | 317.322,72 | | | |
| | **Custo Total da Inserts:** | | | | | | | | R$ 329.527,44 | R$ 75,15 | **R$ 20,19** |
| | 5 **MOVIMENTAÇÃO VERTICAL:** | | | | | | | | | | |
| 5.1 | Grua: | R$ | 33.726,00 | R$/mês | 8 | mês | R$ | 269.808,00 | | | |
| 5.1 | Plataforma de Cremalheira | R$ | 26.019,50 | R$/mês | 8 | mês | R$ | 208.156,00 | | | |
| | **Custo Total da Movimentação:** | | | | | | | | R$ 477.964,00 | R$ 109,00 | **R$ 29,29** |
| | **CUSTO TOTAL:** | | | | | | | | **R$ 10.996.008,04** | | |
| | **CUSTOS EQUIVALENTES RASO:** | | | | | | | | | R$ 2.507,54 | **R$ 673,78** |
| | Custo Agregado de Administração Direta na obra: | | | | 15,00% | | R$ | 101,07 | R$ 376,13 | | |
| | **CUSTO EQUIVALENTE COM ADMINISTRAÇÃO DIRETA (m3):** | | | | | | | | | **R$ 2.883,67** | **(R$/m3)** |
| | **CUSTO EQUIVALENTE COM ADMINISTRAÇÃO DIRETA (m2):** | | | | | | | | | | **R$ 774,84** |
| | **CUSTO TOTAL COM ADMINISTRAÇÃO DIRETA (R$):** | | | | | | | | **R$ 12.645.409,24** | | |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Foram estimados os prazos de execução desta alternativa e os custos estimados das Fundações.

Tabela 6: Prazos estimados em cronograma/histograma para a solução Concreto Armado

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Prazo Total do Prédio: | 600 | dias | 20 | meses |
| Prazo Total da Estrutura (Fora Fundação/Escavações/Contenções): | 240 | dias | 8 | meses |
| CICLO: | 10,91 | dias | | |
| | | | | |
| Custo Total da Fundação: | R$ 2.300.000,00 | 1,15 | R$ 2.645.000,00 | (Adotado) |

Fonte: Elaborado pelo Autor

**4.2 ESTRUTURA DE PREÇOS DA ALTERNATIVA MISTA E HÍBRIDA AÇO-CONCRETO**

Tabela 7: Orçamento alternativa Mista e Híbrida Aço Concreto

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **CUSTOS DA ESTRUTURA METÁLICA MISTA E HÍBRIDA AÇO-CONCRETO:** | | | | | | | | | | **Custo / m2** |
| 1 | **SOMENTE ESTRUTURA METÁLICA:** | | | | | | | | | | |
| 1.1 | Estrutura Metálica Principal | R$ | 693,87 | R$/m2 | 16320 | m2 | R$ | 11.324.000,00 | | | |
| 1.2 | **Custo total da Estrutura Metálica:** | | | | | | | | **R$** | **11.324.000,00** | **R$ 693,87** |
| 2 | **SOMENTE LAJE EM STEEL DECK: Espessura total = 14 cm** | | | | | | | | | | |
| 2.1 | Laje em Steel Deck com Stud Bolts | R$ | 181,25 | R$/m2 | 16320 | m2 | R$ | 2.958.000,00 | | | |
| 2.2 | Armadura de Retração e Negativa e Incêndio | R$ | 8,13 | R$/kg | 40800 | kg | R$ | 331.728,48 | | | |
| 2.3 | Fornecimento Concreto Fck=30 Mpa | R$ | 637,11 | R$/m3 | 1877 | m3 | R$ | 1.195.735,56 | | | |
| 2.4 | Lançamento: | R$ | 58,96 | R$/m3 | 1877 | m3 | R$ | 110.656,13 | | | |
| 2.5 | Alisamento: | R$ | 13,04 | R$/m2 | 16320 | m2 | R$ | 212.812,80 | | | |
| 2.6 | Controle Tecnológico: | R$ | 16,35 | R$/m3 | 1877 | m3 | R$ | 30.685,68 | | | |
| | **Custo total da Laje Steel Deck:** | | | | | | | | **R$** | **4.839.618,64** | **R$ 296,55** |
| 3 | **MOVIMENTAÇÃO VERTICAL:** | | | | | | | | | | |
| 3.1 | Grua: | R$ | 33.726,00 | R$/mês | 5,00 | mês | R$ | 168.630,00 | | | |
| 3.2 | Plataforma de Cremalheira | R$ | 26.019,50 | R$/mês | 5,00 | mês | R$ | 130.097,50 | | | |
| 3.3 | **Custo Total da Movimentação:** | | | | | | | | **R$** | **298.727,50** | **R$ 18,30** |
| 4 | **SOMENTE NÚCLEO DE CONCRETO (Contraventamento) :** | | | | | | | | | | |
| 4.1 | Paredes Concreto Armado (e=20cm - Fck=30 Mpa) | R$ | 2.272,45 | R$/m3 | 507 | m3 | R$ | 1.151.859,46 | | | |
| | **Custo total do Núcleo de Concreto:** | | | | | | | | **R$** | **1.151.859,46** | **R$ 70,58** |
| 5 | **SOMENTE Preenchimento em Concreto dos Pilares:** | | | | | | | | | | |
| 5.1 | Armaduras | R$ | 9,03 | R$/kg | 17932 | kg | R$ | 162.001,31 | | | |
| 5.2 | Fornecimento Concreto - Fck=30 Mpa | R$ | 637,11 | R$/m3 | 122 | m3 | R$ | 77.720,98 | | | |
| 5.3 | Lançamento Concreto | R$ | 58,96 | R$/m3 | 122 | m3 | R$ | 7.192,48 | | | |
| 5.4 | Stud Bolts nos Pilares (com MDO) | R$ | 9,75 | R$/unid | 1512 | unid | R$ | 14.742,00 | | | |
| 5.5 | Controle Tecnológico | R$ | 16,35 | R$/m3 | 122 | m3 | R$ | 1.994,52 | | | |
| | **Custo total do Preenchimento em Concreto dos Pilares:** | | | | | | | | **R$** | **263.651,28** | **R$ 16,16** |
| | CUSTO TOTAL: | | | | | | | | **R$** | **17.877.856,88** | |
| | **CUSTOS EQUIVALENTES RASO:** | | | | | | | | | | **R$ 1.095,46** |
| | Custo Agregado de Administração Direta na obra: | | | | **3** | **%** | R$ | 32,86 | | | |
| | **CUSTO EQUIVALENTE COM ADMINISTRAÇÃO DIRETA (m2):** | | | | | | | | | | **R$ 1.128,32** |
| | **CUSTO TOTAL COM ADMINISTRAÇÃO DIRETA (R$):** | | | | | | | | **R$** | **18.414.192,59** | |

Fonte: Elaborada pelo Autor

Tabela 8: Prazos estimados em cronograma/histograma para a solução Mista e Híbrida Aço-Concreto

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Prazo Total do Prédio: | 510 | dias | 17 | meses | Tempo do Concreto | 240 | 8,00 meses |
| Prazo Total da Estrutura (Fora Fundação/Escavações/Contenções): | 150 | dias | 5 | meses | Tempo da Metálica | 150 | 5,00 meses |
| CICLO: | 6,82 | dias | | | Ganho de Tempo | 90 | 3,00 meses |
| CUSTO EQUIVALENTE TOTAL | | | | | | | **R$ 1.128,32** |

Fonte: Elaborada pelo Autor

Com os resultados apresentados acima, depreende-se um Custo Direto a maior, face a face, da solução em Estrutura Mista e Híbrida Aço-Concreto (Custo CAPEX inicial) de 45,62%.

Nesta simulação não foi quantificada Proteção Passiva Contra Incêndio considerando-se que o preenchimento dos Pilares Mistos com concreto atenda ao TRRF (Tempo Requerido de Retenção ao Fogo), que as Vigas e Lajes seriam protegidas por forro adequado e que as Escadas seriam protegidas por suas caixas enclausuradas.

**4.3 MONETIZAÇÃO DAS VANTAGENS**

Tabela 9: Precificação das vantagens da alternativa estrutural mista e híbrida Aço-Concreto – Parte 1

| | VALORES E VANTAGENS AGREGADOS PELA SOLUÇÃO MISTA E HÍBRIDA AÇO-CONCRETO - MONETIZAÇÃO DAS VANTAGENS | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | Valor dos Ganhos |
| 1 | **Diminuição das Fundações:** | | | | | | | | |
| 1.1 | Valor das Fundações no Concreto Armado: | | | | | | | R$ 2.645.000,00 | |
| 1.2 | GANHO REAL: Adotado: Valor das Fundações em Estrutura Metálica - Diminuição de 16% nas cargas (Calculado) - Diminuição de 13% no valor (Orçado com empresa especializada) | | | | | | | | |
| | Valor das Fundações na Estrutura Metálica: | | | | | 13% | | R$ 2.301.150,00 | |
| | GANHO REAL: | | | | | | | | **R$ 343.850,00** |
| 2 | **Precisão das Dimensões:** | | | | | | | | |
| 2.1 | GANHO REAL: * Adotado Diminuição média de 10% nos perfilados de fixação da fachada: | | | | 7258 | m2 | R$ 200,00 | 10% | **R$ 145.152,00** |
| 3 | **Diminuição pela metade do número de trabalhadores em 8 meses e todos os trabalhadores em 3 meses . Ccontingente em concreto:** | | | | | | 37 | colaboradores | |
| 3.1 | GANHO REAL: Menos Acidentes de Trabalho | | | 0,15% | 1,06% | R$ 300.000,00 | 37 | | **R$ 117.727,27** |
| | Potencial ganho do Índice FAP - Fator de Acidente Previdenciário devido à menor exposição ao risco | | | | 1,00% | R$ 30.159.360,00 | | | **R$ 301.593,60** |
| | (Base: 50.000 acidentes / ano em 2,75 milhões de trabalhadores formais em 2023) | | | | | | | | |
| | (Fontes: Anuário Estatístico da Previdência Social - AEPS e CBIC) | | | | | | | | |
| | * Adotado que R$ 300 mil seria o custo médio total de um acidente de trabalho | | | | | | | | |
| | * Adotado que se evitaria o risco de um aumento em 1% sobre 70% da Mão de Obra total. Considerado que a Mão de Obra seja 50% do custo total da construção e este 50% do VGV | | | | | | | | |
| 4 | **Diminuição pela metade do número de trabalhadores em 8 meses e todos os trabalhadores em 3 meses** | | | | | | | | |
| 4.1 | GANHO REAL: Menos Reclamatórias Trabalhistas | | | 4 | | R$ 50.000,00 | R$ 200.000,00 | 0,396 | **R$ 79.200,00** |
| | (Adotado 4 reclamatórias no período) | | | | | | | | |
| | * Adotado como R$ 50 mil a média de uma reclamatória inicial e acordos por 1/3 da inicial + 20% de honorários | | | | | | | | |
| 5 | **Diminuição de 3 meses no prazo de execução** | | | | | | | | |
| 5.1 | GANHO REAL: Redução dos custos fixos da equipe administrativa de obra e de escritório central - Adotado 5% | | | | 3 | 5% | R$ 4.308.480,00 | | **R$ 646.272,00** |
| | * Adotado como incidente sobre o custo estimado da opção Concreto Armado Convencional na proporção de 50% do VGV dividido por 20 meses | | | | | | | | |
| 6 | **Diminuição de 3 meses no prazo de execução** | | | | | | | | |
| 6.1 | GANHO REAL: Redução do Custo Financeiro do Investimento (1,58% ao mês do custo de 100% da estrutura) | | | | 1 | 1,58% | R$ 12.645.409,24 | | **R$ 199.165,20** |
| | * Entendido como Custo financeiro: Capital de Giro para Produção buscado em Fundos de Investimento - porém praticamente anulado pelo desembolso concentrado nas primeiras idades do financiamento para aquisição dos Materiais Metálicos, por isso considerado somente 1 mês de ganhos no não pagamento de juros - Considerado: CDI (14,9%) + 4% | | | | | | | | |
| 7 | **Diminuição de 3 meses no prazo de execução** | | | | | | | | |
| 7.1 | GANHO REAL: Aumento da Produtividade devido ao aumento do faturamento no mesmo prazo - ESCALABILIDADE | | | | 5% | 15,00% | | R$ 172.339.200,00 | **R$ 1.292.544,00** |
| | * Entendido que haverá um valor agregado ou lucro agregado, devido ao faturamento com recursos humanos externos, adotado como 3 meses de 20 meses, ou seja 15,00% de ganho agregado na equipe de administração própria - pode ser entendido como um potencial aumento de 15,00% no faturamento da empresa, por produtividade, com os mesmos recurso humanos. Assim projetanto 5% de possível lucro líquido sobre o incremento de faturamento da Incorporadora | | | | | | | | |

Fonte: Elaborada pelo Autor

Tabela 10: Precificação das vantagens da alternativa estrutural mista e híbrida Aço-Concreto – Parte 2

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | **Menor altura das Vigas: diminuição das Fachadas e Vedações internas** | | | | | | | |
| | GANHO REAL: Adotado Diminuição média de 10cm por andar | | | | | | | |
| 8.1 | Ganhos nas Fachadas | | 22 | 10,8 | R$ 900,00 | R$ 213.840,00 | | |
| 8.2 | Ganhos nas Vedações internas | | 22 | 21,6 | R$ 150,00 | R$ 71.280,00 | **R$** | **285.120,00** |
| 9 | **Menor dimensão dos Pilares conduzindo a maior área de ABL (Área Bruta Locável) ou Área de Vassoura** | | | | | | | |
| | GANHO REAL: Adotado Aumento de 0,30% de ABL | | | | | | | |
| 9.1 | Ganhos na área de vassoura | | | 0,30% | | R$ 172.339.200,00 | **R$** | **517.017,60** |
| 10 | **Redução do desperdício / diminuição dos resíduos/entulhos (Custos para o Empreendedor)** | | | | | | | |
| | GANHO REAL: Adotado diminuição de 90% das caçambas de entulho em relação à etapa Estrutura e 30% do total de caçambas estimadas para o total da obra | | | | Total Caçambas da obra = 448 | | | |
| 10.1 | Caçambas diminuídas | | 30,00% | 448 | 134 | R$ 1.500,00 | **R$** | **201.600,00** |
| | * Adotado que cada Caçamba de entulho custa R$ 1.500,00 (R$ 500,00 serviço; R$ 200,00 aterro; R$ 800,00 custos de Mão de Obra de demolição, varrição, transportes e cargas dentro do Canteiro) | | | | | | | |
| 11 | **Diminuição do consumo de Água e Energia (Custos para o Empreendedor)** | | | | | | | |
| | GANHO REAL: Adotado diminuição de consumo de 30% de Água e de 30% de Energia durante 5 meses e de 100% durante 3 meses | | | | | | | |
| 11.1 | Ganhos diminuição consumo de Água | | | 450,00% | R$ 4.525,00 | R$ 20.362,50 | | |
| 11.2 | Ganhos diminuição consumo de Energia | | | 450,00% | R$ 6.375,00 | R$ 28.687,50 | **R$** | **49.050,00** |
| 12 | **Por dispensar uso de escoramentos é possível adiantar as tarefas consequentes em ao menos 21 dias** | | | | | | | |
| 12.1 | GANHO REAL: Adotado ganho de antecipação de tarefas de 21 dias em 11 meses | 330,00 | 6,06% | 2,50% | R$ 172.339.200,00 | | **R$** | **261.120,00** |
| | *Adotado um ganho de produtividade de 10% pela antecipação de tarefas em 50% do custo da construção, 100% de MDO, 50% do VGV | | | | | | | |
| 13 | **Diminuição de 3 meses no prazo de execução** | | | | | | | |
| 13.1 | GANHO REAL: Ganho financeiro na exploração do imóvel (Aluguel) (0,8% do VGV com 80% de ocupação) | | 3 | 0,64% | R$ 172.339.200,00 | | **R$** | **3.308.912,64** |
| | * Entendido como VGV o Valor Geral de Vendas | | | | | | | |
| | **Ganhos Reais Agregados da Solução Estrutura Metálica:** | | | | | | **R$** | **7.748.324,31** |

Fonte: Elaborada pelo Autor

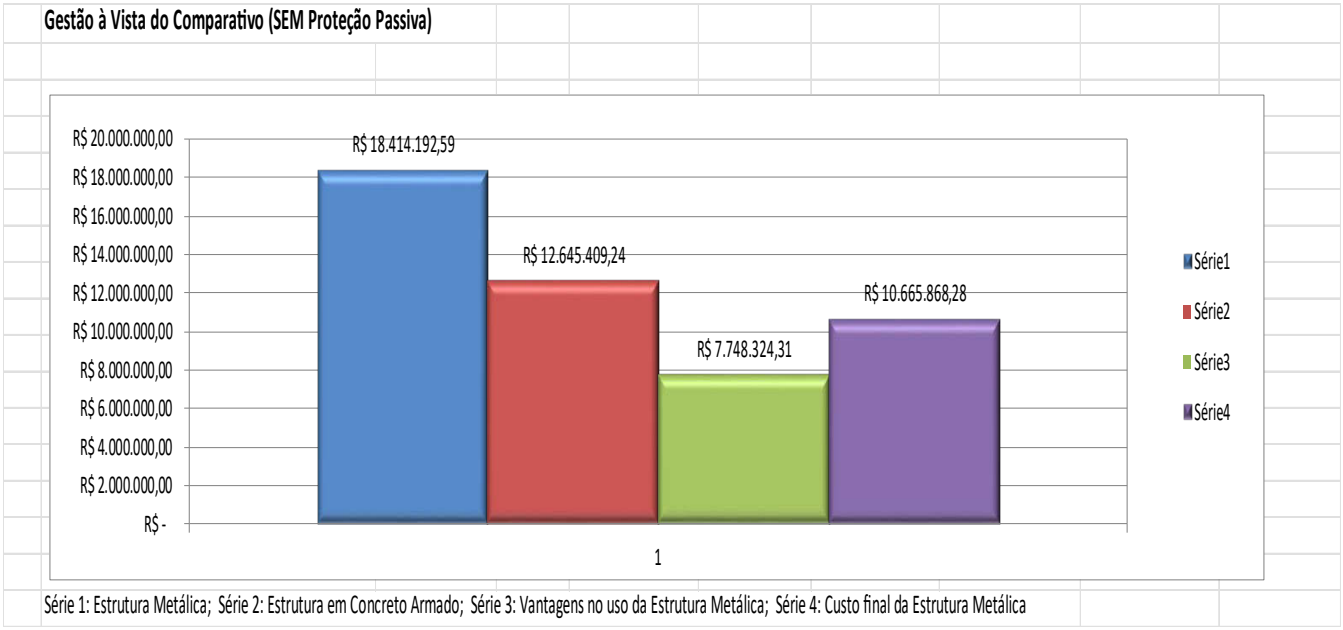
Tabela 11: Resumo comparativo das alternativas e precificação de vantagens – Sem Proteção Passiva Contra Incêndio

| | | |
|---|---|---|
| Valor Custo Estrutura Metálica: | R$ 18.414.192,59 | (Série 1) |
| Valor Reduzido com Vantagens da Estrutura Metálica: | R$ 10.665.868,28 | (Série 4) |
| Valor Custo Concreto Armado Convencional: | R$ 12.645.409,24 | (Série 2) |
| Diferencial de Custo da solução Estrutura Metálica: | -15,65% | (Porcentagem positiva indica custo a maior da Estrutura Metálica e negativa custo a menor) |

Fonte: Elaborada pelo Autor

## 4.4 DEMONSTRAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS

Tabela: 12: Gráfico comparativo - alternativas – Sem Proteção Passiva



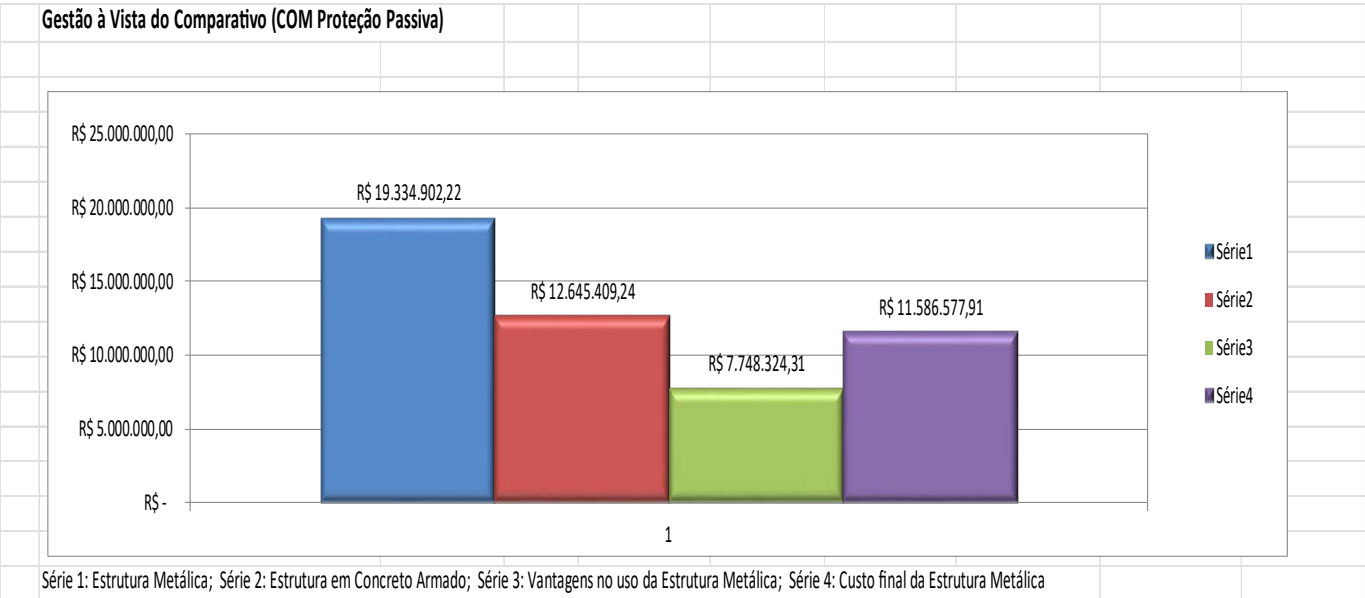

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 13: Resumo comparativo das alternativas e precificação de vantagens – Com Proteção Passiva Contra Incêndio

| | | | |
|---|---|---|---|
| **PROTEÇÃO PASSIVA CONTRA INCÊNDIO** | | | |
| Se a Proteção Passiva for exigida (Somente para as Vigas), considerar custo médio de 5% do custo total da opção Estrutura Metálica (Adotado 5% = Custo da Projeção de Argamass - Custo da Pintura em Fábrica) | | R$ 18.414.192,59 | |
| Valor Custo Proteção Passiva contra Incêndio (com Projeção de Argamassa): | 5,00% | R$ 920.709,63 | |
| Valor total custo Estrutura Metálica (com Proteção Passiva): | | R$ 19.334.902,22 | (Série 1) |
| Valor Reduzido com Vantagens da Estrutura Metálica (Incluindo Proteção Passiva): | | R$ 11.586.577,91 | (Série 4) |
| Diferencial de Custo da solução Estrutura Metálica (Incluindo Proteção Passiva): | | -8,37% | (Porcentagem positiva indica custo a maior da Estrutura Metálica e negativa custo a menor) |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 14: Gráfico comparativo das alternativas – Com Proteção Passiva




Fonte: Elaborado pelo Autor

**4.5 OUTRAS VANTAGENS RELEVANTES A SEREM CONSIDERADAS: A Favor da Solução em Estrutura Metálica - Mista e Híbrida – Aço-Concreto**

Aparentemente intangíveis, poderiam ser precificadas/monetizados, caso a caso - a serem confirmadas por estudos posteriores.

1. Sistema construtivo mais silencioso – Redução de impactos na vizinhança, diminuição de problemas de saúde física e mental associados ao ruído - Significativa diminuição dos ruídos por 8 meses e total por 3 meses (Menor custo para a Sociedade) – ESG;

2. Incentivo pela melhoria da qualidade e compatibilidade dos Projetos - Inserção do BIM;

3. Profissionalização da construção - desaparecimento gradativo da figura do Servente - aumento da renda do trabalhador na Construção - ODS e ESG;

4. Diminuição drástica do uso de madeira nas obras: menor pressão ao desmatamento e diminuição de práticas não convencionais de legalização de madeira - Desmaterialização ;

5. Incentivo pela migração contínua para a Construção Industrializada - Aumento da Produtividade - Aumento da Reciclabilidade – Circularidade;

6. Canteiros mais simplificados e mecanizados: facilidades para implantação de práticas Lean Construction e Teoria das Restrições (Goldratt, 1984) e menores custos;

7. Facilidades na passagem de utilidades pela alma das Vigas: previstas nos projetos totalmente modelados em 3D;

8. Dispensabilidade de apelar para a Cláusula de Tolerância para entrega final da obra - Segurança Jurídica - Melhoria da imagem da Incorporadora - Desnecessidade de seguro por extrapolação da Cláusula de Tolerância;

9. Maior confiabilidade por ser material único e homogêneo, com características físicas bem definidas - melhor aplicabilidade da Norma de Desempenho;

10. Melhor desempenho ao Sismo: apesar de pouco conhecido, muitas regiões do Brasil deveriam considerar este efeito, especialmente em edifícios altos;

11. Redução do Desperdício: além de baixos, os resíduos têm mercado reciclador integralmente operante, com LO (Licença de Operação) em toda a cadeia;

12. Redução do Custo de Operação e Manutenção ao longo da viga útil do empreendimento: diminuição do custo do empreendimento para os usuários – ESG;

13. Associado às demais tecnologias pré-fabricadas, gera uma construção com grande facilidade de intervenções com baixo índice de entulho - ESG ;

14. Custos mais previsíveis: redução dos graus de incerteza para os empreendedores - Segurança jurídica - Financiamento à Produção mais preciso - Margens asseguradas;

15. Com a escassez de Mão de Obra, a diminuição de necessidade de novos colaboradores (- 35%) alivia a pressão por admissões e demissões caras e pode desviar os esforços da construtora para áreas da empresa que agregam valor;

16. Além da diminuição do custo da Fundação, por serem cargas menores, podem conduzir a uma solução global de Fundação mais econômica em regiões de solos complexos, como Santos, por exemplo;

17. Por terem pilares mais esbeltos, soluciona-se melhor as interfaces e interferências com construções vizinhas;

18. Por terem esforços de Momentos baixos ou até inexistentes, conduzem a soluções estruturais tecnicamente mais simplificadas;

19. Pode-se iniciar a execução da Fachada de baixo para cima, mais conveniente, com ganhos de tempo nas etapas a jusante da estrutura do edifício;

20. Apesar de não haver metodologia consolidada na literatura de ACV - Análise de Ciclo de Vida para toda a execução da obra e sua utilização, os ganhos de sustentabilidade são evidentes quando comparados *cradle-to-grave* (do berço ao túmulo);

21. Incentivo à implantação da cultura das medidas em Milímetros em todos os setores da obra - maior acurácia das medidas;

22. Diminuição drástica da varrição e retirada de entulhos - Desnecessidade de 134 caçambas de entulho - Custo para a Sociedade (134 viagens de 40 km, 402 t no Aterro Sanitário);

23. Diminuição da possibilidade de perdas e lucros cessantes por embargos e força maior (Diminuição de 3 meses de exposição);

24. Aumento de possibilidades de melhoria na imagem da empresa - Associação da rapidez da Estrutura com competência - *soft benchmark company*;

25. Em função da diminuição do prazo - Diminuição da possibilidade de Autuações do Ministério do Trabalho;

26. Aumento da Produção - Escalabilidade - crescimento mais rápido da empresa;

27. Melhoria do moral da equipe, percebendo-se mais produtiva que os demais players do mercado. Mais facilidade de retenção de talentos ;

28. Ganhos de pé-direito com vigas menos altas: acréscimo de até dois pavimentos em cidades onde o determinante é a altura máxima do edifício;

29. Por terem medidas menores - Menor intromissão dos Pilares nos ambientes permitindo melhor aproveitamento do mobiliário - Ganhos de área útil para o comprador;

30. Por serem os Pilares mais esbeltos, haverá uma melhoria de vagas nas Garagens - mais facilidade para atender às exigências de vagas mínimas nos Códigos de Obra;

31. Pela diminuição de 90% das caçambas de ENTULHO na etapa estrutural - Diminuição da pressão sobre os Aterros Sanitários - Diminuição de viagens – ESG;

32. Nas tarefas de execução da obra e sua utilização - Maior aderência às Certificações LEED, EDGE e AQUA, além de metas de Sustentabilidade;

33. Pela diminuição no consumo de ÁGUA - Diminuição da pressão sobre os reservatórios de Água da cidade - desnecessidade de ampliação de tratamentos de ÁGUA e ESGOTO (Menor custo para a Sociedade);

34. Pela diminuição no consumo de ENERGIA - Diminuição da necessidade de Energia da Concessionária possibilitando melhoria de atendimento aos demais empreendimentos na cidade (Menor custo para a Sociedade) ;

35. Diminuição dos níveis de poeira - Menor incidência de possíveis problemas de saúde na equipe de campo e melhora do relacionamento com a vizinhança;

36. Pela diminuição do número de VIAGENS - Diminuição de problemas de saúde respiratórios em função da redução da poluição (Menor custo para a Sociedade);

37. Ganhos na diminuição de problemas de trânsito da cidade - menos 634 viagens de 40 km e 634 operações de carga e descarga com média de 3 horas cada, causando transtornos e barulho (Menor custo para a Sociedade) ;

38. Diminuição da exposição a riscos de acidentes de trabalho pela ausência de escoramentos que geram caminhos potencialmente inseguros na obra;

39. Por possibilitarem maiores vãos livres, com soluções visualmente audaciosas, dando maior liberdade estética aos Arquitetos;

40. Antecipação da ocupação do imóvel perante a concorrência: imagem associada à competência - melhor desempenho de compradores investidores na colocação de seus imóveis no mercado - *soft benchmark company;*

41. Pela amigabilidade à práticas de ESG, possibilidades de melhor cadastro no sistema financeiro;

42. Pela precisão dimensional: Diminuição de retrabalhos para ajustes de esquadro/ prumo/ nível;

43. Pela precisão dimensional: Ganhos por evitar desperdícios à jusante - permite trabalhar com componentes pré-fabricados nos serviços posteriores à Estrutura;

44. Pela Precisão dimensional: Possibilidade de contratação antecipada de componentes de Vedações e Acabamentos, antecipando prazos nas tarefas à jusante;

45. Sistema construtivo com amigabilidade aos princípios de *Lean Construction*, Construção 4.0, e às técnicas da Construção Seca e Construção Modular.

**5 DISCUSSÃO**

Da análise dos resultados pode-se depreender que a solução estrutural Mista e Híbrida Aço-Concreto para edifícios multiandares é totalmente viável economicamente, sendo 16,65% mais vantajosa frente à outra solução em Concreto Armado convencional, se as vantagens do sistema Misto forem precificadas.

Restou claro no estudo que esta vantagem depende, para que se materialize, de que o fator tempo seja considerado importante. Mesmo que se adicione o eventual custo da proteção passiva contra incêndio somente na solução Mista, ainda assim a vantagem econômica é de 8,37%. Se, por questões de estratégia comercial, o empreendedor não se interessar por velocidade na obra, haverá as outras vantagens, porém não o suficiente para a inversão da diferença inicial, face a face, das duas soluções, que resultou em 45,62% favorável ao Concreto Armado convencional.

Por outro lado, o estudo não conseguiu avançar na monetização de vantagens que, apesar de aparentes e intuitivas, não foi possível sua precificação, caminho a ser trilhado em trabalhos futuros. Ocorre que estes itens elencados dizem mais do posicionamento da empresa construtora e incorporadora perante seus compromissos com a sociedade e do mundo em que vivemos. É sabido que qualquer construção tem um custo para o empreendedor e outro para a sociedade. A questão atual é que o custo para a sociedade não está entrando na conta. Caso deste estudo, onde a solução Mista economizou 634 viagens de 40 km (500 viagens por desmaterialização e 134 por supressão de entulho) como poderia ser precificado? Resulta evidente que há um custo invisível que está sendo suportado por toda a comunidade do entorno da obra, custo este que se evitado, deveria emanar bônus à solução estrutural menos agressiva ao meio ambiente. Bônus que poderiam ser: diminuição de taxas de juros, menos IPTU, menos impostos ou mesmo licenças onerosas com descontos. Enfim, quando a questão ambiental for precificada a solução estrutural Mista será evidentemente cada vez mais vantajosa.

**5.1 Fatores Decisivos que colaboraram para viabilização da Estruturação Metálica Mista e Híbrida neste projeto:**

a) Modulação repetitiva e adequada - Atende necessidade modular das Garagens e usa todo o potencial do Aço (Modulações adequadas: 7,50m x 7,50m; 7,50m x 8,00m; 7,50 x 10,00m; 8,00m x 10,00m; 7,50m x 12,50m);
b) Número reduzido de Pilares - Com núcleo de Contraventamento em posição diametralmente centralizada;
c) Necessidade de menos Mão de Obra - Trabalhadores mais qualificados, porém em menor quantidade e menos tempo – PRODUTIVIDADE.

**5.2 Falso ambiente desfavorável ao sistema estrutural Metálico Misto Híbrido Aço-Concreto:**

a) Acúmulo de custos no início da Construção: soluções bancárias podem ser customizadas para o sistema - tanto para o financiamento da produção como a parcela de entrada do Comprador;

b) Tecnologia dominada por poucas empresas: aquisição tem que certificar a capacidade do Fabricante de entregar - hoje há empresas capacitadas para execução de edifícios em todas as regiões do país;
c) Sistema refratário a alterações após início da construção: projetos devem ser compatibilizados totalmente antes do início da Fabricação da Estrutura Metálica - processo industrial - mudança de mindset;

d) A construtora perde poder de intervenção na obra - “fica na mão do Fabricante”: parceria com Fabricantes confiáveis é muito importante. Além disso, no ambiente de escassez que o setor enfrenta, a construtora tem que migrar para mão de obra de terceiros - administração de contratos.

**5.3 Análise Macroeconômica:**

a) Normalmente o custo da construção é de 50% do VGV;

b) Normalmente o custo da estrutura é de 30% do custo total da obra, ou seja, o custo da estrutura equivale a 15% do VGV;
c) Sendo assim, cada 10% de aumento de custo da estrutura significa, na verdade, aumento de 1,5% de impacto no VGV.

## 6 CONCLUSÃO

O objetivo deste artigo, que propunha se concentrar nos resultados concretos obtidos nas análises, contrapondo uma solução estrutural do tipo Mista e Híbrida Aço-Concreto versus uma solução estrutural em Concreto Armado convencional, foi alcançado, demonstrando que as evidentes vantagens, constantemente elencadas pelo meio técnico agora estão precificadas, mostrando que, as estruturas Mistas e Híbridas Aço-Concreto são mais vantajosas economicamente.

Resta evidente que na medida em que as práticas de ESG, a adesão às Certificações tipo LEED, EDGE e AQUA-HQE, além de metas de Sustentabilidade estiverem efetivamente incorporadas ao cotidiano das empresas da construção então, aquelas vantagens não precificadas certamente terão valor, tornando a alternativa construtiva em estrutura Mista e Híbrida Aço-Concreto altamente atraente.

Mais ainda, quando, num futuro próximo, houver parâmetros consolidados de medição para as ACVs (Análises do Ciclo de Vida) das obras de construção civil, *craddle to grave* (do berço ao túmulo), desde os materiais aplicados, os sistemas e serviços construtivos durante a obra, o uso do edifício e sua desmontagem final, então se poderá assegurar que as soluções industrializadas *off site* (fora do canteiro) tem “pegada de carbono” menor e índices indiscutivelmente melhores de Sustentabilidade, por todos os itens elencados neste estudo, especialmente: diminuição da exposição ocupacional; drástica redução de resíduos; grande redução dos ruídos, da poeira e das viagens de transporte de remoção de resíduos; significativa redução no consumo de água e energia durante a obra; *retrofits* facilitados e reciclabilidade próxima a 100% ao final da vida, evidenciando a sustentabilidade ambiental.

Dessa forma, se espera que o presente estudo colabore com o mercado da construção na viabilidade concreta de migração da construção convencional para a construção industrializada e pré-fabricada.

**AGRADECIMENTOS**

O autor agradece ao apoio de profissionais, empresas e entidades que, com suas colaborações tornaram possível este trabalho. Em especial os engenheiros Ricardo Veiga, João Bosco Boaventura, Paulo Sérgio Ribeiro, Sara Brandão, Lucas Novato, Luciano Fonseca, Sarkis Nabi Curi, Camila Storti, Ibsen Rosa, Fernando Ottoboni Pinho e Luis Henrique Ceotto. As arquitetas Cecília Mortari e Carolina Lacerda. As empresas CMO Construtora, Palme Construtora, OM Construtora, Ironbuild Metálica e Toctao Engenharia. As entidades ABCEM, CBCA, Sinduscon GO, Ademi GO, AISC e CBIC. Também minha alma mater UFRGS e a UFG. Especial agradecimento a minha esposa e filhos, pela paciência e apoio.

**7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica – Disponível em www.abcem.org.br (Acesso em 21/07/25).

ABNT NBR 14323:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.

ABNT NBR 16775:2020 - Estruturas de aço, estruturas mistas de aço e concreto, coberturas e fechamentos de aço — Gestão dos processos de projeto, fabricação e montagem — Requisitos.

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

ALVA, G.M.S. Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

BELLEI, P.; DA PAZ, R. Comparativo de custos entre estruturas de aço e concreto armado em Xanxerê – SC.

BONFIM U. Comparativo construtivo entre estruturas mistas aço-concreto e estruturas convencionais de aço e de concreto armado – UFERSA Universidade Federal Rural do Semi-Árido – 2022.

BUSANELLO, J. Estudo de comparativo entre estrutura de concreto armado e estrutura metálica mista na construção de edifício comercial. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2019.

CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço – www.cbca-acobrasil.org.br (Acesso 21/07/25).

CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção – www.cbic.org.br (Acesso 21/07/25)

CORRÊA, A.F.; DAUZACKER L.V.J. Estruturas Mistas - Aço Concreto: Vantagens Da Utilização - Faculdade Capixaba da Serra –Serra ES - 2015

CORUS - Comparing the cost of steel and concrete framing options for commercial buildings – Corus Construction and Industrial – 2013

COSTA J. M. Viabilidade técnico-financeira e eficiência - construtiva das estruturas mistas em aço e concreto na construção civil. 1º Congresso Brasileiro de Estruturas Mistas (CBEM24) Maringá/PR, 2024

CUNHA, F.M. Estudo comparativo entre projetos estruturais de edifício de múltiplos andares de alto padrão em concreto armado e em estrutura mista de aço e concreto. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, 2023.

FABRIZZI, M. A. Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GAGANDEEP. Time and cost comparison of reinforced cement concrete and steel structure Gagandeep - Department of Civil Engineering, Chandigarh University, Mohali, Punjab, India, 2021

https://www.madeinsteel.com.br/analise-comparativa-custos-estrutura-metalica-x-estrutura-de-concreto/ (Acesso 21/07/25)

https://www.steelconstruction.info/Multi-storey_office_buildings?utm_source=chatgpt.com(Acesso 21/07/25)

https://www.clgengenhariaconsultiva.com.br/blog/estrutura-em-concreto-armado-x-estrutura-metalica-qual-a-melhor-escolha-para-o-seu-projeto-de-obra.html (Acesso 21/07/25)

https://www.steelconstruction.info/Cost_comparison_study?utm_source=chatgpt.com(Acesso 21/07/25)

IYAPPAN R. Comparative study of cost and time evaluation in RCC, steel and Composite high rise Building - Valliammai Engineering College - Journal of Chemical and Pharmaceutical Sciences – 2015

LIMA, J.R. Estudo comparativo entre estrutura metálica e de concreto armado em uma edificação: estudo de caso–UNICEUB - Centro Universitário de Brasília – UniCEUB - Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS – Brasília DF –2017

NAKAHARA, F.S. Análise da viabilidade estrutural e econômica entre estruturas de concreto armado e estruturas metálica, UNESP – Universidade Estadual Paulista –Campus de Guaratinguetá SP - 2017

MOHAMED, H. Structural And Cost Analysis Of Reinforced Concrete And Steel Framed Structures: A Comparative Study In Lefkoşa - Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, North Cyprus, Turkey – 2023.

PANCHAL D.R., MARATNHE. P.M.Comparative Study of R.C.C, Steel and Composite (G+30 Storey) Building – Nirma University, Ahmedabad – India - 2011.

PAUL T. COST. Comparative study of steel concrete composite and rcc structure - IRJET Journal– College Engineering – Kerola – India – 2022.

PIMENTA, F. L. Análise comparativa de projeto de estrutura mista e concreto armado convencional utilizando ferramentas computacionais. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Anápolis - GO, 2021.

QUEIROZ, M., MESQUITA, L. Comparativo de custos, consumo de materiais e peso entre sistema estrutural em concreto armado e sistema misto de aço e concreto aplicados em um edifício de múltiplos andares - Universidade Federal de Viçosa, Rio Paranaíba– 2018.

RODRIGUES, Y. O. Análise numérica e experimental do comportamento da interface aço-concreto de lajes mistas - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2020.

SILVA JÚNIOR, E. et al. Estudo de caso: análise comparativa entre estrutura de concreto armado e estrutura mista de concreto e aço – Revista Caderno Pedagógico – 2025.

SILVA, I.; FERREIRA, A. Estudo de caso: comparativo de custos entre estruturas de aço e concreto armado em uma edificação multifamiliar – Centro Universitário do Rio Grande do Norte – 2021.

TEDIA A. Cost, Analysis and Design of Steel-Concrete Composite Structure Rcc Structure (CASDD) Department of civil, U.E.C, Ujjain, Madhya Pradesh, India – 2014.

VASCONCELOS, A. As surpreendentes vantagens que as estruturas mistas e híbridas proporcionam à sua obra. Disponível em: https://www.linkedin.com/pulse/surpreendentes-vantagens-que-estruturas-mistas-e-%C3%A0-sua-vasconcellos/?originalSubdomain=pt. 2015. (Acesso 21/07/25)

PINHO, F. O.; PENN, F. Manual de Viabilidade Econômica – IBS / CBCA - 2008

ZHANG X. Comparison of LCA on steel-and concrete construction office buildings: A case study - Tongji University – 2007.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Aspectos arquitetônicos da construção em aço

# CONSTRUÇÃO MODULAR COM FOCO EM RESIDÊNCIAS DE INTERESSE SOCIAL*

Maria Luiza Souza Giacomin[1]
Juliana da Cruz Vianna Pires[2]
Débora Maia Guimarães[3]

**Resumo**

A problemática habitacional é um desafio global que evidencia desigualdades sociais e econômicas, afetando especialmente as populações de baixa renda. No Brasil, o déficit habitacional é crítico, com milhões de famílias vivendo em condições precárias. A Habitação de Interesse Social (HIS) surge como uma solução necessária para oferecer moradias acessíveis que garantam segurança, saúde e conforto. A construção modular tem se destacado como uma alternativa inovadora para enfrentar esses desafios, especialmente em áreas com alta demanda por moradias. Esta pesquisa avaliou o potencial da construção modular para o desenvolvimento de habitações sociais no Brasil, com ênfase na aplicação urbana, focando especificamente nas construções modulares em aço. O estudo investigou os benefícios e desafios dessa abordagem, analisando o panorama nacional e internacional das construções modulares, as tipologias empregadas, as regulamentações pertinentes e o potencial de expansão dessa tecnologia. A pesquisa foi realizada através de revisão bibliográfica, na qual foram catalogadas e organizadas as referências encontradas. Além disso, foi elaborado um material informativo em formato de guia, com o objetivo de direcionar profissionais e acadêmicos de Arquitetura e Urbanismo interessados no tema, fornecendo um panorama detalhado e atualizado sobre o assunto.

**Palavras-chave**: Construções modulares; Habitação de interesse social; Aço.

## MODULAR CONSTRUCTION WITH A FOCUS ON AFFORDABLE HOUSING

**Abstract**

The housing issue is a global challenge that highlights social and economic inequalities, particularly affecting low-income populations. In Brazil, the housing shortage is critical, with millions of families living in precarious conditions. Social Housing emerges as a necessary solution to provide affordable housing that ensures safety, health, and comfort. Modular construction has stood out as an innovative alternative to address these challenges, especially in areas with high demand for housing. This research evaluated the potential of modular construction for the development of social housing in Brazil, with an emphasis on urban applications, specifically focusing on steel modular constructions. The study investigated the benefits and challenges of this approach, analyzing the national and international landscape of modular

constructions, the typologies used, relevant regulations, and the potential for expansion of this technology. The research was conducted through a bibliographic review, where the references found were cataloged and organized. Additionally, an informative guide was developed, aiming to direct professionals and students of Architecture and Urbanism interested in the topic, providing a detailed and up-to-date overview of the subject.

**Keywords**: Modular Construction; Social Housing; Steel.

[1] Arquitetura e Urbanismo, Graduanda, Estudante, Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[2] Engenharia Civil, Dra., Professora Associada III, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[3] Engenharia Civil, Mestre em Engenharia de Estruturas, Especialista em Desenvolvimento da Construção, Gerência de Desenvolvimento da Construção, ArcelorMittal Tubarão, Serra, Espírito Santo, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A problemática habitacional configura-se como uma questão central em diversos países, refletindo profundas desigualdades sociais e econômicas que comprometem diretamente a qualidade de vida de milhões de pessoas. No Brasil, a Habitação de Interesse Social (HIS) desponta como um tema prioritário, evidenciando a necessidade urgente de assegurar moradia digna para a população de baixa renda.

A compreensão desse cenário demanda uma análise multidimensional, que envolva aspectos históricos, sociais, econômicos e urbanísticos. Diante desse contexto, cresce o interesse por soluções construtivas alternativas que possibilitem ampliar o acesso à habitação de forma eficiente, econômica e sustentável. Entre essas soluções, destaca-se a construção modular, caracterizada pelo uso de módulos pré-fabricados que são produzidos em ambiente controlado e posteriormente montados no local definitivo.

Segundo Moura [1], a arquitetura modular consiste em um método construtivo que difere dos sistemas convencionais, ao empregar componentes padronizados e industrializados. Essa abordagem oferece vantagens significativas, como a redução do tempo de obra, maior controle de qualidade, menor desperdício de materiais e possibilidade de reaproveitamento de elementos construtivos. Além disso, ela contribui para o aumento da produtividade e eficiência nos canteiros, promovendo maior agilidade na entrega de moradias.

No âmbito da construção modular, o aço tem se destacado como um dos materiais mais promissores, devido às suas propriedades técnicas, como leveza, resistência mecânica, precisão dimensional e facilidade de montagem. Os sistemas modulares em aço podem ser desmontados, transportados e reutilizados, o que reduz significativamente o impacto ambiental da construção. Ademais, a indústria do aço tem evoluído no sentido de incorporar práticas mais sustentáveis, incluindo o uso de energia renovável e a reciclagem de materiais.

Este artigo apresenta os resultados de uma pesquisa desenvolvida no âmbito do projeto de iniciação científica da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), em parceria com a ArcelorMittal e com apoio financeiro do Sebrae-ES entre 2023 e 2024. O principal objetivo do estudo é avaliar o potencial da construção modular em aço no desenvolvimento de habitações de interesse social no Brasil, com ênfase em sua aplicação no contexto urbano. Para isso, são discutidas as vantagens e limitações do modelo construtivo *off-site* em aço, o panorama nacional e internacional de sua utilização, as normativas envolvidas e exemplos concretos de aplicação. Como resultado prático, a pesquisa culmina na elaboração de um guia informativo voltado a profissionais e acadêmicos da área de Arquitetura e Urbanismo, com o propósito de fomentar o interesse, promover a capacitação técnica e ampliar a difusão dessa tecnologia no cenário habitacional brasileiro.

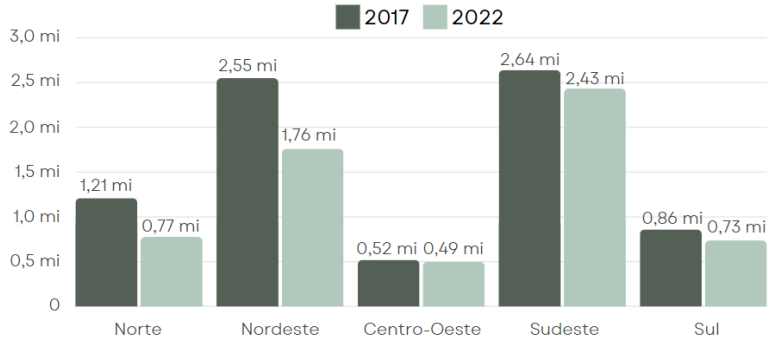
### 1.1 Embasamento teórico

A produção habitacional voltada às classes de baixa renda no Brasil é historicamente marcada por deficiências estruturais, carência de infraestrutura e falta de políticas públicas eficazes. Segundo Moura

[1], o conceito de Habitação de Interesse Social compreende ações estatais e da sociedade civil destinadas a proporcionar moradias acessíveis e adequadas a famílias de baixa renda. No entanto, a efetividade dessas iniciativas é comprometida por obstáculos como a especulação imobiliária, a fragmentação do planejamento urbano, a morosidade burocrática e a escassez de recursos públicos.

O histórico da habitação popular no Brasil revela um cenário de urbanização acelerada e crescimento populacional desordenado, especialmente ao longo do século XX. A ausência de planejamento urbano integrado e políticas habitacionais estruturadas resultaram na proliferação de áreas precárias, favelas e loteamentos irregulares, agravando a exclusão socioespacial. Em 2017, o país contabilizava um déficit de aproximadamente 7,78 milhões de domicílios, de acordo com a Fundação João Pinheiro [2]. Embora o número tenha diminuído para cerca de 6,215 milhões em 2022, conforme atualização da mesma fundação [3], o problema ainda é expressivo e demanda soluções ágeis e eficazes. O gráfico 1 faz o comparativo dos déficits habitacionais entre os anos de 2017 e 2022.

Gráfico 1- Déficit habitacional total em milhões de domicílios por regiões geográficas nos anos de 2017 e 2022.




Fonte: Produção da própria autora.

Diversos programas foram implementados com o objetivo de mitigar esse déficit, como o Minha Casa Minha Vida (MCMV), o Programa Casa Verde e Amarela, e o Programa de Aceleração do Crescimento (PAC). Essas políticas têm buscado ampliar o acesso à moradia por meio de subsídios, financiamento habitacional e melhoria da infraestrutura urbana. Contudo, os desafios persistem, exigindo inovação nos métodos construtivos.

Nesse contexto, a construção modular surge como uma estratégia promissora. De acordo com Fernandes [4], trata-se de um processo construtivo em que os componentes da edificação são produzidos em ambiente fabril, em paralelo à preparação do terreno, e posteriormente montados no local definitivo. Essa abordagem, também denominada off-site, apresenta vantagens como a padronização, a redução de prazos e custos, o menor desperdício de materiais e o controle de qualidade. Além disso, o uso do aço como material principal nos sistemas modulares tem se mostrado eficaz. Suas características — como

leveza, resistência mecânica, precisão dimensional e possibilidade de reaproveitamento — conferem eficiência ao processo construtivo.

A construção modular teve seus primeiros desenvolvimentos na Europa, sendo posteriormente adotada e amplamente difundida pelos Estados Unidos, que, como potência em engenharia civil e arquitetura, contribuíram para a disseminação de seus conceitos em países como Japão, Suécia e Austrália. Conforme Moura [1], no Brasil, os primeiros registros datam da década de 1950, com a atuação do arquiteto João Filgueiras Lima na construção dos alojamentos operários de Brasília. A partir da década de 1980, a temática da industrialização ganhou destaque com os estudos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), voltados à avaliação de soluções inovadoras para o Banco Nacional da Habitação (BNH) [5].

O primeiro projeto habitacional popular em aço no Brasil foi executado em 2009, na cidade de Avaré (SP). Este projeto foi o primeiro de uma série de condomínios populares da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano (CDHU), destinados a idosos de baixa renda, utilizando o sistema Light Steel Frame (LSF), Figura 1. O projeto entregou 22 unidades habitacionais, totalizando uma área de 1.160m². As primeiras moradias ficaram prontas em apenas três meses, demonstrando o potencial do método na construção de moradias dignas e de rápida execução [6].

Figura 1: Condomínio modular popular no Brasil em 2009.



Fonte: Oliveira [6].

A adoção de sistemas modulares em aço pode representar uma solução eficiente para o enfrentamento do déficit habitacional brasileiro, especialmente se integrada a políticas públicas bem estruturadas. Esta pesquisa busca contribuir para o debate técnico e acadêmico sobre o tema, propondo a construção modular em aço como alternativa viável para a promoção da habitação social no país.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

A obtenção dos dados deste estudo foi realizada por meio de pesquisa bibliográfica, com base em dissertações, artigos científicos, sites especializados, revistas técnicas e manuais voltados à construção modular. O levantamento concentrou-se em sistemas modulares do tipo off-site aplicados a habitações residenciais e, especialmente, à Habitação de Interesse Social (HIS), tanto no contexto nacional quanto internacional.

Com base nesse levantamento, foi elaborado um estado da arte que abordou as principais tecnologias, materiais empregados e estratégias construtivas adotadas nesse tipo de sistema. A revisão bibliográfica foi sistematizada por meio de quadros cronológicos, nos quais se destacaram as principais contribuições de cada estudo analisado. Foram avaliadas as vantagens e desvantagens da construção off-site, com ênfase no uso do aço como material estrutural, considerando aspectos como eficiência, sustentabilidade e viabilidade técnica.

Além disso, foram identificadas e analisadas as normas técnicas aplicáveis ao dimensionamento e desempenho de sistemas construtivos industrializados em aço, com o objetivo de compreender os critérios regulatórios vigentes.

Complementarmente, foi elaborado um questionário com perguntas abertas, direcionado a profissionais atuantes no setor de construção industrializada. O objetivo foi compreender a percepção do mercado quanto à aplicação da construção modular em aço na HIS, explorando aspectos técnicos, econômicos e operacionais. Todo o material coletado foi organizado em formato de um guia informativo.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A compreensão das tipologias construtivas na arquitetura modular é fundamental para a análise das diferentes abordagens empregadas na montagem de estruturas. Essas tipologias são classificadas conforme o sistema construtivo adotado e o método de montagem dos módulos, considerando a forma de união dos componentes estruturais. As principais categorias identificadas são: modular volumétrica (3D), painelizada (2D), paramétrica e híbrida. O Quadro 1 apresenta essas tipologias com ilustrações exemplificativas.

Experiências internacionais na construção modular têm demonstrado o potencial dessa técnica para resolver problemas habitacionais nos países, principalmente no âmbito de HIS. A adoção de práticas e tecnologias de construção modular, baseadas em experiências internacionais bem-sucedidas, pode transformar significativamente o cenário habitacional no Brasil. O Quadro 2 ilustra exemplos de habitações sociais internacionais.

Quadro 1 – Diferentes tipologias construtivas de construção modular

| TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS MODULARES | ILUSTRAÇÕES |
|---|---|
| Modular Volumétrica (3D) |  Fonte: Fernandes [4]. |
| Painelizada (2D) |  Fonte: Fernandes [4]. |
| Paramétrica |  Fonte: ArquiWiki [7]. |

| | |
|---|---|
| Modular Híbrida |  Fonte: Curcio [8]. |

Fonte: Produção da própria autora.

Quadro 2 – Habitações de interesse social internacionais relevantes.

| HABITAÇÕES | ILUSTRAÇÕES |
|---|---|
| Habitação PLACE Ladywell – Londres, Inglaterra – Modular volumétrica em madeira. |  Fonte: RSHP [9]. |
| Habitação estudantil Keetwonen - Amsterdam, Holanda - Modular volumétrica em container. |  Fonte: Tempo Housing [10]. |

Fonte: Produção da própria autora.

A construção modular oferece vantagens significativas, como a redução do tempo de execução da obra, menor impacto ambiental e maior controle de qualidade em comparação aos métodos convencionais. No entanto, também apresenta limitações que devem ser cuidadosamente avaliadas. Essas vantagens e restrições estão sintetizadas na Tabela 1, adaptada de Araújo et al. [11].

No que se refere à materialidade primária dos módulos, a construção modular permite o uso de diferentes materiais, cada um associado a tipologias e sistemas construtivos distintos [12]. Entre os materiais mais

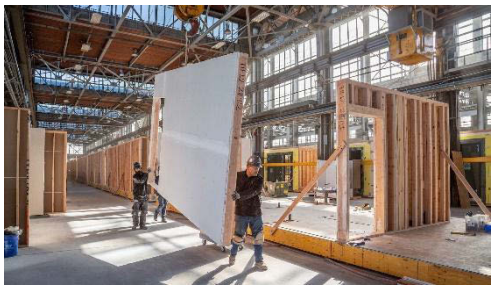
recorrentes na composição dos módulos destacam-se o aço, a madeira e o concreto, amplamente utilizados na construção civil devido às suas propriedades estruturais e disponibilidade. As principais características desses materiais, bem como representações ilustrativas, estão apresentadas no Quadro 3.

Tabela 1- Vantagens e desvantagens do Sistema de Construção Industrializado (SCI).

| VANTAGENS | DESVANTAGENS |
|---|---|
| Redução de Tempo de Construção | Alto Custo de Capital Inicial |
| Economia de Custo e Trabalho | Problemas de Articulações |
| Uso Otimizado de Materiais | Aceitação Cultural do Método |
| Alta Qualidade e Melhores Acabamentos | Adaptação às Normas Locais |
| Menor Impacto Climático na Construção | Logística de Transporte dos Módulos |
| Flexibilidade no design do elemento pré-fabricado | Necessidade de Plantas Sofisticadas e Operadores Qualificados |
| Aumento da Segurança e Limpeza do Local | Complexidade na Manutenção e Reparos |

Fonte: Adaptada de Araújo et al. [11] .

Quadro 3: Os diferentes tipos de materiais utilizados na construção modular.

| MATERIAL | CARACTERÍSTICAS | ILUSTRAÇÃO |
|---|---|---|
| Madeira | Material Renovável, Facilidade de Manipulação, Isolamento Térmico e Acústico e Resistência às pragas, umidade e ao fogo. |  Fonte: Novak [13]. |

| | | |
|---|---|---|
| Concreto | Robustez, Durabilidade, Resistência Estrutural, Resistência ao Fogo e à Intempérie e Baixa Manutenção. |  Fonte: Ghisleni [14]. |
| Aço | Alta resistência estrutural, Altamente Leve, Rapidez de Montagem, Durabilidade e Resistência à Corrosão, Sustentável, Resistência ao Fogo e a Impactos. |  Fonte: CREA-SC [15]. |

Fonte: Produção da própria autora.

O aço se apresenta como o material mais promissor para aplicação em HIS, por reunir alta resistência estrutural, durabilidade, precisão na fabricação e rapidez na montagem. Além disso, sua leveza facilita o transporte e reduz a carga sobre as fundações. A possibilidade de desmontagem e reaproveitamento de módulos contribui para a sustentabilidade do processo construtivo [16].

Outro ponto importante é o avanço na sustentabilidade da cadeia produtiva do aço, com o uso crescente de energias renováveis e processos mais limpos. Essas qualidades tornam o aço uma opção preferencial na criação de estruturas modulares de alta performance [16].

Em relação aos desafios específicos na implementação da construção modular social, embora inovadora e eficiente, enfrenta alguns desafios relacionados aos aspectos culturais e à aceitação comunitária. O preconceito dos brasileiros em relação às construções feitas com materiais modulares está profundamente enraizado na cultura e no imaginário coletivo, sendo perpetuado ao longo das gerações e influenciado pelo meio em que as pessoas vivem. A visão distorcida de que as casas ou edificações modulares são frágeis, pouco eficientes em termos de isolamento térmico e acústico, e com baixa durabilidade, resulta na forma como as informações sobre o tema são disseminadas no país. Grande parte desse senso comum absorvido pela sociedade é influenciada pelo próprio governo, que define diretrizes

sobre o que deve ser fomentado e incentivado. Além disso, a construção civil é ainda mais favorecida e disseminada no país por causa da regulamentação e tributação, o que explica por que essa técnica é amplamente mais comum no território brasileiro [17].

As regulamentações e normas para habitação popular no Brasil são elaboradas para garantir que moradias acessíveis sejam construídas com qualidade, segurança e em conformidade com padrões mínimos de conforto e salubridade. Além disso é necessário respeitar as normas referentes às tipologias construtivas e de dimensionamento de projetos, uma vez que a adaptação dessas normas para a construção modular pode ser um desafio, especialmente em projetos de habitação social, que exigem conformidade rigorosa com padrões estabelecidos por organizações como a ISO (Organização Internacional de Normalização), ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e ANSI (American National Standards Institute). Embora existam normas técnicas que amparam o dimensionamento de sistemas construtivos, ainda não há uma norma específica para construções habitacionais modulares. Abaixo, algumas normas relevantes aplicáveis:

- **ABNT NBR 8800 [18]**: Estruturas de aço e mistas
- **ABNT NBR 7190 [19]**: Estruturas de madeira
- **ABNT NBR 9062 [20]**: Estruturas de concreto pré-moldado
- **ABNT NBR 15575 [21]**: Desempenho de edificações habitacionais
- **ABNT NBR 16970-2 [22]**: Projeto estrutural de Light Steel Framing
- **ANSI/AISC 360 [23]**: Construções em aço estrutural

Como alternativa e embasamento técnico para apoio aos sistemas construtivos inovadores, como a construção modular, existe um documento emitido no âmbito do Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) chamado DATec (Documento de Avaliação Técnica). De acordo com o PBQP-H [24], a construção modular está fortemente relacionada com a DATec, que certifica que determinados sistemas construtivos não convencionais atendem aos requisitos técnicos e normativos para aplicação em projetos habitacionais financiados por instituições como a Caixa Econômica Federal. A certificação DATec atua como um selo de garantia da qualidade e conformidade técnica dos projetos, promovendo a viabilidade, segurança e aceitação de mercado desses sistemas, além de facilitar seu financiamento e implementação no setor imobiliário.

Segundo Luiza Campos[1], da empresa Modularis, as principais barreiras na implementação de projetos modulares incluem a falta de regulamentação, leis e normas específicas para a construção modular. Isso gera insegurança entre os usuários e resulta na ausência de padrões claros a serem seguidos durante a execução dos projetos. A utilização da construção modular em edificações residenciais de interesse social vem ganhando espaço gradualmente, impulsionada por iniciativas governamentais, acadêmicas e do setor privado.

[1] Questionário realizado em agosto de 2024, pela plataforma Google Formulários.

Embora essas iniciativas estejam gradualmente ampliando o uso da construção modular em diversos setores, a aplicação efetiva dessa tecnologia em Habitação de Interesse Social no Brasil ainda não conta com exemplos consolidados de obras off-site. Isso evidencia a necessidade de maior articulação entre políticas públicas, desenvolvimento tecnológico e aceitação cultural para que essa alternativa ganhe escala no país.

Como contribuição prática, este trabalho organizou e sistematizou informações relevantes sobre o tema, resultando na elaboração de um guia informativo destinado a profissionais e acadêmicos das áreas de Arquitetura e Urbanismo, com o objetivo de ampliar o conhecimento técnico e promover o debate sobre novas abordagens construtivas no campo habitacional. A Figura 2 apresenta as três primeiras páginas do guia informativo.

Figura 2 – Páginas do Guia Informativo




Fonte: Produção da própria autora.

## 4 CONCLUSÃO

A construção modular apresenta-se como uma alternativa estratégica e inovadora para o enfrentamento do déficit habitacional no Brasil, especialmente no âmbito da Habitação de Interesse Social (HIS). Sua aplicação, particularmente por meio de sistemas estruturais em aço, demonstra potencial significativo para atender à alta demanda por moradias urbanas de forma rápida, eficiente e sustentável. A leveza, durabilidade, reciclabilidade e racionalização do processo construtivo são características que reforçam a viabilidade técnica e ambiental dessa solução, ao mesmo tempo em que contribuem para a redução de custos e prazos de execução.

A presente pesquisa identificou que, apesar dos avanços no desenvolvimento e na disseminação da construção modular em países com maior maturidade tecnológica, no contexto brasileiro ainda persistem desafios relacionados à normatização, aceitação no mercado e integração com políticas públicas habitacionais. Observa-se, também, uma carência de estudos que relacionem diretamente a construção modular com a realidade da HIS no país, especialmente no que diz respeito à viabilidade econômica, adaptabilidade às demandas locais e desempenho social da solução.

No Brasil, diversas empresas estão investindo e se destacando no setor de construções modulares, oferecendo soluções inovadoras e eficientes para diferentes segmentos. Empresas como Modularis, Brasil ao Cubo, Fischer, Tecverde e a Sulfibra são exemplos na implementação dessa tecnologia no país. Elas desenvolvem projetos modulares para habitações, escolas, hospitais e empreendimentos comerciais, proporcionando construções mais rápidas, sustentáveis e com menor impacto ambiental. Essas empresas têm mostrado que a construção modular é uma alternativa viável tanto para edificações de pequeno porte quanto para projetos maiores, contribuindo para a modernização do setor e a adoção de métodos construtivos mais avançados.

Para pesquisas futuras, recomenda-se a realização de estudos empíricos e aplicados que investiguem a implementação de sistemas modulares em aço em projetos-piloto de HIS, bem como o desenvolvimento de critérios normativos específicos para essa tipologia construtiva. Além disso, estudos comparativos entre diferentes sistemas modulares e análises de custo-benefício podem fortalecer a base técnica e fomentar sua adoção em larga escala no Brasil.

**Agradecimentos**

À Universidade Federal do Espírito Santo, ao Sebrae pelo suporte financeiro concedido e à ArcelorMittal.

**REFERÊNCIAS**

1 MOURA, Fernanda de. **Módulos Habitacionais. Habitação Modular Pré-fabricada para Habitação de Interesse Social.** Trabalho Final de Graduação - Universidade São Judas Tadeu, São Paulo, 2022.

2 FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. **Metodologia do déficit habitacional e da inadequação de domicílios no Brasil** – 2016 - 2019, Fundação João Pinheiro. – Belo Horizonte: FJP, 2021.

3 FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. 24 de abril de 2024. **Déficit Habitacional no Brasil.** Disponível em: <https://fjp.mg.gov.br/brasil-registra-deficit-habitacional-de-6-milhoes-de-domicilios/> Acesso em: 29 jun. 2024

4 FERNANDES, Paulo Henrique. **Análise de Cenário e Perspectivas de Crescimento das Startups de Construções Modulares no Brasil.** Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

5 ABDI – Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial. Manual da construção industrializada: conceitos e etapas. Volume 1: estrutura e vedação. Brasília: ABDI, 2015. Disponível em: <https://api.abdi.com.br/file-manager/upload/files/Manual_construcao_industrializada_versao_digital.pdf>. Acesso em: 15 jul. 2024.

6 OLIVEIRA, Ana Beatriz de Figueiredo. **Inserção de sistemas industrializados de ciclo aberto estruturados em aço no mercado da construção civil brasileira.** Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto/ UFOP - Ouro Preto, Minas Gerais, 2013.

7 ARQUIWIKI. **Arquitetura Modular: SysHaus.** 2023. Disponível em: <https://arquiwiki.com/novas-casas-com-arquitetura-modular-no-brasil/> Acesso em: 29 de maio, 2024.

8 CURCIO, Gustavo. **Construção híbrida de alvenaria estrutural e light steel framing inova no Rio Grande do Sul.** In: Aqui Xp. 24 de jun. 2019. Disponível em: <https://arqxp.com/construcao-hibrida-de-alvenaria-estrutural-e-light-steel-framing-inova-no-rio-grande-do-sul-ao-icar-terceiro-pavimento-pre-fabricado-em-empreendimento-residencial-na-capital-gaucha/> Acesso em: 29 de maio, 2024.

9 RSHP. **PLACE / Ladywell.** Disponível em <https://rshp.com/projects/residential/place-ladywell/> Acesso em: 2 de jun. 2024.

10 TEMPOHOUSING. **Keetwonen.** 2024. Disponível em: <http://www.tempohousing.com/projects/keetwonen/> Acesso em: 2 de jun. 2024.

11 ARAÚJO, E. S.; PESSOA, A. A.; PEGORARO, F.; BESSA, N. G. F. Comparação de custos de construção entre o sistema convencional e o sistema industrial. **Braz. J. of Develop**., Curitiba, v.6, n.11, p. 93238-93256, nov. 2020.

12 SAVASSI, F.; CHICA, C. P. Construção modular / **Instituto Aço Brasil: CBCA**, 2022.101 p.: il. 21 cm. Bibliografia. ISBN: 978-65-89443-01-8. 1. Construção modular, 2022.

13 NOVAK, Nancy. **The 3 Rs of Sustainability Applied to Construction.** In: AutoDesk. 01 de set. 2022 Disponível em: <https://www.autodesk.com/blogs/construction/the-3-rs-of-sustainability-applied-to-construction/> Acesso em: 5 de jun. 2024.

14 GHISLENI, Camilla. **Qual a diferença entre estrutura de concreto pré-moldada e pré-fabricada?** In: ArchDaily Brasil. 07 Mar 2023. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/996215/qual-a-diferenca-entre-estrutura-de-concreto-pre-moldada-e-pre-fabricada> Acesso em: 29 de maio, 2024.

15 CREA-SC. **Empresa de SC inaugura primeiro edifício modular metálico 3D do Brasil com oito andares.** 14 de maio de 2021. Disponível em: <https://portal.crea-sc.org.br/empresa-de-santa-catarina-inaugura-primeiro-edificio-modular-do-brasil-com-oito-andares/> Acesso em: 2 de jun. 2024.

16 FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Revista Eletrônica de Ciências.** São Paulo, Número 22 – dez. 2003.

17 SILVEIRA, Guilherme Trompowsky Taulois. **Construção modular no Brasil e análise dos seus entraves**. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ - Rio de Janeiro, 2023.

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

19 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7190**: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

20 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

21 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575**: Edificações habitacionais - Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

22 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16970**: Light Steel Framing - Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formadora frio, com fechamentos em chapas delgadas Parte 2: Projeto estrutural. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

23 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC, 2016.

24 PROGRAMA BRASILEIRO DA QUALIDADE E PRODUTIVIDADE DO HABITAT. **Documentos Homologado**s. Disponível em: <https://pbqp-h.mdr.gov.br/sistemas/sinat/documentos-homologados/.> Acesso em: 15 jul. 2024.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Uso de estrutura de aço em arquitetura com geometria inovadora

# HELIPONTO ESTHER TOWERS EM SÃO PAULO - SP

Engº Luciano de Souza Matos
Engº Jurn Jewe Hermans Maertens

**Resumo**

O Empreendimento Esther Towers é uma obra singular do Grupo Eztec, referência de arquitetura na cidade de São Paulo. Projeto do arquiteto Carlos Ott, possui duas torres em concreto armado inclinadas e, em seu topo, a 130 metros de altura, e no meio do vão livre entre as torres, um heliponto em formato de pirâmide invertida. Para viabilizar tamanho desafio arquitetônico, o projeto estrutural de montagem e posterior execução foi realizado pelas empresas RMG Engenharia e RCS Integrada, com sede em Belo Horizonte (MG). A solução adotada exigiu inovação dos métodos de dimensionamento e construtivos para viabilizar o projeto, estruturando espacialmente o interior da pirâmide invertida dentro dos contornos arquitetônicos propostos, e criando uma metodologia de montagem inovadora e viável, que exigiu mais de 150 fases de construção em sequência crescente e cronológica. Esta estrutura espacial pesa 790 toneladas de aço. Em sua predominância em tubos estruturais quadrados, vão entre apoio horizontal de estabilização da estrutura de 85 metros, apoio vertical em somente 4 colunas de aço rotuladas em suas extremidades, permitindo que ela não absorva deslocamentos das torres de concreto. Os desafios foram alcançados, estando a obra estruturalmente concluída, atingindo os critérios propostos no projeto.

**Palavras-chave**: Heliponto; Estruturas metálicas espaciais; Projetos de montagem

# ESTHER TOWERS HELIPAD IN SÃO PAULO– SP

**Abstract**

The Esther Towers in São Paulo City is an impressive Grupo Eztec development. It represents an important milestone for its design, technical and sustainability standards. Designed by architect Carlos Ott, it features two slanted reinforced concrete towers. On the top of the two 130-meter towers, there is an inverted pyramid shaped helipad which connects the two towers. RMG Engenharia and RCS Integrada, based in Belo Horizonte City, were responsible for the pyramid structural and assembly projects. Furthermore, building the helipad. In order to carry out such unique project, a striking design and new construction methods were employed. It involved spatially structuring the interior of the inverted pyramid within the proposed architectural contours and creating an innovative and feasible

assembly methodology, which demanded over 150 construction phases. This spatial structure weighs 790 tons of steel, primarily composed of square structural tubes, spans 85 meters between horizontal stabilization supports, and is supported vertically by only four steel columns pinned at their ends; Thus, allowing the structure to remain unaffected by displacements of concrete. All the challenges were successfully met, and the pyramid shaped pyramid structure was finished in accordance with the technical criteria.

**Keywords**: Helipad; Space Frame Structures; Assembly Projects

[1] Engenheiro Civil, Gerente Técnico, RMG Engenharia e RCS Integrada, Belo Horizonte, MG, Brasil

[2] Engenheiro Civil, Diretor Técnico, RMG Engenharia e RCS Integrada, Belo Horizonte, MG, Brasil

**1 INTRODUÇÃO**

O heliponto é uma estrutura espacial auto-portante interligando os topos das duas torres pelo vão livre entre eles, de aproximadamente 21,5 m entre fachadas, e 34,5 m e 43,5 m entre apoios, respectivamente. Foi estruturado em perfis metálicos (estrutura espacial) e laje mista (plataforma de pouso e passarelas de acesso), apoiado na estrutura de concreto através de aparelhos de apoios especiais.

A concepção arquitetônica do heliponto consiste em uma plataforma em forma de losango, sob a qual uma estrutura espacial de forma piramidal invertida é estruturada. A Figura 1 mostra a elevação da fachada arquitetônica frontal e a Figura 2 a vista superior do heliponto.

O procedimento de montagem em altura dessa estrutura foi concebido pelo sistema de balanços sucessivos, onde as treliças longitudinais principais responsáveis por vencer o vão livre e interligar os topos das torres foram montadas por segmentos (quadros) em balanços a partir dos apoios (esquerdo e direito) em direção ao centro do vão, até que ocorrer a conexão das duas partes opostas. Após a estabilização da estrutura central, as estruturas provisórias de montagem foram retiradas e a montagem a partir daí seguiu autoportante.

Após a estabilidade das treliças centrais, foram posicionadas plataforma de trabalho para a montagem das estruturas complementares, os “bicos” da estrutura: os avanços para frente, para trás e para baixo dessa estrutura principal.



Figura 1 - Elevação das torres TIMKEN

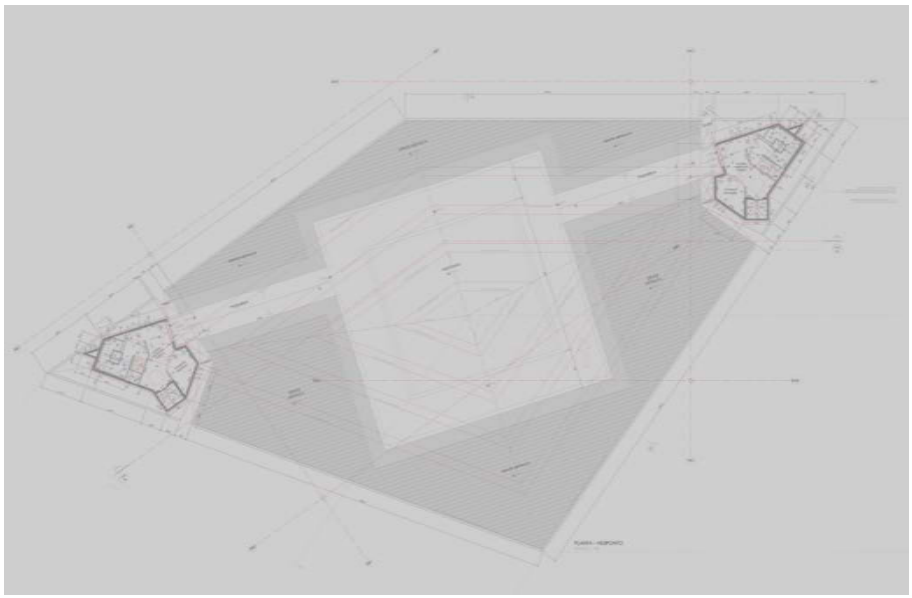


Figura 2 - Planta superior do heliponto.

## 2 SUPERESTRUTURA

### 2.1 PREMISSAS BÁSICAS

A superestrutura é composta por perfis tubulares circulares e quadrados. Os perfis quadrados foram adotados tipicamente como barras horizontais e verticais e os perfis circulares como diagonais de travamento. A plataforma de pouso e decolagem e a passarela de acesso são estruturadas por uma grelha em perfis I soldados e laje mista em Steel Deck, apoiada sobre a estrutura espacial.

### 2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O critério predominante para a concepção estrutural da treliça espacial foi o estudo da sequência de montagem aérea da estrutura, de maneira que todas as etapas intermediárias estivessem estabilizadas e seguramente ancoradas na estrutura de concreto e na subestrutura auxiliar de montagem.

Assim, 4 treliças transversais nos eixos 5, 6, 7 e 8 foram determinadas como principais, e que vencem o vão livre entre os apoios dos prédios, definindo um núcleo principal estabilizante da estrutura nos sentidos vertical (com autonomia para vencer o vão livre entre apoios) e horizontais, pois são interligadas aos braços horizontais de ancoragem da estrutura. O conjunto das treliças que compõem esse núcleo principal está mostrado na Figura 3. A Figura 4 mostra a sobreposição dos demais elementos (treliças e vigas de piso) nessa estrutura.

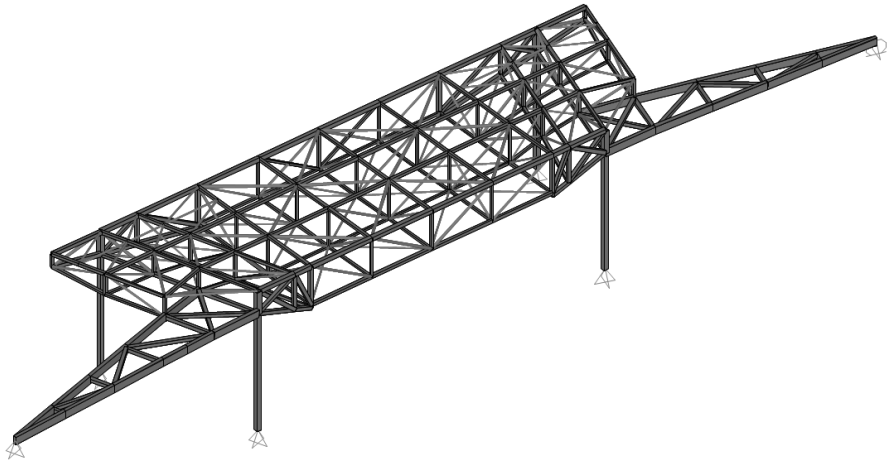


Figura 3 – Vista espacial das treliças principais dos eixos 5, 6, 7 e 8.

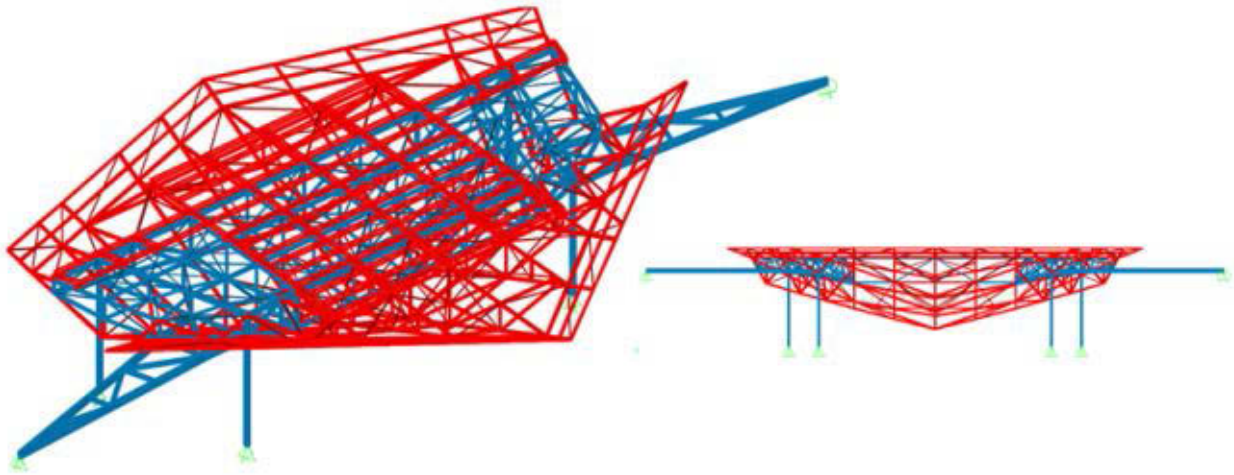


Figura 4 – Estrutura complementar (vermelha) apoiada na estrutura principal (azul).

**2.3 ESTABILIDADE**

O estudo da estabilidade do sistema contemplou: a modulação definida pelo estudo da sequência de montagem em altura; os esforços devido à ação do vento segundo resultados do ensaio de túnel de vento; a amplitude de movimentação diferencial (deslocamentos) dos topos das torres, fornecido pelo cálculo estrutural do concreto armado; os graus de liberdade e capacidade de carga dos aparelhos de apoios a serem dimensionados pelo cálculo estrutural; todos os demais carregamentos atuantes (permanentes, variáveis); influência ou não das estruturas secundárias ou auxiliares (brises, passadiços, manutenção, etc.).

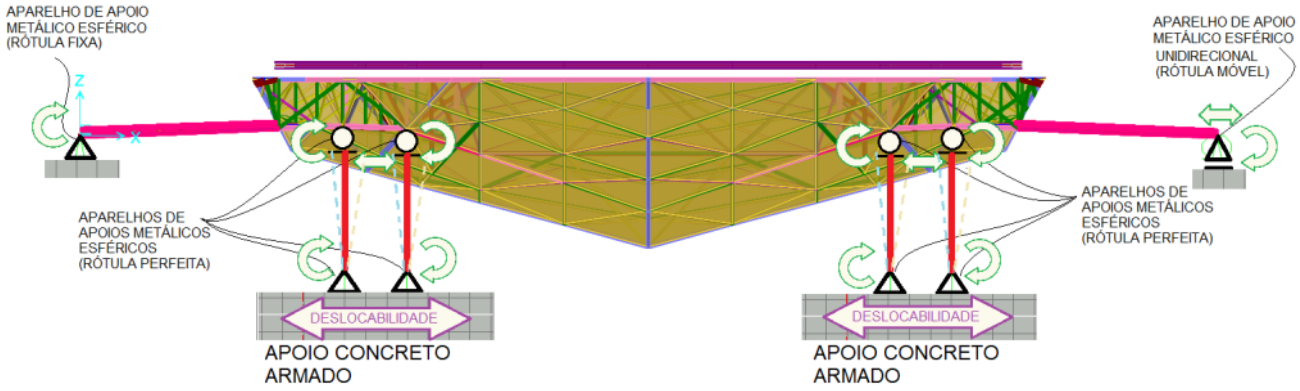



Figura 5 - Esquema estrutural da estabilidade do heliponto.

O sistema foi concebido de maneira que a deslocabilidade das condições de contorno da superestrutura possa facilmente absorver os deslocamentos dos prédios em qualquer direção sem gerar esforços internos. Por se tratar de uma estrutura espacial extremamente rígida, se não houvesse essa capacidade de deslocabilidade (rotação) nos apoios, seriam obtidos esforços internos e reações no topo da estrutura de grande ordem, o que tornaria a solução estrutural inviável.

**2.4 APARELHOS DE APOIO**

Os aparelhos de apoio esféricos fixos permitem a rotulação perfeita da base ou da ligação detalhada, permitindo o giro em qualquer direção. A especificação desse aparelho é determinada conforme premissa do fabricante e em função dos dados obtidos da análise estrutural, tais como ações verticais e horizontais e rotações.

O aparelho de apoio esférico unidirecional permite a rotulação perfeita da base e ainda uma translação em uma direção determinada de acordo com o cálculo

A Figura 6 mostra o detalhe espacial da ligação da base inferior do pilar com o aparelho de apoio e o concreto. Havendo a necessidade de manutenção ou troca do aparelho, segundo recomendação do fabricante, um procedimento de elevação da parte superior da estrutura ligada na base foi projetado e realizado para acesso ao equipamento. Para isso, é previsto um apoio lateral no pilar para posicionamento do macaco. A mesma concepção foi adotada para os demais pontos de apoio.

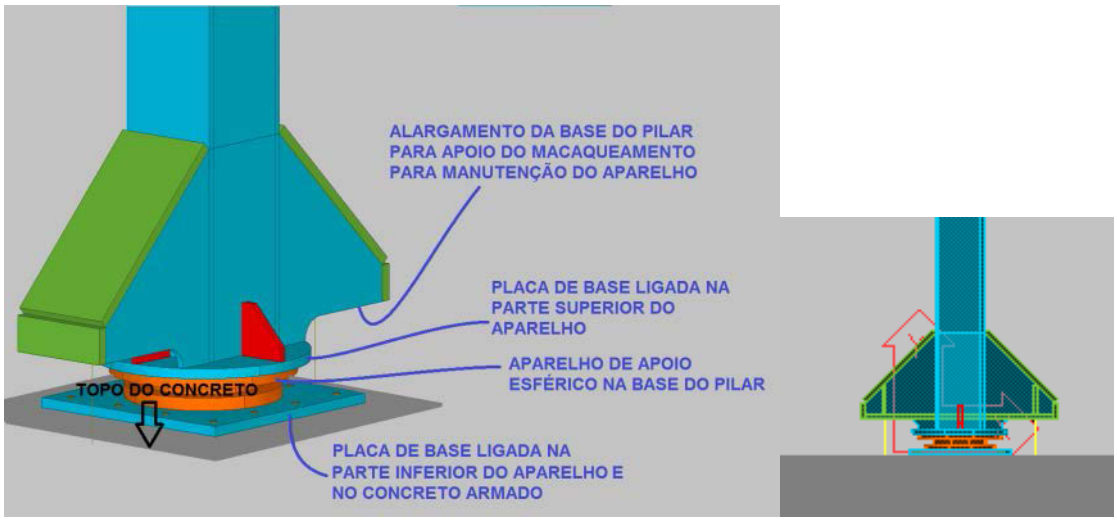



Figura 6 – Detalhe da ligação da base do pilar com o aparelho esférico.

**2.5 MATERIAIS**

- Aço dos tubos estruturais para o Heliponto:
  - VMB 350 ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 485$ MPa).
- Aço das chapas estruturais para o Heliponto:
  - ASTM A572 ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 485$ MPa).
- Aço dos perfis laminados para estruturas auxiliares de montagem:
  - ASTM A572 ($f_y \geq 345$ MPa, $F_u \geq 450$ MPa) ***conforme especificação do fabricante*.
- Conectores de cisalhamento “Stud Bolts”:
  - ASTM A108 tipo B ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 450$ MPa).
- Concreto armado no tabuleiro da área de pouso e passarelas de acesso:
  - Concreto C35 fck ≥ 35 MPa;
  - Armadura aço CA50.
- Steel deck Ref. Metform MF-75 aço ZAR280.
- Grades de piso e grades inclinadas, em aço ASTM A36 galvanizada a quente.

**2.6 ESQUEMA ESTRUTURAL PRINCIPAL**

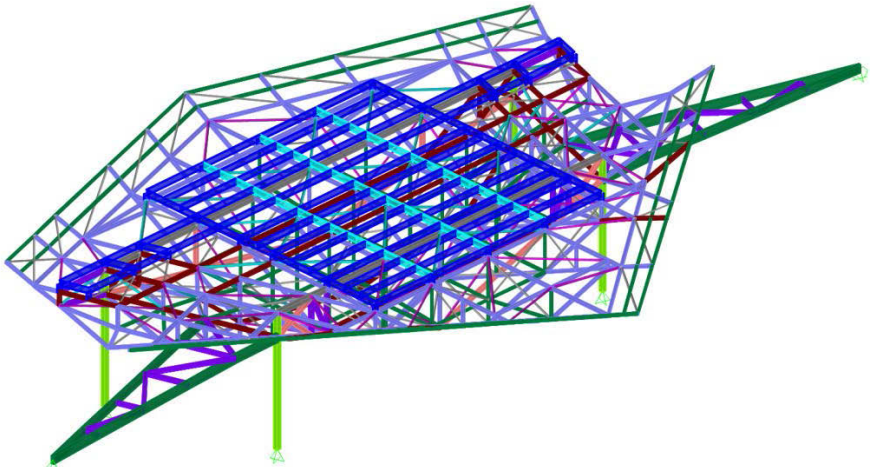


Figura 7 – Vista espacial do modelo de cálculo 3D.

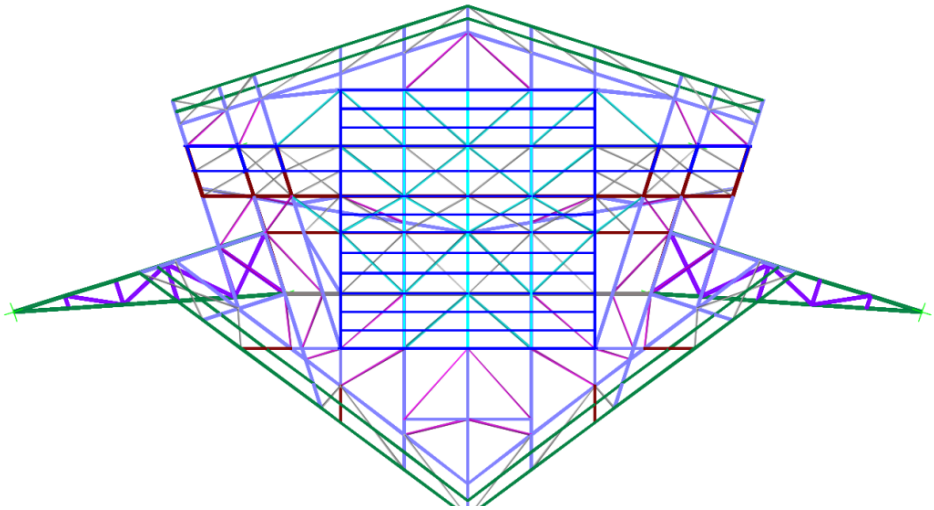


Figura 8 – Vista em planta do modelo de cálculo 3D.

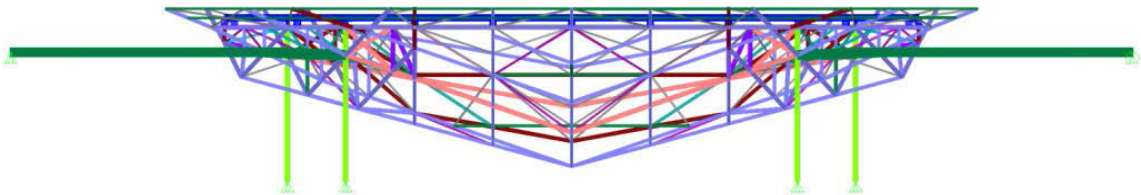


Figura 9 – Vista em elevação do modelo de cálculo 3D.

## 3 CARREGAMENTOS

### 3.1 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA E ESTRUTURAS AUXILIARES

O peso próprio da estrutura metálica é calculado pelo próprio sistema implementado no programa de cálculo, com fator multiplicador de 1,1, de forma a considerar o peso dos elementos de ligação e sobrepesos.

### 3.2 SOBRECARGA NAS PLATAFORMAS DE TRABALHO

A carga determinada como sobrecarga de construção engloba o peso próprio e sobrecarga máxima de utilização da plataforma em serviço. Foi adotada uma carga típica de 350 kgf/m² conforme informado pelo fornecedor do equipamento .

**Determinação do peso total da plataforma de montagem:**

- Peso próprio do equipamento: 70 kgf/m²**
- Carga de trabalho: 244 kgf/m²**
- Total: 314 kgf/m², adotado 350 kgf /m², sempre na projeção horizontal.

  ***Dados fornecidos pelo fabricante*

### 3.3 VENTO

Os carregamentos estáticos de vento críticos adotados para verificação da estabilidade da estrutura espacial durante a montagem foram determinados em função das direções principais de incidência e nos sentidos positivo e negativo. Portanto foram considerados 4 casos de vento atuante, Vx+, Vx-, Vy+ e Vy-

Para os elementos de barra, foi considerada a seguinte pressão resultante, atuante na largura de contribuição de cada face segundo sua posição com a direção principal:

- $C_{pe,crít}$ = -2,0 ; $C_{pi}$ = 0 (todas as faces de igual permeabilidade)
- $V_0$ = 37,5 m/s (recomendado pela análise do Túnel de Vento)
- S1= 1,0 ; S2 = 0,85 ; S3 = 0,88 (considerados somente para elementos de fechamento)
- $V_K$ = 28,05 m/s
- Pressão dinâmica q = 49,6 kgf/m²

- Pressão resultante $q_{res} = (C_{pe} - C_{pi}).q = -2,0.49,6 = 99,2$ kgf/m² ≈1,0 kPa

### 3.4 TEMPERATURA

Aplicados para T+ uma temperatura uniforme positiva de 20ºC nos elementos da estrutura metálica, e para T- uma temperatura uniforme negativa de -20ºC. Aplicado nas barras laminadas, exceto nas vigas suporte da laje para evitar tensões internas devido à condição restritiva do modelo de diafragma.

As condições de contorno previstas para a estrutura, onde ocorre a birrotulação dos 4 pilares de apoio permite que a estrutura trabalhe livremente à dilatação e contração térmica, sem transmitir reações para as bases e com ações internas relativamente baixas.

### 3.5 DESLOCABILIDADE DOS TOPOS DOS PRÉDIOS

A deslocabilidade dos topos dos prédio só foi considerada durante a montagem na Fase desescorada, onde ocorre a ligação entre as duas partes opostas da estrutura e a liberação da rotulação e da deslocabilidade das bases especiais.

### 3.6 TABELA RESUMO DE CARREGAMENTOS considerados

A Tabela 1 apresenta em resumo os valores de carregamentos descritos anteriormente.

Tabela 1 – Valores gerais dos carregamentos adotados para a estrutura do heliponto

| DESCRIÇÃO | | CÓD. | VALOR | OBSERVAÇÃO |
|---|---|---|---|---|
| PERM | Peso próprio da estrutura metálica modelada: | PP1 | Automático | ✓Fator de multiplicação igual a 1,1 para absorver taxa de ligação e reforços |
| CARGAS VARIÁVEIS | Sobrecarga de montagem:<br>•Carregamento distribuído na laje: | SCc,1<br>SCc,2 | 300 kgf/m²<br>300 kgf/m² | ✓Peso total estimado das plataformas |
| | Vento: | Vx+, Vx-<br>Vy+, Vy-. | Ver descrição | ✓Valores determinados segundo ABT NBR6123-1988. |
| | Deslocamentos dos topos das torres | ±Dx, ±Dy | | ✓Conforme valores críticos |

## 4 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA REGIÃO DE APOIO MAIS SOLICITADA

Um modelo computacional foi elaborado aplicando-se o método dos Elementos Finitos. Determinaram-se os carregamentos a partir das combinações de ação do modelo global. As combinações consideraram os coeficientes de ponderação da NBR 8800:2008. Os critérios de avaliação foram aplicados conforme o EN 1993-1-8.

### 4.1 VERIFICAÇÃO DA REGIÃO MAIS SOLICITADA DA ESTRUTURA

A geometria gerada no software Teckla foi importada para o software Solid Works onde ela foi tratada e preparada para a geração da malha no ANSYS 2021 R2. A Figura 10 apresenta a geometria preparada no Solid Works.

### 4.2 CONSIDERAÇÕES DE MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico foi desenvolvido no software ANSYS 2021 R2As barras foram conectadas por meio da compatibilidade dos nós, o cordão de solda não foi incluído na verificação por representar uma resistência equivalente à da penetração total, que garante que a resistência seja governada pelo modo de falha do metal base.
A discretização da geometria do problema é apresentada na Figura 10. A malha foi construída com elementos de superfície de terceira ordem, com forma predominantemente quadrada e de baixa distorção geométrica como indicado pelos baixos valores de índice jacobiano mostrados na Figura 10. Os valores de jacobianos predominantemente próximos de 1 indicam baixa distorção dos elementos da malha. De acordo com a análise de sensibilidade de malha realizada o modelo é convergente para 119000 elementos. O reforço de chapa do tubo foi modelado utilizando contato do tipo bonded entre o tubo interno e externo.
As análises foram solucionadas considerando grandes deslocamentos, visando obter um comportamento não linear mais realístico do modelo.

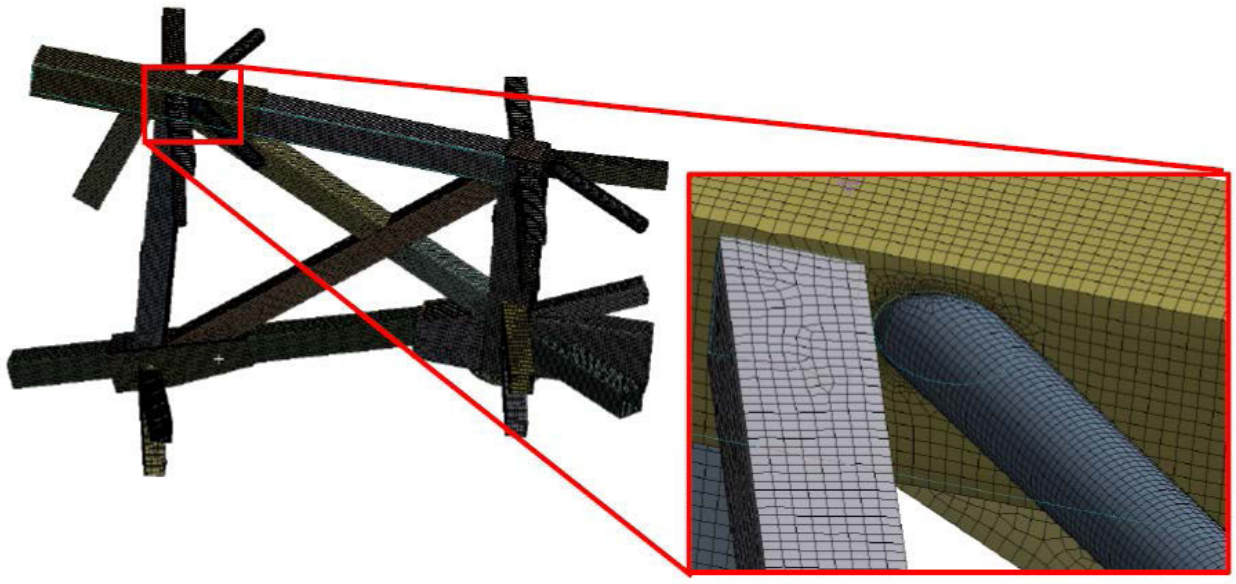


Figura 10: Malha utilizada no modelo numérico.

**4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO**

Os deslocamentos aplicados em cada elemento foram obtidos por meio do modelo global da estrutura desenvolvido no SAP 2000. Esses deslocamentos foram aplicados nas arestas das extremidades dos tubos situados no contorno do problema como apresentado na Figura 11. A força de reação do aparelho de apoio foi aplicada na região de contato da chapa de apoio com as chapas verticais das almas do reforço e da extremidade do montante. Em seguida o modelo foi solucionado e as reações de apoio dos nós comparadas com os esforços axiais solicitantes de cada barra. As diferenças abaixo de 5% nessa comparação validaram a metodologia indicando que o modelo local representa de forma confiável as forças e deslocamentos do modelo global.

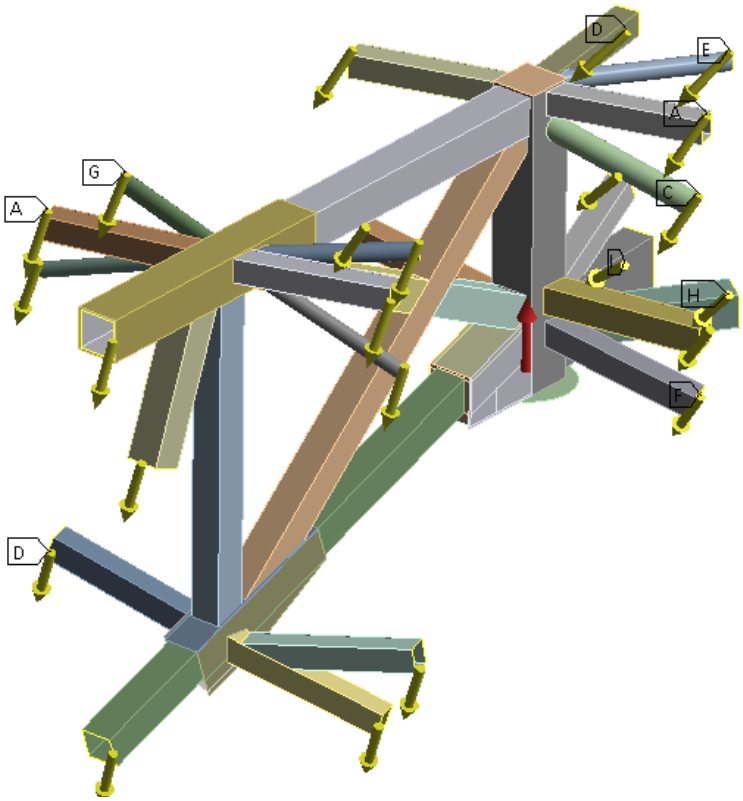



Figura 11: Condições de contorno provenientes dos deslocamentos globais da estrutura.

**4.4 MATERIAL E MODELO CONSTITUTIVO**

O material do modelo considerado foi o aço ASTM A 572, com Fy = 350 Mpa e Fu = 485 Mpa. Tendo em vista que o modelo com conexões entre elementos de casca e sólidos pode apresentar singularidades, para suavizar o efeito localizado dos concentradores de tensão, adotou-se um modelo constitutivo

elástico e perfeitamente plástico, em que o patamar de escoamento foi considerado a 345 Mpa, conforme mostrado na Figura 12.

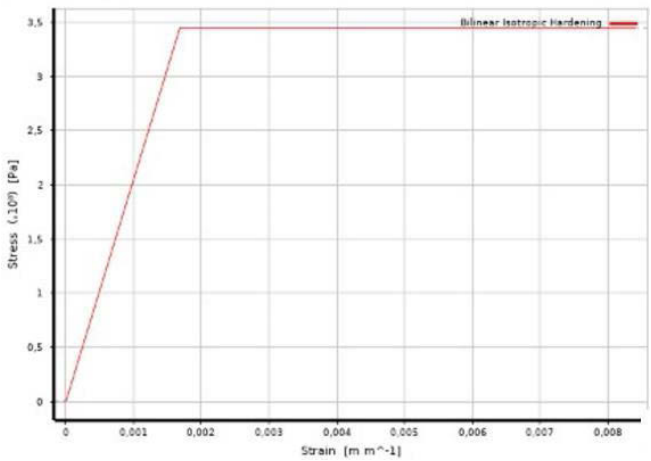



**Figura 12: Modelo constitutivo Bi linear.**

## 4.5 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE CARGA

A partir do modelo global foram extraídas cinco combinações de carga consideradas críticas foram analisadas e estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Combinações de carga críticas para o modelo global da estrutura.

| NOME | COMBINAÇÃO |
|---|---|
| COMB474 | 1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5.0,5SC1+1,5.0,5SC3+1,4V6+1,2.0,6T+20 |
| COMB482 | 1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5.0,5SC1+1,5.0,5SC3+1,4V6+1,2.0,6T-20 |
| COMB522 | 1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5.0,5SC1+1,4.0,6V2+1,2.0,6T+20 |
| COMB524 | 1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5.0,5SC1+1,4.0,6V4+1,2.0,6T+20 |
| COMB536 | 1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5.0,5SC1+1,4.0,6V8+1,2.0,6T-20 |
| Legenda:<br>PP → Peso Próprio dos elementos estruturais<br>CP → Carga Permanente de elementos não-estruturais<br>SC → Sobre Carga de operação da estrutura(Aterrissagem, ocupação, acúmulo de material)<br>Hy → Carga Lateral de desalinhamento no pouso<br>V(2, 4, 6, 8) → Vento em várias direções 2, 4, 6 e 8<br>T-20 → Variação de Temperatura uniforme de 20 °C | |

## 4.6 RESULTADOS

Os resultados foram analisados para 5 combinações de carga. Os resultados apresentados na Tabela 14, mostram as deformações plásticas para os casos de cargas analisados, sendo que o caso de carga mais crítico é a combinação COMB 536.

Tabela 14 – Resultados de deformação máxima para cada combinação de cargas.

| COMBINAÇÃO | DEFORMAÇÃO PLÁSTICA MÁXIMA | ÁREA TOTAL COM ESCOAMENTO [%] |
|---|---|---|
| COMB474 | 0,01388 | 1,57058% |
| COMB482 | 0,019075 | 1.79758% |
| COMB522 | 0,016414 | 2.24340% |
| COMB524 | 0,016309 | 2.19227% |
| COMB536 | 0,020916 | 2.87736% |

**4.7 AVALIAÇÃO DO ESCOAMENTO (PLASTIFICAÇÃO)**

Foi adotado o critério de von Mises para a plastificação do aço. As tensões de von Mises para a combinação de carga mais crítica. As unidades da legenda estão apresentadas em MPa na Figura 15.

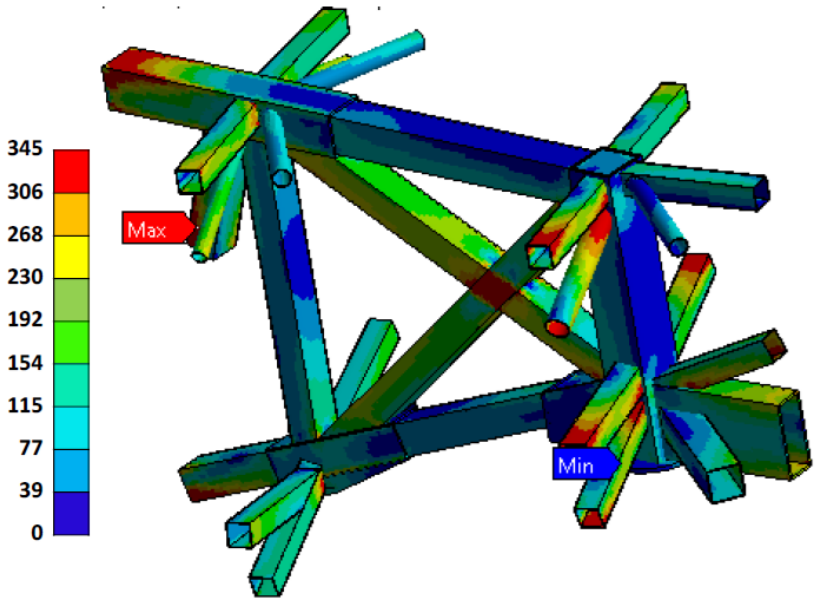



Figura 15: Tensões de von Mises. Resultados em Mpa.

Os resultados mostram que apenas a região em destaque apresentou tensões localizadas próximas ao escoamento. Isso se deve aos concentradores de tensão na geometria que aumentam o valor de tensão

tendendo a provocar escoamento localizado. A Figura 16 apresenta as regiões em que foi observado uma plastificação local destacadas pelas setas amarelas. Essa plastificação provoca a redistribuição das tensões ao longo da seção transversal.

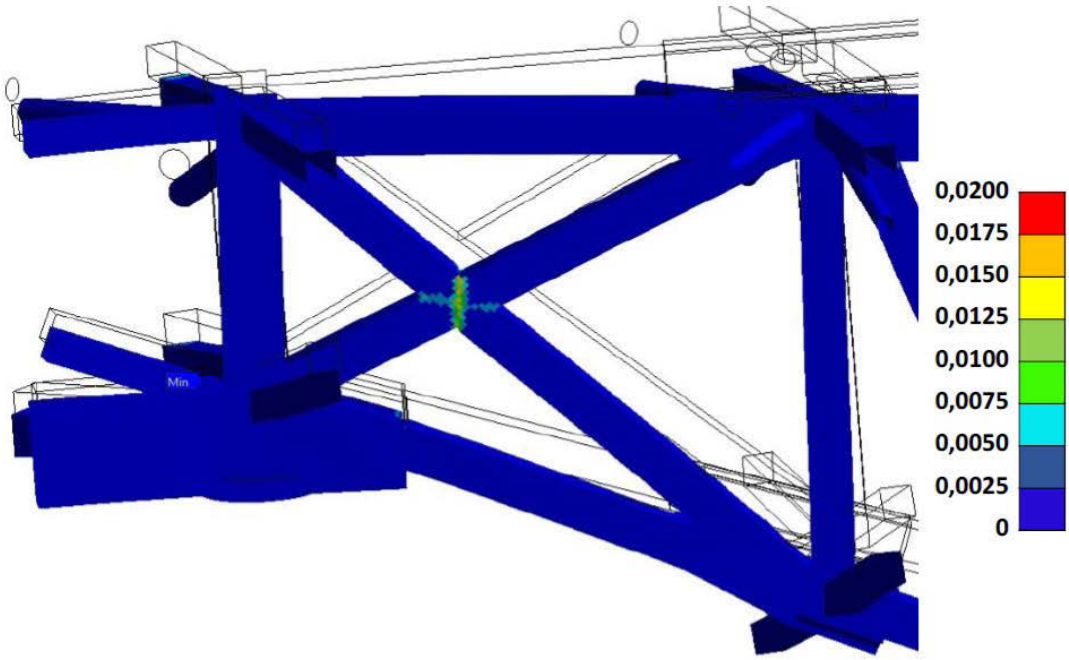



Figura 16: Deformação Plastifica localizada no nó de 15 barras.

Os pontos que sofrem plastificação ocupam uma região muito pequena e não interferem na resistência e rigidez do nó. Não foi observado escoamento total de nenhuma das seções transversais de nenhuma barra ou chapa do modelo, ou seja, **o perfil está aprovado**.
Para encontrar o fator de segurança em relação ao colapso do nó, os carregamentos foram aumentados proporcionalmente até que fosse possível obter um modo de falha no modelo que causasse colapso estrutural. Para obter o modo de falha apresentado na Figura 17 foi necessário aplicar **2,648** vezes os esforços solicitantes da COMB 536, a combinação mais crítica analisada. Portanto, o modo de falha crítico para a ligação é o escoamento total da seção transversal da diagonal tracionada que ao mesmo tempo sofre um esmagamento por parte da diagonal comprimida. Este tipo de comportamento é esperado tendo vista que a região é de apoio da estrutura e como o esforço cisalhante global da treliça tende a ser maior próximo ao apoio, as diagonais nessa região estão mais solicitadas do que as cordas. Na Figura 17 é possível observar a estricção que a seção do tubo sobre durante o escoamento e a iniciação de uma rótula plástica sendo formada na corda inferior, devido ao esforço de flexão que surge por consequência da falha da diagonal. Tal sequência de falha, provocaria instabilidade na estrutura levando ao colapso.

Esta diagonal é um tubo de seção quadrada com 300 mm de lado e 16 mm de espessura de parede e o nó crítico é o um dos únicos nós do modelo que não possui chapa de reforço que cria um envelope na ligação. Tendo em vista que todas as cargas já estão majoradas pelos coeficientes de ponderação do LRFD e que o coeficiente de ponderação da resistência última para o EN 1993-1-8 é ϒ = 1,25, os fatores de carga obtidos para os resultados a seguir devem ser superiores a 1,25.

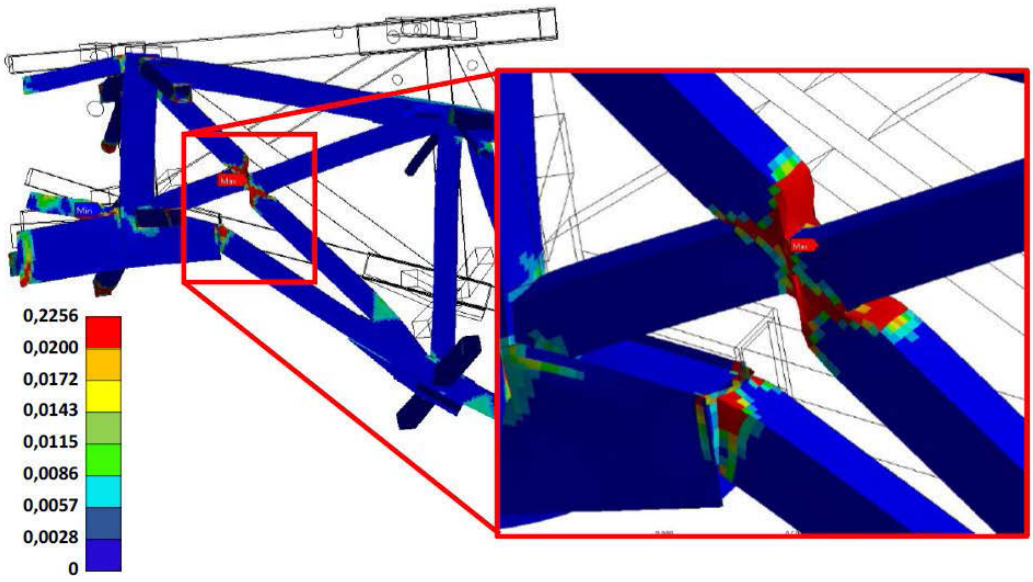



Figura 17: Deformação plástica no tubo das diagonais tracionadas para uma carga de 2,648.

**4.8 AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE ELÁSTICA(FLAMBAGEM)**

Foi realizada uma análise de instabilidade elástica à flambagem para todos os casos avaliados. O primeiro modo de flambagem elástica está apresentado na Figura 18. O fator de multiplicação da carga foi de 4,59, ou seja, as cargas devem ser 359% superior às cargas aplicadas pela combinação crítica para que ocorra a falha por flambagem. Além disso, o local mais propício para a falha por flambagem local é uma região mais afastada do nó. Esse modo de flambagem local das paredes do tubo não se caracteriza como um modo de falha da ligação, mas um modo de falha da barra que só ocorreria para valores de carga acima **4,59** vezes maiores que as cargas da combinação COMB 536. Tendo em vista que as barras já foram verificadas para este tipo de falha, ela não oferece riscos para a estrutura.

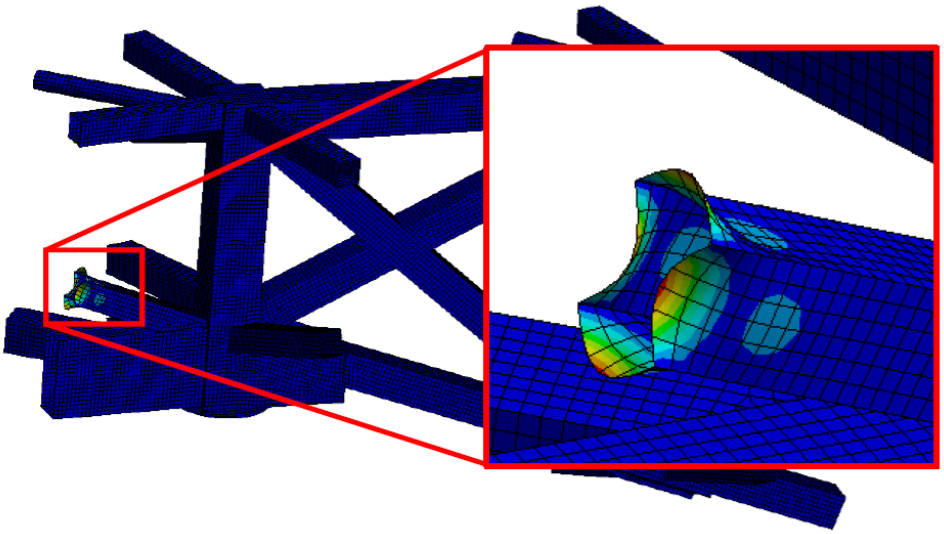


Figura 18: 1º modo de flambagem Elástico da estrutura que compõe o modelo.

A barra que apresentou esse modo de falha foi um tubo quadrado com 220 mm de lado e espessura de parede igual a 10 mm. Uma vez que os elementos que compões o tubo tem apoios em ambos os lados, a relação entre a largura do elemento e sua espessura é igual a 22 e, por isso, o elemento é tido como compacto, o que indica que o escoamento ocorreria antes de sua flambagem local.

**4.9 RESULTADO**

A avaliação estrutural apresentada inclui verificações de plastificação e flambagem aprovadas para as 5 condições de carga mais críticas do modelo global. Essas verificações foram realizadas utilizando um modelo de elementos finitos de casca desenvolvido no software ANSYS. Os critérios de análise e verificação estão de acordo com o EN 1993-1-8.

Para o caso da flambagem elástica obteve-se um fator de carga de 4,59 para um modo de flambagem local de um dos tubos. Uma vez que o fator mínimo admissível é 1,25 o fator de segurança foi de 3,67 para esse modo de falha. O modo de falha mais crítico para instabilidade elástica apresentado no modelo está relacionado à flambagem local do tubo, que já foi verificado nas verificações globais de todas as barras.

Para o modo de falha de escoamento obteve-se um fator de carga de 2,648, o que resulta em um fator de segurança de 2,12 para esse modo de falha. A região mais crítica da ligação que apresentaria escoamento da seria foi o nó de ligação das diagonais de 300 mm de lado e 16 mm de espessura da parede, caso a carga máxima da estrutura fosse 2,12 maior.

As verificações mostram que o escoamento governa o dimensionamento em detrimento da flambagem global ou local dos elementos. Portanto, os detalhes projetados para a ligação no apoio deste nó fornecem segurança suficiente para as cargas sobre as quais a estrutura do heliponto está submetida.

## 5 PROCEDIMENTO DE MONTAGEM

### 5.1 CONCEITOS GERAIS

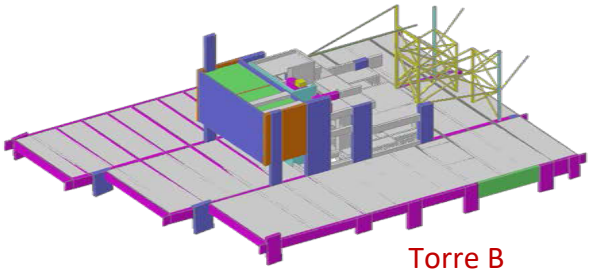
A montagem aérea da estrutura contempla duas fases principais que por sua vez são divididas em subfases.

A primeira fase principal (*Fase Escorada*) consiste na fase escorada e ancorada dos dois arranques da estrutura sobre os topos das Torres A e B respectivamente. Nesta fase, a fim de estabilizar as subestruturas durante a execução dos balanços sucessivos aéreos, será construída uma estrutura metálica auxiliar de montagem com o objetivo de escorar, ancorar e estabilizar lateralmente a subestrutura durante as primeiras etapas de montagem.

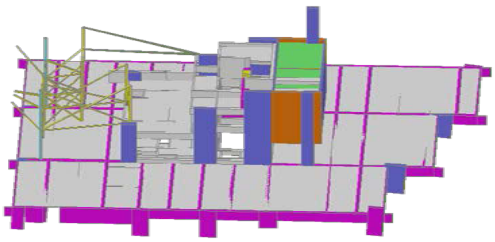
A segunda fase principal (*Fase Desescorada*) ocorre após a ligação das duas subestruturas opostas, da liberação dos apoios esféricos e unidirecional e do desescoramento definitivo. Nesta fase, as demais estruturas serão içadas, montadas e soldadas gradualmente através de plataformas de trabalho posicionadas na própria estrutura, à medida em que as modulações avançam para as bordas frontal e posterior e para o vértice inferior.

### 5.2 SEQUÊNCIA DAS SUBETAPAS DA FASE ESCORADA

As principais fases de montagem da estrutura foram estudadas em função da estabilidade dos elementos durante o içamento, do posicionamento, da ligação e do equilíbrio em etapas provisórias e sequenciais das peças. O peso e arranjo dos conjuntos içados também foram determinantes na solução definitiva abaixo apresentada. Uma metodologia de montagem inovadora e viável, que exigiu mais de 150 fases de construção em sequência crescente e cronológicafoi necessária ser desenvolvida exclusivamente para este projeto, sendo estas fases subdivisões das etapas principais a seguir:
**ETAPA 01**



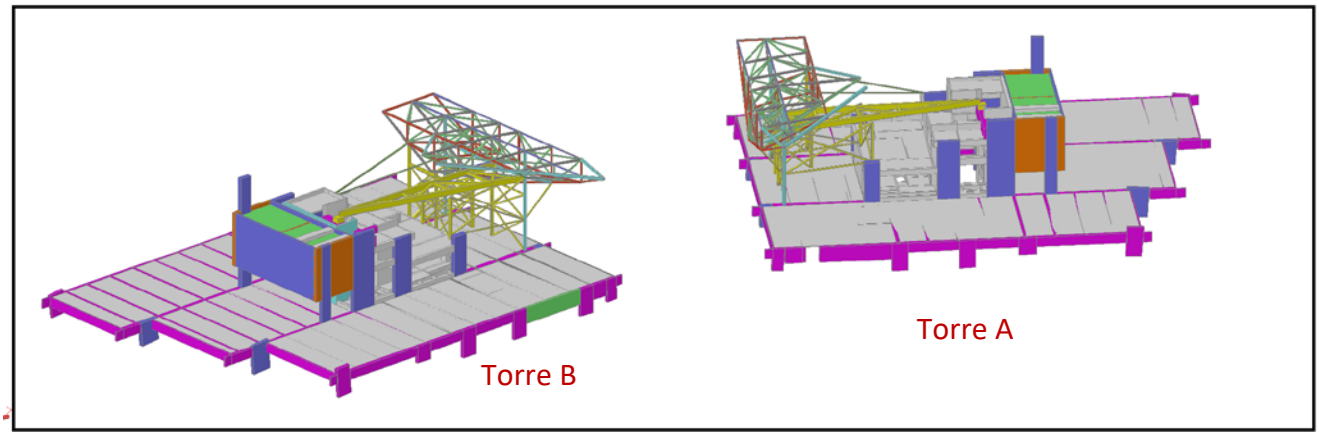
Torre B



Torre A

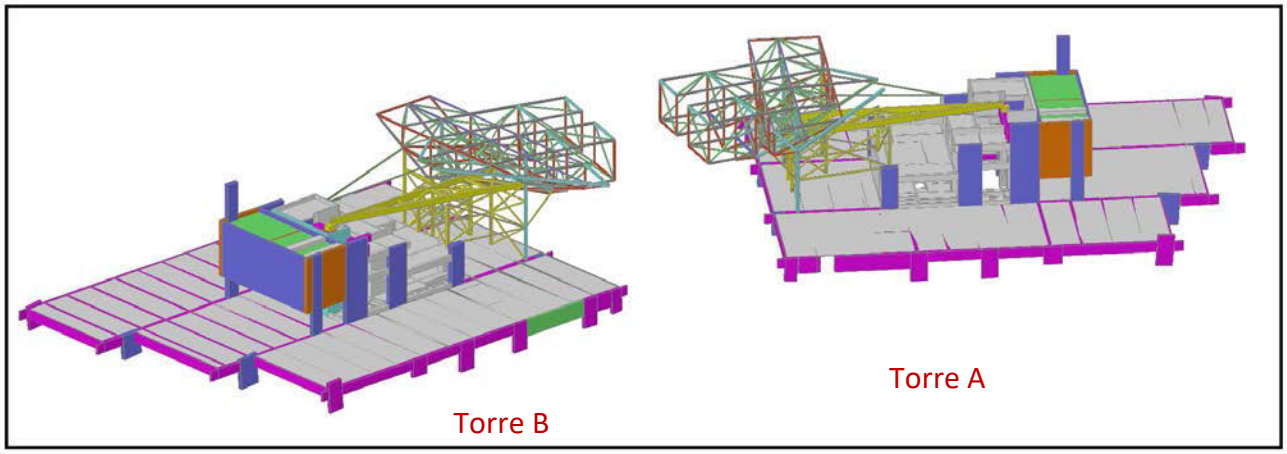
Descrição: Montagem das torres auxiliares e travamentos sobre a laje de cobertura das Torres A e B. Nesta primeira etapa as duas torres definitivas de suporte da estrutura já foram montadas com os aparelhos de apoio metálicos.

**ETAPAS 02 @ 04**




Descrição: Montagem das estruturas em treliça espacial sobre as torres auxiliares, na região da cobertura das Torres A e B. Nesta fase o aparelho de apoio metálico definitivo sobre o núcleo de concreto das Torres A e B, também já foram instalados.

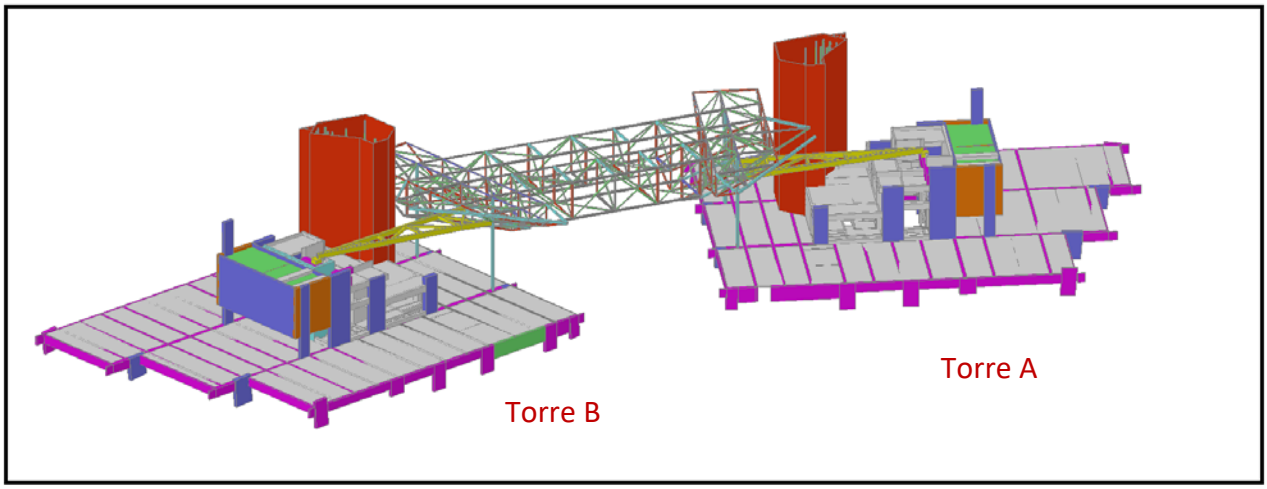
**ETAPA 05**




Descrição: Início da montagem das duas treliças retangulares em balanço sucessivo entre as Torres A e B. Para acesso das equipes de montagem, foram instaladas abaixo da estrutura, plataformas de trabalho suspensas que permitem acompanhar o sistema de balanço sucessivo. Para o içamento dos elementos estruturais foi previsto utilizar as gruas existentes no processo de instalação de peça por peça.

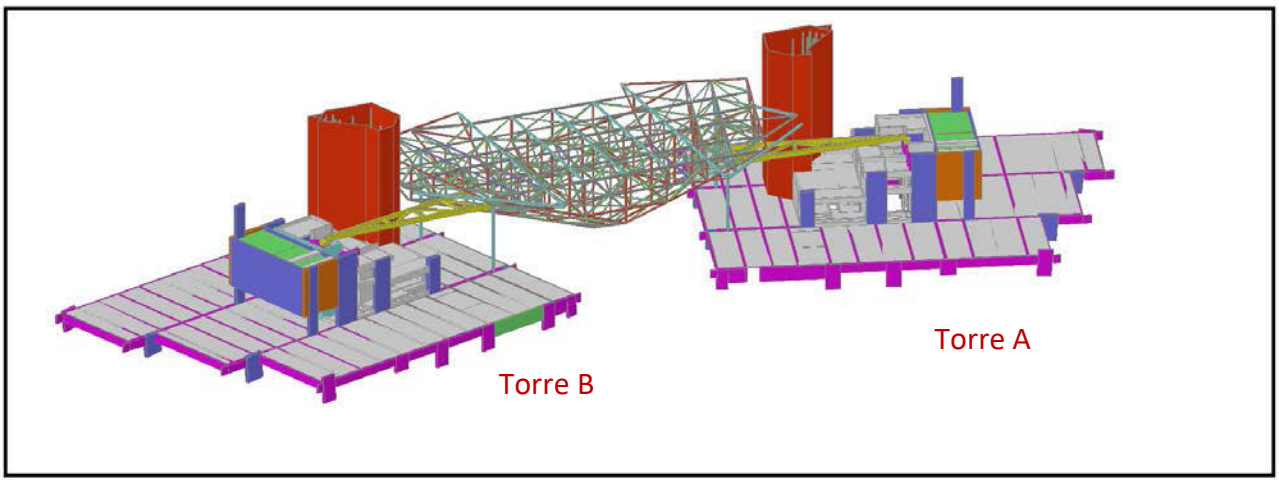
**5.3 SEQUENCIA DAS SUBETAPAS DA FASE NÃO-ESCORADA**

**ETAPA 06**



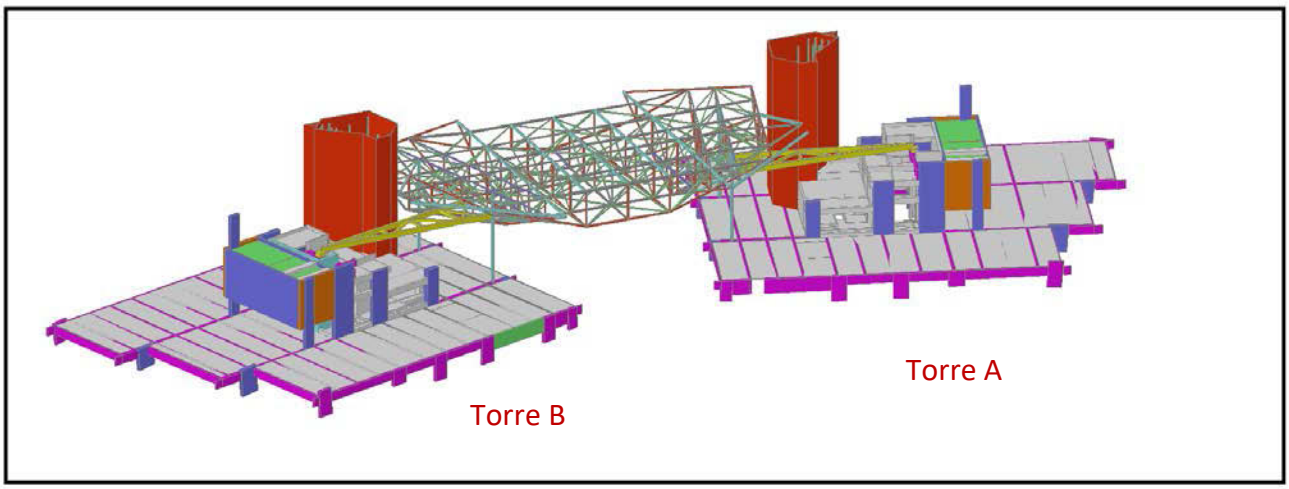

Descrição: Fechamento da montagem das duas treliças retangulares em balanço sucessivo entre as Torres A e B. Nesta fase as torres auxiliares de montagem e travamentos sobre a laje foramdesacoplados, também se pode iniciar a montagem das estruturas da caixa de escada de acesso ao Heliponto.

**ETAPA 07**



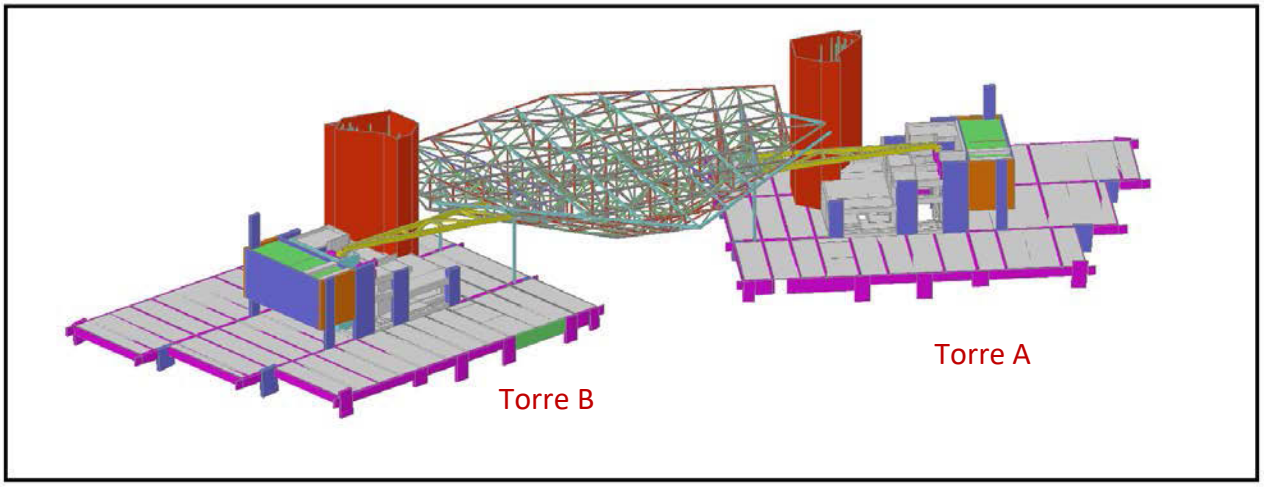

Descrição: Montagem das estruturas inferiores que formam a ponta da pirâmide invertida, abaixo da estrutura das treliças retangulares já montadas. O acesso dos montadores também foramatravés das plataformas de trabalho suspensas.

**ETAPA 08**




Descrição: Montagem do início do balanço sucessivo transversal entre as Torres A e B.

**ETAPA 09**




Descrição: Montagem do restante das estruturas em balanço sucessivo transversal que compõem a estrutura principal do Heliponto.

**ETAPA 10**

Descrição: Montagem das estruturas em grelha metálica de suporte da laje do Heliponto e das passarelas de acesso, e instalação do Steel Deck da laje. Montagem das passarelas internas de

manutenção, terças de suporte dos brises nas faces da pirâmide e montantes dos suportes das grades de piso.

**ETAPA 11**
Descrição: Montagem dos brises, estrutura complementar da pirâmide ao redor das caixas de escada de acesso ao Heliponto, grades do piso ao redor do Heliponto e junta de dilatação entre a caixa de escada e a estrutura do Heliponto

**ETAPA FINAL**
Descrição: Estrutura liberada para instalação dos demais acessórios que compõem o Heliponto e topo das Torres A e B. Concretagem do heliponto, instalações elétricas, iluminação, drenagem, etc.

**6 CONCLUSÃO**
Criar uma estruturação espacial que viabilizasse a geometria arquitetônica proposta, e desenvolver uma metodologia especial e exclusiva de montagem que tornasse a obra exequível, foram os principais desafios a serem alcançados neste projeto estrutural e de execução tão inovadores.

Com o engajamento de uma equipe experiente e comprometida em vencer tamanho desafio, hoje a obra está estruturalmente concluída, atingindo todos os parâmetros propostos pelo projeto com segurança, e alcançando assim os objetivos propostos.

**REFERÊNCIASS**

1 NORMAS BRASILEIRAS

- NBR 6123/1998 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 6120/2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto de Edifícios;
- NBR 16239/2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

2 NORMAS ESTRANGEIRAS

- AISC (American Institute of Steel Construction) / 2005 – Specification for Structural Steel Buildings;
- AWS – D1.1/2002 – American Welding Society.

# 3 BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR BRASILEIRA

- Catálogo V & M do Brasil;
- Catálogo Fibam – Parafusos de alta resistência;
- Catálogo perfis laminados Gerdau.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR ESTRANGEIRA

- CIDECT – Design Guides;
- Floor Vibration due to Human Activity – Steel Desing Guide Series, Vol 11 – AISC / 1997;
- Programa de Análise SAP2000 V20.1.0.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

# UM INTERESSANTE ESTUDO DE CASO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM UM PÓRTICO DE AÇO RETANGULAR COM O PILAR EXTERNO SENDO INTERROMPIDO NA FACE INFERIOR DA VIGA

Pedro Wellington G. N. Teixeira [1]
Gustavo Alves[2]

**Resumo**
Há vários tipos de ligação entre pilares externos e vigas de pórticos metálicos, porém, apesar das muitas tipologias possíveis, usualmente elas têm em comum a característica da viga ser interrompida na face interna do pilar. Solução menos usual é obtida interrompendo o pilar na face inferior da viga e, para esta tipologia, há menos estudos referentes à resistência e rigidez da ligação. Neste trabalho descreve-se a análise de um pórtico retangular com este tipo menos usual de ligação entre viga e pilar, sendo pilares e vigas perfis soldados. Além dessa tipologia de ligação, o pórtico analisado tem como característica interessante a grande relação entre a área da seção transversal e a área da alma dos perfis, o que resulta em trabalho a força cortante importante. Apresentam-se estimativas teóricas da rigidez da ligação feitas com base em modelos clássicos, discutem-se aspectos da modelagem numérica dessa ligação e, por fim, apresentam-se resultados de um ensaio do pórtico. Os resultados do ensaio demonstraram a dificuldade de obter estimativas numéricas adequadas da rigidez da ligação, dado essencial para a análise. Além disso, o trabalho a força cortante significativo também impõe dificuldades na estimativa da rigidez e, caso não seja considerado não é possível efetuar análise satisfatória. Ainda que as características peculiares do pórtico analisado neste trabalho não sejam usuais, entende-se que a apresentação e discussão dos resultados da análise pode ampliar a compreensão do funcionamento da ligação entre vigas e pilares externos de pórticos de estruturas de aço.

**Palavras-chave**: Ligação viga-pilar; Pórticos; Deformação por cisalhamento.

# AN INTERESTING CASE STUDY OF BEAM-COLUMN CONNECTION IN A RECTANGULAR STEEL FRAME WITH THE EXTERNAL COLUMN BEING INTERRUPTED ON THE LOWER FACE OF THE BEAM

**Abstract**
There are several types of connection between the external column and the beam of steel frames, however, despite the many possible typologies, they usually have in common the characteristic of the beam being interrupted on the internal face of the column. A less common solution is obtained by

interrupting the column on the lower face of the beam and, for this typology, there are fewer studies regarding the strength and stiffness of the connection. This work describes the analysis of a rectangular frame with this less common type of connection between beam and column, being columns and beams built-up welded sections. In addition to this type of connection, the analyzed frame has as an interesting characteristic the great relationship between the cross-sectional area and the web cross-section area, which results in important deformations by shear stresses. Theoretical estimates of the stiffness of the connection based on classical models are presented, aspects of the numerical modeling of this connection are discussed and, finally, the results of a test are presented and discussed. The results of the test demonstrated the difficulty of obtaining adequate numerical estimates of the stiffness of the connection, which is an essential parameter for the analysis. In addition, the important shear work also imposes difficulties in estimating stiffness and, if it is not considered, it is not possible to perform a satisfactory analysis. Although the peculiar characteristics of the frame analyzed in this work are not usual, it is understood that the presentation and discussion of the results of the analysis can broaden the understanding of the operation of the connection between beams and external columns of steel structure frames.

**Keywords**: Beam-column connection; Frames; Shear deformation.

[1] Engenheiro Civil/Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo / São Paulo, SP, Brasil.
[2] Engenheiro Civil/Graduado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2024.

## 1 INTRODUÇÃO

O pórtico analisado consiste em uma estrutura metálica de apoio à uma prensa hidráulica utilizada no Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Tal prensa é capaz de aplicar forças de até 4000 kN e, assim, é ideal para o uso em corpos de prova com resistência elevada e ou elevada rigidez.

A estrutura consiste em um quadro fechado composto por duas vigas e duas colunas em perfil “I” ligadas entre si por meio de conexões rígidas parafusadas. O peso total do pórtico é de pouco mais de 100 kN e seu projeto é da década de 1980, de autoria do prof. P. B. Fusco. A fabricação ficou a cargo da empresa CODRASA. Trata-se de uma estrutura que além de estar funcional após cerca de 40 anos, apresenta importante valor histórico.

O apoio do pórtico é a laje de reação principal do laboratório, a qual apresenta ainda canaletas metálicas que permitem ancorar a viga inferior do quadro. Além disso, há pares de placas de apoio ancoradas na laje de reação que são niveladas e, portanto, garantem apoio em nível. A Figura 1 apresenta uma vista da estrutura e a figura 2 ilustra uma das bases de apoio.



Figura 1 – Vista do pórtico estudado neste trabalho.



Figura 2 – Detalhe do apoio: vista de uma base; pórtico posicionado sobre uma base.

Como pode ser visto na figura 1, o pórtico apresenta diversos enrijecedores de alma intermediários, os quais serão desconsiderados em algumas análises realizadas neste trabalho. A Figura 3 apresenta as dimensões principais do pórtico e a seção transversal bem como algumas de suas propriedades geométricas que interessam para análise.

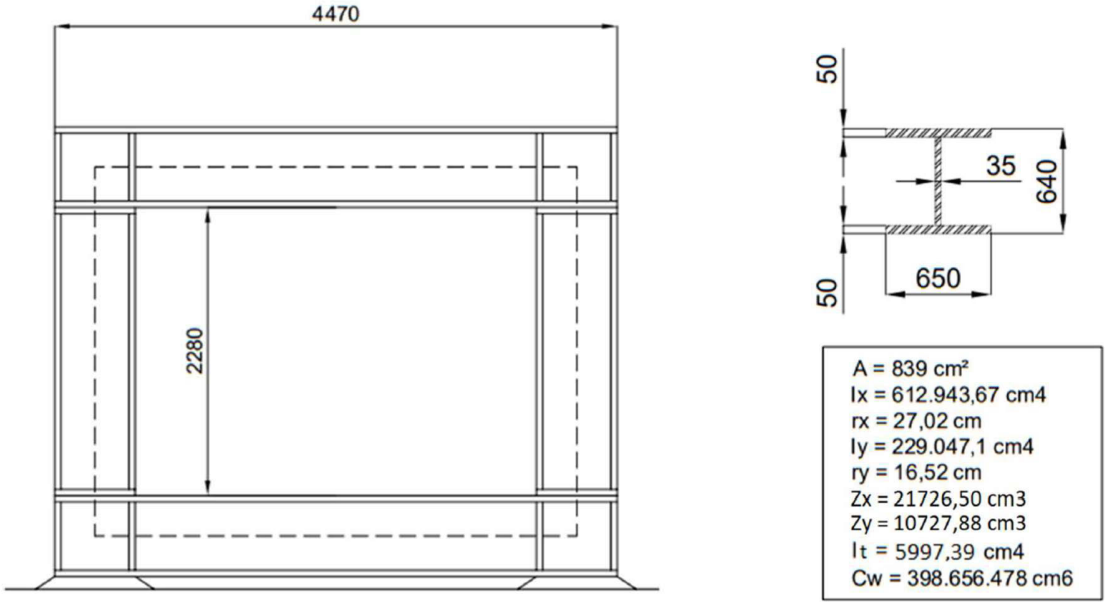



Figura 3 – Dimensões principais do pórtico e seção transversal com algumas propriedades geométricas. Na figura foram representados apenas os enrijecedores considerados relevantes para a análise da ligação entre viga e pilar do pórtico – dimensões (em mm)

Os documentos de projeto não se encontram disponíveis e, dessa forma, não se conhecem alguns parâmetros que permitiriam avaliar de forma mais completa a resistência e rigidez da estrutura – por exemplo, não foram encontrados registros das propriedades mecânicas do aço empregado, nem das soldas.

Recentemente, houve necessidade de realizar um ensaio em que as forças aplicadas poderiam alcançar valores próximos dos 4000 kN. Diante disso, planejou-se análise mais detalhada da estrutura que, naturalmente, iniciou-se com uma análise teórica.

Após análise teórica inicial considerando aço de média resistência, verificou-se que o limite de resistência deve estar associado à força cortante, pelo fato de a alma do perfil ser relativamente esbelta – relação $A_{perfil} / A_w = 3{,}75$. Porém, mesmo com aço de média resistência, a força cortante provavelmente poderia alcançar valores limite da ordem de 3000 kN, o que, em princípio, permitiria a aplicação de forças de até 6000 kN no centro da viga – valor a ser confirmado após as demais verificações de segurança.

O trabalho a momento fletor demonstrou-se de avaliação mais complicada, por dúvidas referentes ao funcionamento da ligação entre os pilares e as vigas. Tais ligações são diferentes das usuais, pelo fato de a emenda estar localizada em plano horizontal – o pilar é interrompido na face inferior da mesa inferior da viga. Como é sabido, a deformabilidade da ligação afeta a distribuição de momentos, o que pode impactar na resistência e, principalmente, na rigidez da estrutura.

Dessa forma, após análise inicial, decidiu-se prosseguir com o ensaio e efetuar medida de deslocamentos que auxiliassem uma análise posterior mais aprofundada. Porém, por conta de requisitos de segurança relacionados à natureza do ensaio, que envolvia compressão de um elemento relativamente esbelto, não haveria como dispor uma instrumentação completa. Assim decidiu-se medir apenas um parâmetro nesse primeiro ensaio e posteriormente realizar ensaios específicos.

Pretende-se ainda realizar ensaios de caracterização dos materiais que compõem a estrutura, mas, para este trabalho, ainda não dispunham desses estudos e foram adotados valores desses parâmetros. Entende-se que a ausência desses dados não prejudica as análises realizadas neste trabalho, haja vista que o objetivo está mais relacionado a aspectos conceituais do funcionamento da estrutura, com ênfase no comportamento das ligações.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caracterização da geometria das ligações

Inicialmente foi caracterizada a geometria das ligações entre vigas e pilares do pórtico. Trata-se de uma ligação na qual o pilar é interrompido abaixo da mesa inferior da viga. Para isso, o pilar é provido de chapa de extremidade, a qual é ligada por parafusos à mesa inferior da viga. A viga por sua vez apresenta nervuras – de ambos os lados da alma – alinhadas com as mesas do pilar. Essa solução é diferente da ligação rígida mais usual entre viga e pilar, na qual a viga é interrompida.

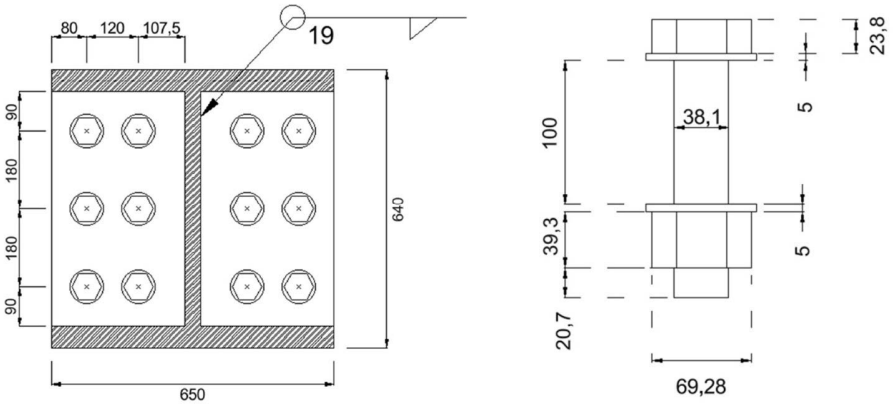
As ligações são compostas, cada uma, por 12 parafusos ASTM A325 de 1 ½" ($d_b$ = 38,1 mm) distribuídos de maneira aproximadamente simétrica com relação aos eixos centrais principais do perfil. A cabeça do parafuso possui largura de 60 mm. Os parafusos conectam a mesa da viga à uma chapa de extremidade com dimensões de 640x650x50 mm, soldada à coluna (iguais às dimensões externas do perfil) e, de acordo com as informações disponíveis, foi produzida como o mesmo aço do restante dos elementos do pórtico. As soldas entre a chapa de extremidade e perfil são feitas com penetração total. As arruelas possuem

diâmetro interno igual a 41,5 mm e diâmetro externo de 77 mm. As porcas utilizadas possuem seção transversal igual à cabeça do parafuso e espessura de 39,3 mm. A Figura 4 ilustra as dimensões mais relevantes do parafuso, da porca e da arruela utilizados na ligação analisada.



Figura 4 – Foto de um dos parafusos ASTM A325 de 1 ½" empregados na ligação do pilar com a viga do pórtico.

Após um levantamento manual, foi constatada uma diferença razoável entre as dimensões que caracterizam a distribuição dos parafusos ao longo da ligação. Foi adotado, por simplicidade, um modelo único de distribuição para todas as ligações com os valores médios obtidos no levantamento. A Figura 5 apresenta a distribuição adotada dos parafusos ao longo da ligação, bem como as dimensões dos parafusos, porcas e arruelas, empregadas para os cálculos e construção de modelos de análise.




(a)



(b)

Figura 5 – Detalhe da ligação do pórtico: (a) croquis esquemáticos da geometria da ligação e dos parafusos; (b) vista dos enrijecedores próximos ao nó de ligação entre viga e pilar

Não foi possível determinar com acurácia a força de protensão aplicada sobre os parafusos da ligação, pois não foram encontrados documentos ou memórias de cálculo relatando o torque aplicado sobre os parafusos durante o processo de montagem do pórtico, bem como também não foi possível obter instrumentos para realizar a medição dessa variável com precisão. A informação mais próxima foi obtida com os técnicos do laboratório que relataram terem aplicado um torque próximo a 600 N.m medido no próprio torquímetro no momento da aplicação da força de pré-tração. Considerando este valor, é possível chegar a uma estimativa da força de pré-tração com valor T = 78,74 kN, que é bem inferior ao valor exigido por norma: 458 kN (Tabela 8 da NBR 8800).

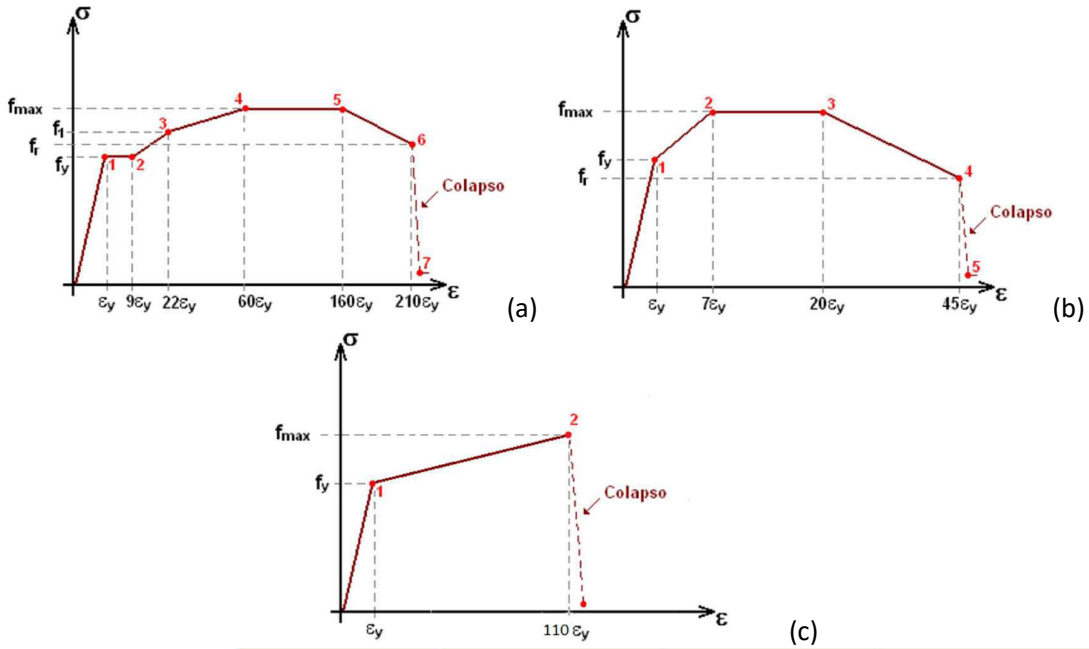
**2.2 Análise teórica**

**2.2.1 Avaliação da rigidez e da resistência da ligação**

A rigidez será analisada a partir de alguns diagramas momento-rotação da ligação e força normal-deslocamento que foram obtidos com modelos numéricos [1].

A figura 6 apresenta diagramas tensão-deformação que foram empregados em alguns dos modelos que serão usados como base e se encontram explicados de forma mais detalhada na referência [1]. Está além do objetivo deste trabalho apresentar e discutir em maiores detalhes os modelos numéricos.

A figura 7 apresenta uma vista que permite entender a geometria do modelo numérico descrito na referência [1], cujos resultados principais serão empregados neste trabalho.




| | | Definição valores de engenharia | | Valores de engenharia | | Valores verdadeiros | | Valores adotados | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Material | Ponto | σeng (MPa) | εeng | σeng (MPa) | εeng | σver (MPa) | εver | σver (MPa) | εver |
| ASTM A572 Gr. 50 | | E (Gpa) = 200 | | $f_y$ (MPa) = 345 | | $f_u$ (MPa) = 450 | | v = 0,3 | |
| | 1 | $f_y$ | $\varepsilon_y$ | 345 | 0,001725 | 345,60 | 0,001724 | 345,00 | 0,001725 |
| | 2 | $f_y$ | $9\varepsilon_y$ | 345 | 0,015525 | 350,36 | 0,015406 | 350,36 | 0,015406 |
| | 3 | $f_y+0,5(f_u-f_y)$ | $22\varepsilon_y$ | 397,5 | 0,037950 | 412,59 | 0,037248 | 412,59 | 0,037248 |
| | 4 | $f_u$ | $60\varepsilon_y$ | 450 | 0,103500 | 496,58 | 0,098487 | 496,58 | 0,098487 |
| | 5 | $f_u$ | $160\varepsilon_y$ | 450 | 0,276000 | 574,20 | 0,243730 | 574,20 | 0,243730 |
| | 6 | $f_y+0,2(f_u-f_y)$ | $210\varepsilon_y$ | 366 | 0,362250 | 498,58 | 0,309138 | 498,58 | 0,309138 |
| | 7 | 0,1 | $212\varepsilon_y$ | 0,1 | 0,365700 | 0,14 | 0,311667 | 0,10 | 0,311667 |
| ASTM A325 | | E (Gpa) = 200 | | $f_y$ (MPa) = 560 | | $f_u$ (MPa) = 725 | | v = 0,3 | |
| | 1 | $f_y$ | $\varepsilon_y$ | 560,00 | 0,002800 | 561,57 | 0,002796 | 560,00 | 0,002800 |
| | 2 | $f_y+0,25(f_u-f_y)$ | $7\varepsilon_y$ | 601,25 | 0,019600 | 613,03 | 0,019410 | 613,03 | 0,019410 |
| | 3 | $f_y+0,25(f_u-f_y)$ | $20\varepsilon_y$ | 601,25 | 0,056000 | 634,92 | 0,054488 | 634,92 | 0,054488 |
| | 4 | $f_y-0,15(f_u-f_y)$ | $45\varepsilon_y$ | 535,25 | 0,126000 | 602,69 | 0,118672 | 602,69 | 0,118672 |
| | 5 | 0,1 | $45,5\varepsilon_y$ | 0,10 | 0,127400 | 0,11 | 0,119914 | 0,10 | 0,119914 |
| E7018 | | E (Gpa) = 200 | | $f_y$ (MPa) = 400 | | $f_u$ (MPa) = 484 | | v = 0,3 | |
| | 1 | $f_y$ | $\varepsilon_y$ | 400 | 0,002000 | 400,80 | 0,001998 | 400,00 | 0,002000 |
| | 2 | $f_u$ | $110\varepsilon_y$ | 484 | 0,220000 | 590,48 | 0,198851 | 590,48 | 0,198851 |
| | 3 | 0,1 | $111\varepsilon_y$ | 0,1 | 0,222000 | 0,12 | 0,200489 | 0,10 | 0,200489 |

(d)

Figura 6 – Diagramas tensão-deformação considerados nos modelos numéricos: (a) aço dos perfis; (b) parafusos; (c) soldas. Valores extraídos da referência [1].

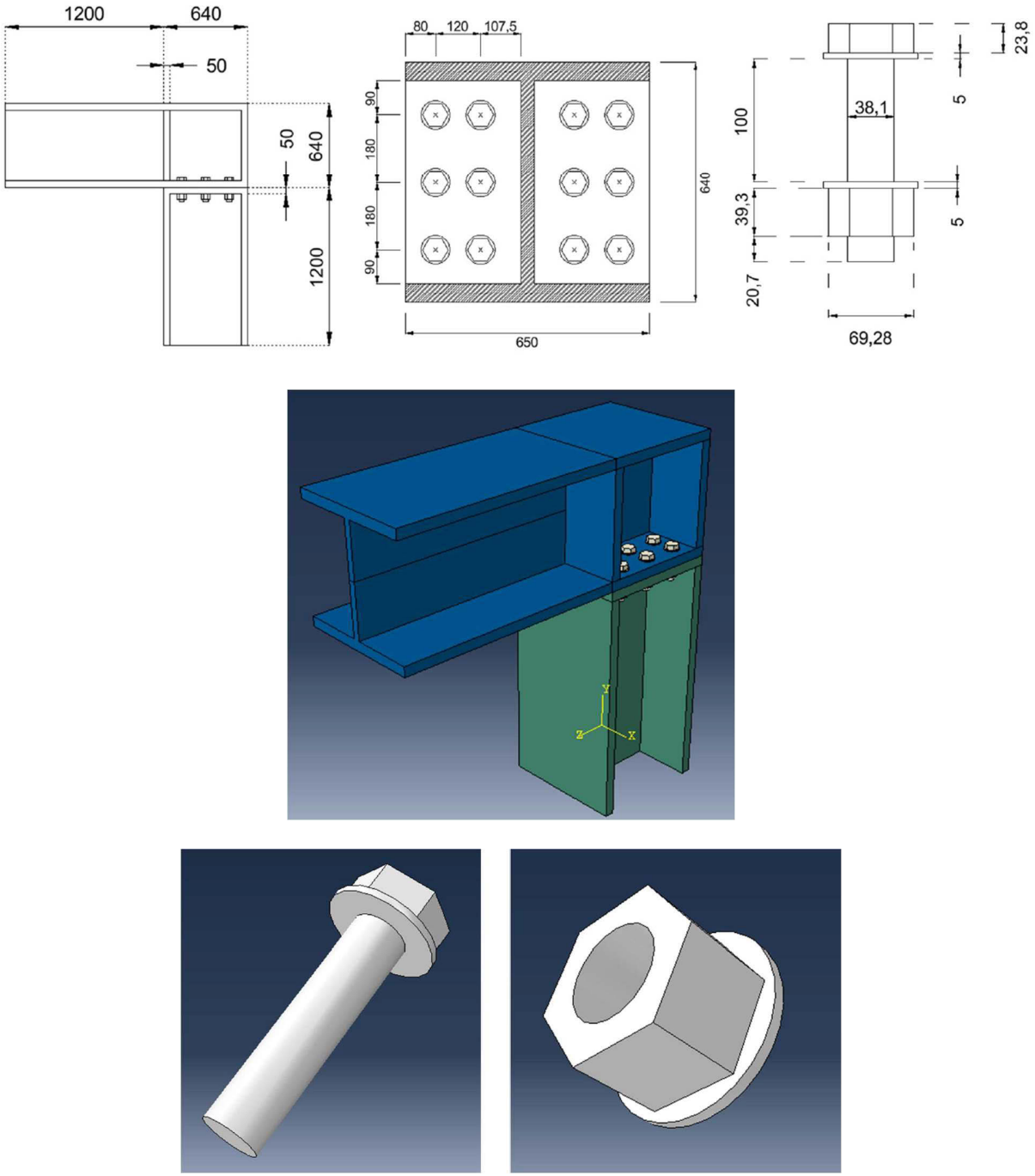



Figura 7 – Geometria básica do modelo numérico descrito de forma detalhada na referência [1] – medidas em mm.

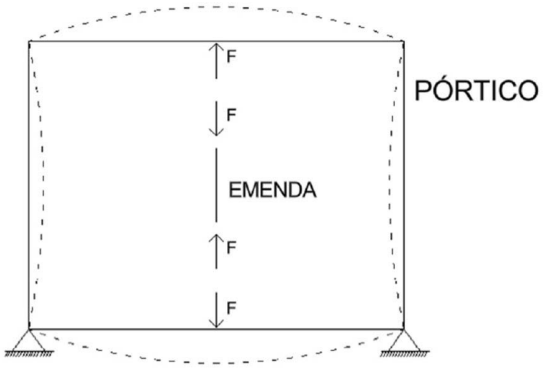
Como foi relembrado ao longo deste trabalho, a distribuição de esforços ao longo de uma estrutura hiperestática é função da rigidez de seus elementos, incluindo a rigidez das conexões. Dessa forma, conclui-se que o valor da carga de colapso da ligação é função dentre outras coisas de sua rigidez, tornando, assim, imperativo a determinação da segunda antes da primeira.
A avaliação da resistência será feita buscando-se determinar os esforços limite da conexão com hipóteses de comportamento elástico e comportamento plástico. Na avaliação da resistência é necessário considerar além das condições intrínsecas do nó, o formato dos diagramas de esforços solicitantes da estrutura, uma vez que a distribuição dos carregamentos implica em diferentes valores limites para a ligação. Para o caso estudado, conforme será apresentado posteriormente, o nó estará submetido a uma força normal e um momento fletor.

**2.3. Ensaio do pórtico**

Como já foi comentado, aproveitou-se a necessidade de um ensaio para coletar dados adicionais referentes ao comportamento do pórtico. O ensaio em questão foi um teste de compressão num elemento metálico curto. O carregamento sobre o corpo de prova foi aplicado a partir do uso de uma prensa hidráulica com capacidade de 4000 kN, conforme figura 8. A partir dessas condições, a aplicação do carregamento de compressão sobre o corpo de prova gera, por reação, um carregamento de flexão no pórtico, provocando, dessa forma, flechas em ambas as vigas da estrutura.
A Figura 8a apresenta a prensa fixada no pórtico e a Figura 8b apresenta um esquema da aplicação de força sobre a estrutura e sobre o corpo de prova.
Por questões de segurança, foi construída uma gaiola de proteção em torno do protótipo utilizando grades metálicas convenientemente fixadas com uso de barras de aço de protensão. Como resultado, apenas um relógio comparador foi instalado para medir a flecha da viga superior. Para posicionar o relógio comparador foi empregada uma viga de referência sem contato com o pórtico.



(a)




(b)

Figura 8 – Detalhes adicionais sobre a montagem para o ensaio: (a) prensa hidráulica fixada na viga superior do pórtico; (b) esquema do carregamento e esboço da deformada do pórtico em linha tracejada.

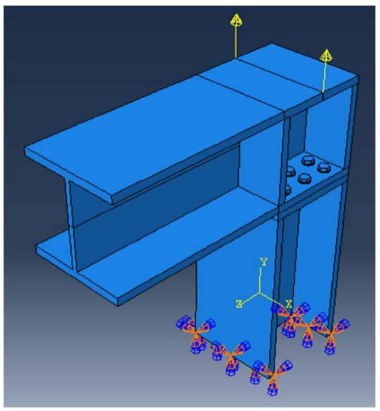
O ensaio foi iniciado com uma primeira fase de aplicação de carga que visava acomodar o corpo de prova da emenda antes de coletar os dados. Nessa primeira fase foi utilizada uma velocidade de carregamento de 100 kN/min até se atingir valor de 400 kN. Em seguida houve o descarregamento completo do protótipo para que o ensaio fosse reiniciado.
Na segunda fase foi aplicada novamente uma força inicial de 400 kN com velocidade de 100 kN/min. A partir do carregamento de 400 kN, a velocidade de carregamento foi alterada para, aproximadamente, 400 kN/min. O ensaio seria finalizado a partir do momento em que se identificasse o colapso do corpo de prova ou o que se alcançasse a capacidade da prensa (4000 kN).

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

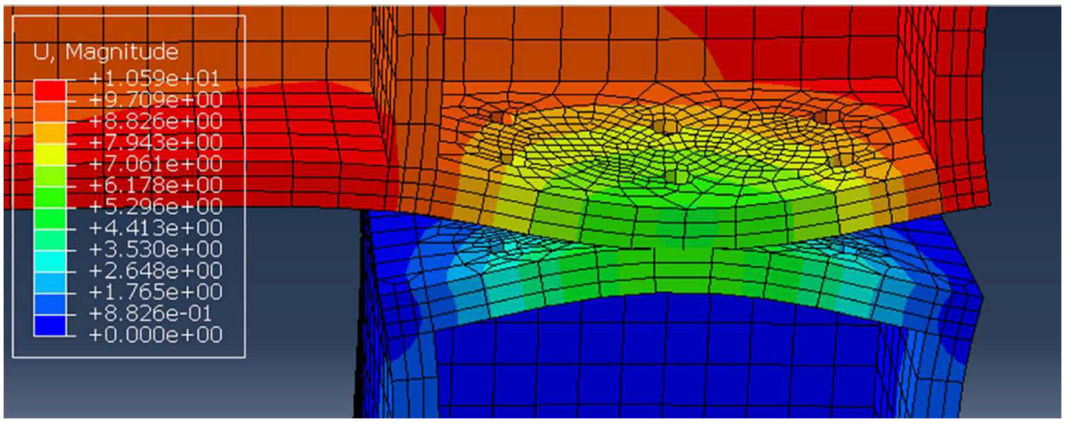
### 3.1 Resistência e rigidez da ligação

Para determinar a rigidez do nó é necessário inicialmente caracterizar a distribuição de esforços ao longo da ligação, uma vez que os coeficientes de rigidez são distribuídos por zonas de tração, compressão, cisalhamento ou flexão. A determinação dessas zonas é feita a partir da análise do equilíbrio da ligação quando submetida a um momento fletor. Essa análise permite também concluir o valor do momento último da ligação na ausência de demais esforços solicitantes, bem como a força normal de tração limite. Ou seja, é importante estimar os limites de resistência da ligação. Para estimar os limites de resistência na ligação foram adotadas algumas hipóteses, descritas a seguir:

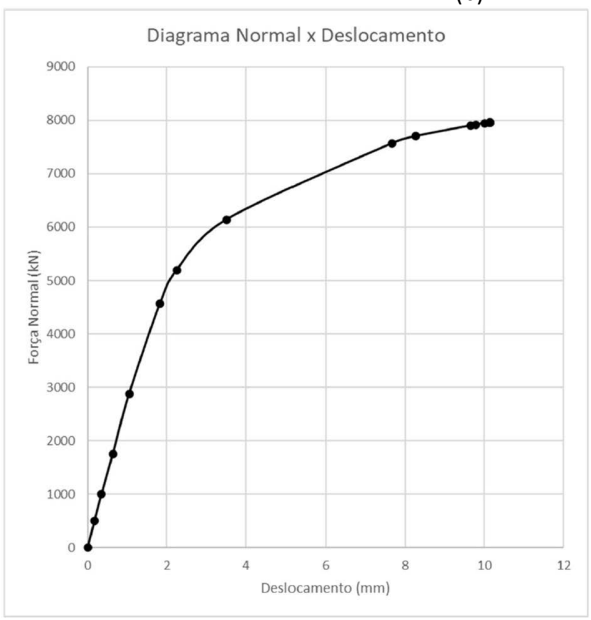
- **Tração centrada:**
  - Quando submetida exclusivamente à tração, admitiu-se que a ligação colapsa com todos os parafusos atingindo a ruptura simultaneamente. Com essa hipótese, a resistência estimada seria da ordem 8000 kN, valor usado para definições do modelo. Com esse valor definido, foi processado o modelo com tração centrada, chegando-se aos resultados que importam para este trabalho apresentados na figura 9.
  - Com relação à deformada, mostrada na figura 9b, é possível inferir que o efeito alavanca é crítico na segunda linha de parafusos, tanto na mesa da viga quanto na chapa de extremidade do pilar.



(a)




(b)

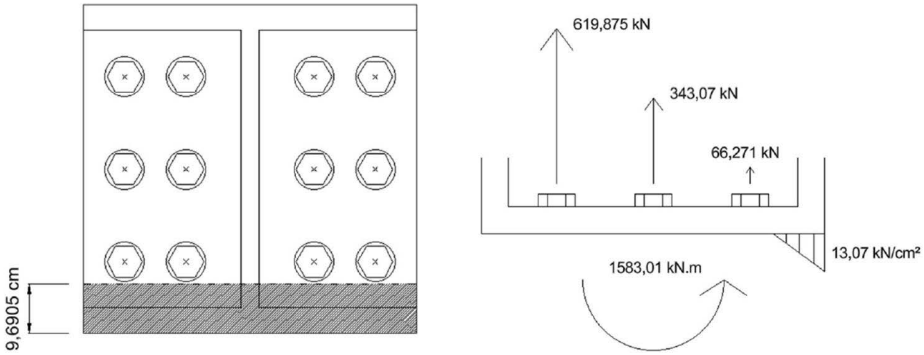



| | | |
|---|---|---|
| Nu | 7960.08 | kNm |
| ulim | 10.14 | mm |
| Sini | 2313.895 | kN/mm |

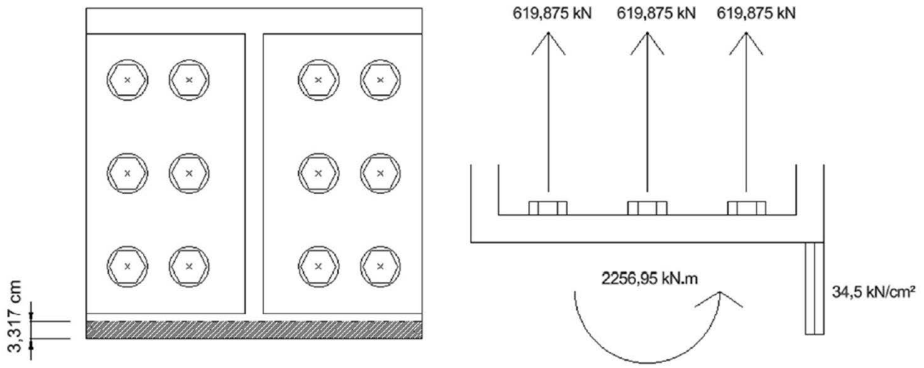
(c)

Figura 9 – Alguns resultados que interessam para a análise no caso de tração centrada: (a) esquema do carregamento e vinculação; (b) vistas da deformada; (c) diagrama força normal-deslocamento e alguns valores chave [1].

- **Flexão simples:**
  - Foram calculados dois valores limite de momento, respectivamente no regime elástico (figura 10a) e no regime plástico (figura 10b);
  - Com base nesses resultados foram processados os modelos cujos resultados que interessam nesta análise se encontram na figura 11;

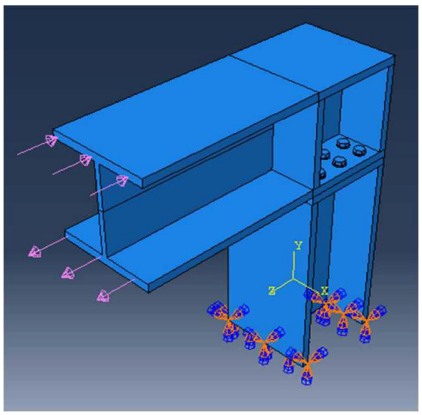



(a)

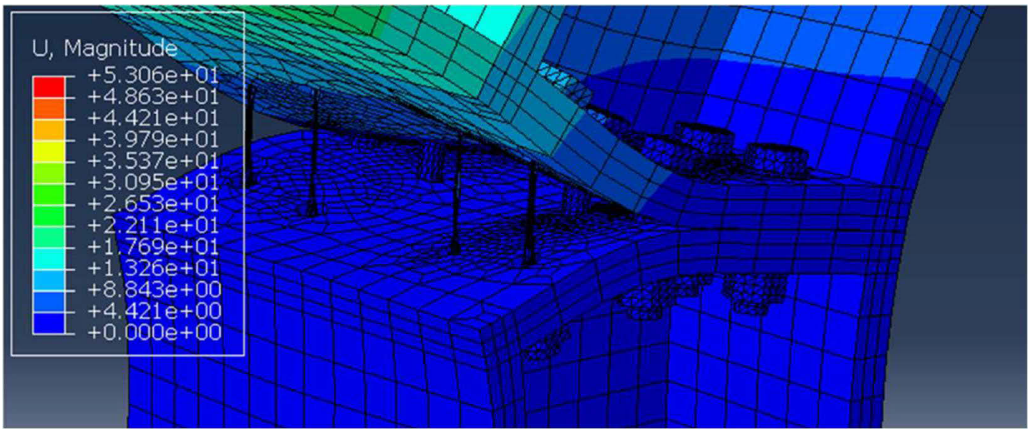



(b)

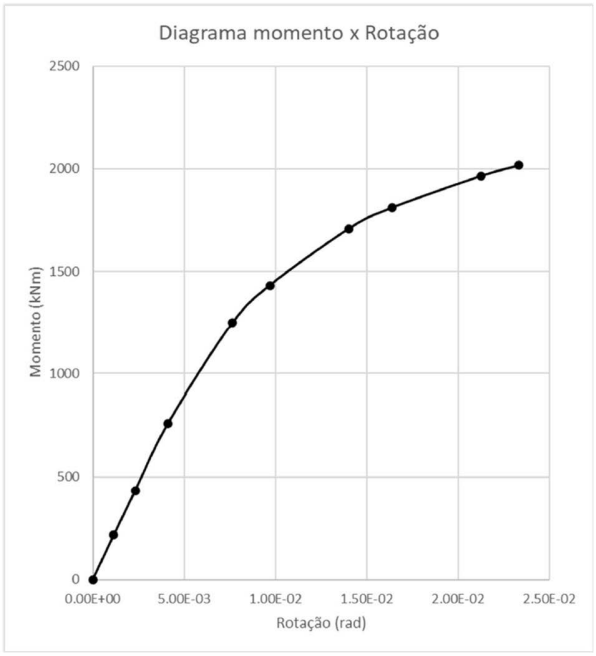
Figura 10 – Equilíbrio da ligação na iminência do colapso por momento fletor: (a) desprezando efeito alavanca e adotando hipótese elástica; (b) desprezando efeito alavanca e adotando hipótese plástica [1].



(a)




(b)



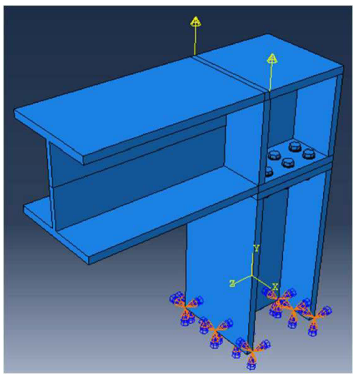

| | | |
|---|---|---|
| Mu | 2017.18 | kNm |
| θu | 2.33E-02 | rad |
| Sini | 163230.8 | kNm/rad |

(c)

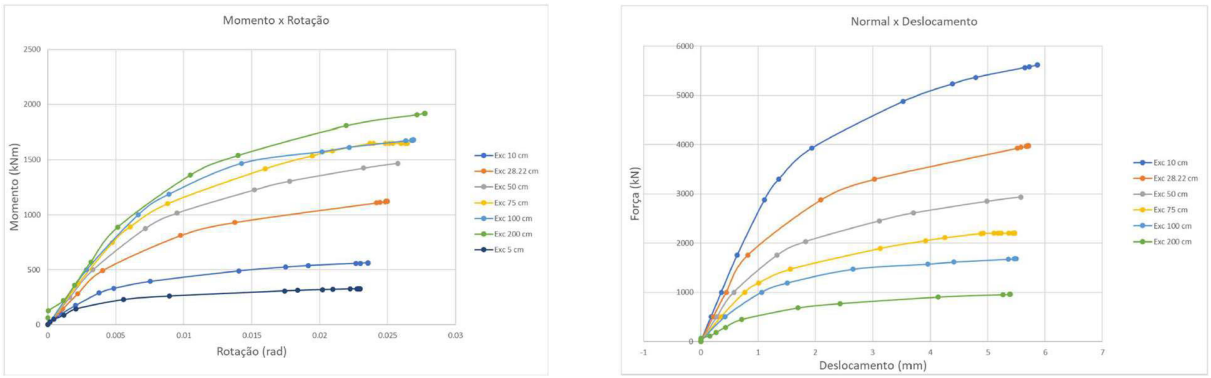
Figura 11 – Alguns resultados que interessam para a análise no caso de flexão simples: (a) esquema do carregamento e vinculação; (b) vistas da deformada; (c) diagrama momento fletor-rotação e valores chave [1].

A ligação real nunca está submetida exclusivamente à tração ou à flexão simples, sempre há uma combinação dos dois esforços. Conhecer a relação entre os principais parâmetros de rigidez e de resistência com a relação entre momento e normal (excentricidade) é fundamental para permitir o dimensionamento adequado da ligação quando submetida a sobrecarga em seus elementos. Alguns

desses resultados se encontram na figura 12. Conforme se observa nos gráficos da figura 13, há uma queda da resistência e da rigidez do pórtico à tração, conforme se aumenta a excentricidade do carregamento de tração na ligação. O movimento inverso ocorre para o caso da rigidez e da resistência ao momento fletor. Também se identifica uma aproximação assintótica do momento último e da tração última, respectivamente, aos valores calculados para a ligação submetida apenas ao momento fletor, ou seja, 2017,18 kNm e 0 kN.



(a)




(b)

| e | cm | 0 | 5 | 10 | 28.22 | 50 | 75 | 100 | 200 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mu | kNm | - | 326.623 | 561.574 | 1121.576 | 1468.81 | 1649.475 | 1680.254 | 1916.404 |
| θu | rad | - | 0.022962 | 0.02354 | 0.024959 | 0.025745 | 0.02642 | 0.02688 | 0.027726 |
| Nu | kN | 7701.84 | 6532.46 | 5615.74 | 3974.4 | 2937.62 | 2199.3 | 1680.254 | 958.202 |
| ulim | mm | 10.1397 | 6.03306 | 5.86278 | 5.70677 | 5.57765 | 5.46544 | 5.48827 | 5.38613 |
| Sini | kNm/rad | - | 70152.57 | 100387.7 | 128791.1 | 150811 | 157447.7 | 150721.9 | 174852.7 |
| kini | kN/m | 2861.877 | 2839.385 | 2784.996 | 2139.15 | 1731.968 | 1303.504 | 942.8714 | 650.6889 |

(c)

Figura 12 – Alguns resultados que interessam para a análise no caso de flexão simples: (a) esquema do carregamento e vinculação; (b), (c) diagrama momento fletor-rotação e força normal-deslocamento e alguns valores chave [1].

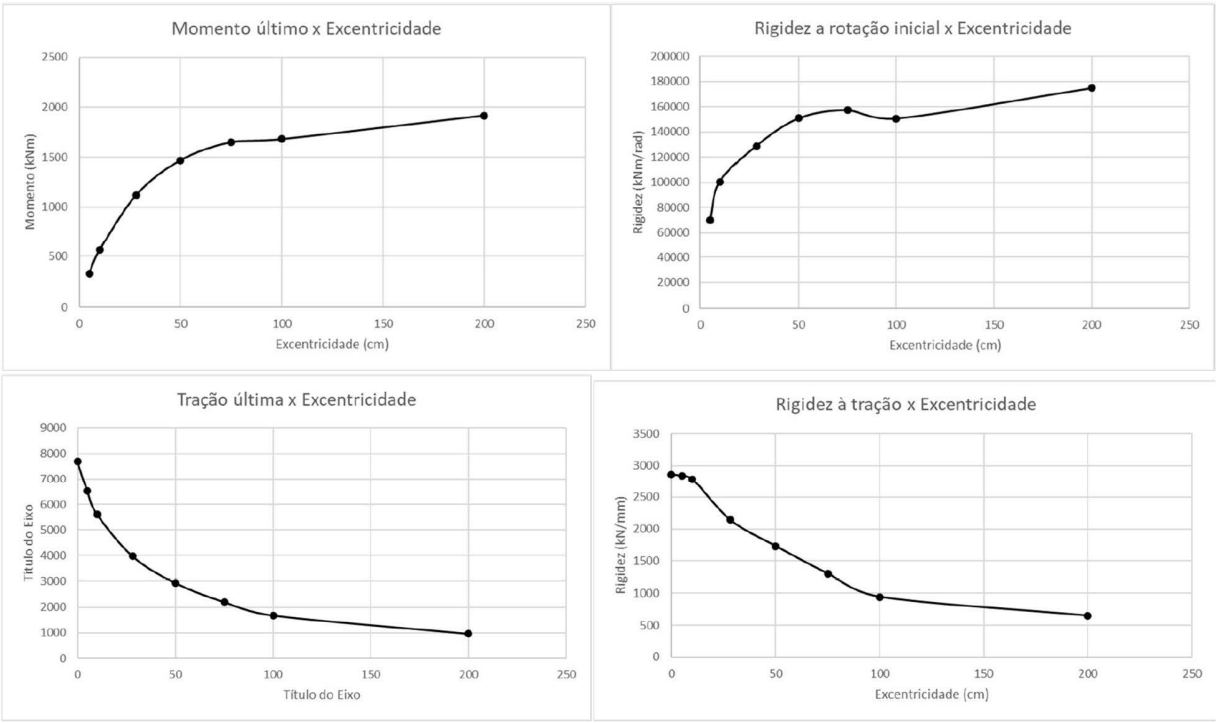



Figura 13 – Variação dos parâmetros de interesse da ligação com a excentricidade do carregamento de tração obtidos com os modelos numéricos de tração excêntrica [1].

**3.2 Ensaio do pórtico**

Finalmente, após ensaio do pórtico, foi possível ter um valor experimental de um parâmetro que pudesse validar a acurácia dos modelos teóricos. No ensaio a força máxima alcançou valor de 3160 kN e o deslocamento no centro do vão da viga chegou a 7,05 mm. A figura 14 apresenta o gráfico força-deslocamento obtido no ensaio.

Analisando o pórtico com modelo de barras tem-se os seguintes valores de deslocamentos:

- Considerando as ligações perfeitamente rígidas a momento fletor: 3,7 mm; que é um valor muito inferior ao obtido no ensaio. Esse valor pode ser obtido por análise do pórtico em um programa de análise de estruturas reticuladas planas, como o FTOOL, por exemplo;
- Considerando as ligações perfeitamente flexíveis a momento fletor: 5 mm; que ainda é um valor com diferença grande do obtido no ensaio, embora mais próximo que o anterior. Este resultado pode ser obtido com um modelo plano reticulado ou pode ser estimado diretamente com a expressão da Resistência dos Materiais ($\alpha_s = A_{tot}/A_w = 3{,}75$) :

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI}\left(1 + \frac{12\alpha_s EI}{GAl^2}\right)$$

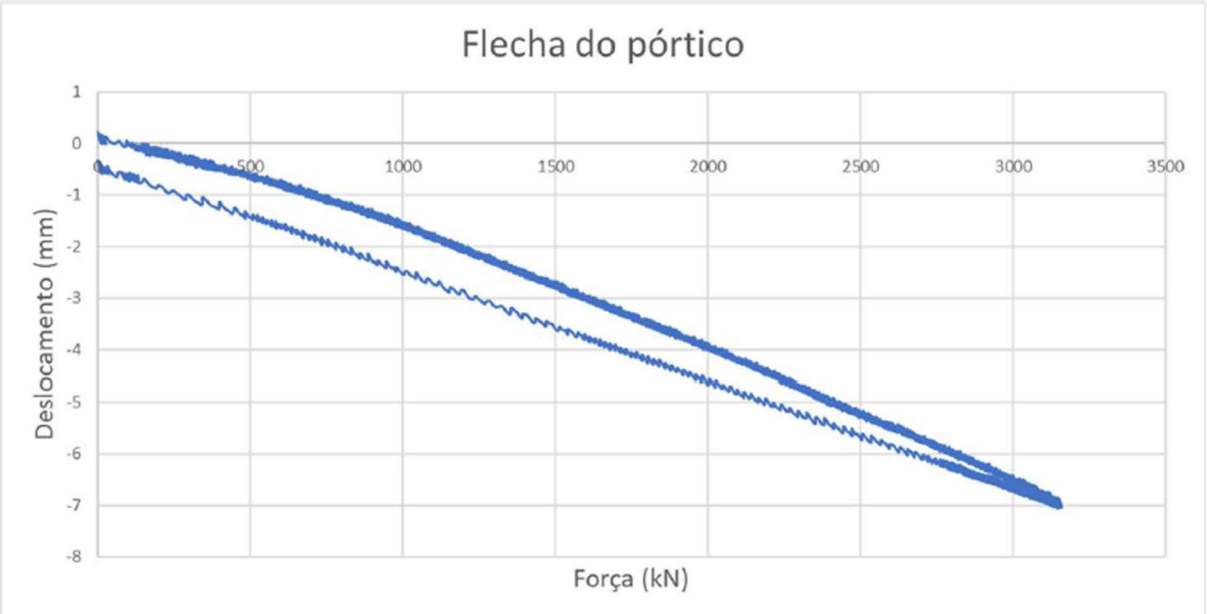



Figura 14 – Diagrama força-deslocamento obtido no ensaio.

Pelos modelos numéricos, a rigidez inicial pôde ser avaliada com valores de:

- $S_{ini}$ = 163 kN.m/mrad (figura 10c) para o caso de flexão simples;
- $K_{ini}$ = 2314 kN/mm (figura 8c) para o caso de tração;

Além disso, a resistência da ligação apresentou os seguintes valores:

- $M_{y,lig}$ = 1583 kN.m; $M_{p.lig}$ = 2257 kN.m (figura 11);
- $M_u$ = 2017 kN.m (figura 10);
- $N_u$ = 7960 kN (figura 9);

Analisando o pórtico chega-se a valores de N = 1580 kN para o carregamento máximo. Logo, no ensaio, o valor de N foi muito inferior ao que levaria a ligação ao colapso considerando tração centrada (N = 20% $N_u$).
Também é importante comparar o momento de plastificação da seção com os valores últimos estimados acima.

- $M_{pl} = Z_x f_y$ = 21726,5 cm³ x 34,5 kN/cm² = 7496 kN.m;
- $M_u / M_{pl}$ = 2017/7496 = 0,27;
- $M_{p,lig} / M_{pl}$ = 2257/7496 = 0,30;

Ou seja, o momento resistente da ligação é da ordem de 25% a 30% do momento de plastificação da seção, de acordo com as avaliações acima.
Para avaliar o momento fletor que solicitou a ligação no ensaio é necessário inicialmente determinar se a ligação poderia ser considerada rígida, flexível ou semirrígida. Isso pode ser feito de acordo com a NBR

8800, por exemplo. O passo inicial é avaliar a relação $K_v/K_p$, uma vez que os limites para a classificação como rígida dependem desse fator. Para o caso avaliado:

$$\frac{K_v}{K_p} = \frac{I_v/L_v}{I_p/L_p} = \frac{I_v}{I_p}\frac{L_p}{L_v} = \frac{612943{,}67}{612943{,}67}\frac{2{,}92}{3{,}83} = 0{,}762 > 0{,}1$$

Dessa forma o limite estabelecido para a ligação rígida pode ser aplicado para o caso avaliado. Os limites de classificação são, portanto:

$$Flexível: S_{ini} \leq 0{,}5\frac{E.I_v}{L_v} = 0{,}5\frac{20000.612943{,}67}{383} = 160037{,}51\ kN/m$$

$$Rígida: S_{ini} \geq 25\frac{E.I_v}{L_v} = 8001875{,}59\ kN/m$$

$$Semirrígida: 0{,}5\frac{E.I_v}{L_v} < S_{ini} < 25\frac{E.I_v}{L_v}$$

Logo, a ligação se encontra no limite de uma ligação flexível, pois $S_{ini}$ = 163 kN.m/mrad ~ 160 kN.m/mrad. Dessa forma, em princípio, o momento fletor na ligação seria próximo de zero – e, nesse caso, o deslocamento seria de 5 mm.

Porém, o valor de 5 mm ainda é inferior ao que foi medido no ensaio. Um motivo para tal diferença pode ser a existência de força normal de tração de 1580 kN na ligação associado à rigidez da ligação a força normal. Essa força normal pode ser responsável por um deslocamento adicional da ordem de 1,5 mm – essa estimativa considera o valor de $K_{ini}$ apresentado ($K_{ini}$ = 2314 kN/mm; figura 9c) e o fato de que devem ser somados os valores das duas ligações entre pilares e vigas, a inferior e a superior. Isso aproxima mais o deslocamento obtido. Dessa forma, o deslocamento teórico passa a ser de 6,5 mm e a diferença de 0,5 mm encontrada no ensaio pode ser atribuída a pequenas acomodações ou plastificações locais.

**Conclusões**

Após análise teórica da estrutura e análise dos resultados do ensaio, pode-se concluir que a ligação entre vigas e pilares do pórtico em questão apresenta capacidade de transmitir momento fletor muito aquém da capacidade resistente à flexão dos elementos que compõem a própria estrutura. Dessa forma, é possível identificar que um modelo de nó flexível é mais adequado para análise do pórtico.

Outro aspecto importante é que a grande relação entre a área da seção e a área da alma dos perfis da estrutura ($\alpha_s = A_{tot}/A_w$ = 3,75) faz com que o trabalho a força cortante da viga assuma importância e não possa ser desconsiderado na análise.

A flexibilidade da ligação em questão não afeta a resistência da estrutura, devido às características geométricas da viga que fazem com que os valores de resistência sejam virtualmente iguais em caso de momento fletor positivo ou negativo.

Por fim, pode-se concluir que o projeto original conduziu a uma estrutura eficiente e de bom desempenho estrutural. No ensaio realizado foi aplicada uma força bastante elevada (3160 kN) no centro do vão da viga. A estrutura e suas ligações se comportaram de forma satisfatória como pode ser visto no gráfico

força-deslocamento do ensaio e como pôde ser avaliado no acompanhamento do ensaio. Isso demonstra a qualidade do projeto original que resultou numa estrutura com desempenho adequado, que consegue atender de forma satisfatória requisitos de segurança e de comportamento em serviço. Por outro lado, as peculiaridades do comportamento da estrutura, seja pela tipologia das ligações, seja pelas características da seção transversal, reforçam a necessidade de uma adequada manutenção e monitoramento da estrutura. Entende-se que os dados deste trabalho poderão ser úteis para essas atividades.

Os autores deste trabalho gostariam de expressar seus agradecimentos à EPUSP, pelo apoio fornecido pelo Laboratório de Estruturas e de Materiais Estruturais, em nome dos professores que coordenavam o LEM na época do ensaio: professores Ruy M. O. Pauletti e Leila M. Valverdes. E reforçar os agradecimentos aos técnicos do LEM Antônio Jacomini e Rui Jacomini, pela maneira como participaram e conduziram os ensaios com segurança e pelas informações sobre a estrutura. Por fim, agradecer ao prof. Claudius S. Barbosa, da EPUSP/PEF, que deu apoio para a instrumentação dos ensaios.

**REFERÊNCIAS**

[1] ALVES, G. Avaliação do comportamento mecânico das conexões em estruturas de aço via modelagem analítica, numérica e experimental – Estudo de casos: emenda soldada de estacas metálicas e ligação viga-pilar parafusada. Trabalho de Formatura do Curso de Engenharia Civil apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil. São Paulo: EPUSP, 2024.

[2] ABNT_NBR 8800 (2008). Projeto de estruturas de aço de edifícios. ABNT, Rio de Janeiro, 2008.

Contribuição tecnocientífica ao Construmetal 2025
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

# AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO E OTIMIZAÇÃO NUMÉRICA DE LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE PILARES TUBULARES CIRCULARES DE AÇO E CHAPAS DIAFRAGMA EXTERNAS

Alex Eduardo Guerreiro Massoneto[1]
Renato Silva Nicoletti[2]
Emerson Alexandro Bolandim[3]

**RESUMO**

No Brasil, a ausência de normas técnicas e literatura específica dificulta o cálculo da capacidade resistente de chapas diafragma externas para ligações rígidas entre pilares tubulares circulares e vigas em perfil "I" de aço. O presente estudo realizou uma avaliação numérica, utilizando o método dos elementos finitos via *software* Ansys, possibilitando a compreensão do comportamento mecânico e a otimização do cálculo desse tipo específico de ligação. A análise paramétrica considerou variações nas dimensões das chapas diafragma, no tipo de carregamento e no nível de compressão aplicados no pilar, utilizando como base a capacidade resistente à plastificação do pilar, totalizando 90 modelos. Por meio das análises, observaram-se reduções de até 55% na quantidade de solda necessária para realizar a ligação entre as chapas diafragma e o pilar, sendo dispensável a soldagem completa da interface no caso de chapas com maiores larguras. Também foi observado, para alguns casos, que nem toda largura da chapa diafragma é solicitada, sendo obtidas tensões nulas em até 45% da sua área. Por fim, concluiu-se que o nível de compressão no pilar é favorável para o comportamento das ligações, de modo que a redução da área resistente necessária da chapa pode ser de até 25%.

**Palavras-chave**: Ligações soldadas; Chapas diafragma externas; Pilares tubulares circulares; Análise numérica por elementos finitos.

# EVALUATION OF THE BEHAVIOR AND NUMERICAL OPTIMIZATION OF WELDED JOINTS BETWEEN CIRCULAR HOLLOW SECTION STEEL COLUMNS AND EXTERNAL DIAPHRAGM PLATES

**Abstract**

In Brazil, the lack of technical standards and specific literature complicates the calculation of the load-bearing capacity of external diaphragm plates used in rigid connections between circular hollow section steel columns and steel I-beams. This study conducted a numerical evaluation through the finite element method using Ansys, providing insights into the mechanical behavior and optimization of calculations for this type of connection. The parametric analysis examined variations in the dimensions of the diaphragm plate, loading type, and column compression level. The study was based on the plastic load-bearing capacity of the column and included 90 models. Results showed that the welding required to connect the diaphragm plates to the column could be reduced by up to 55%, indicating that complete welding may not be necessary for plates with larger widths. Additionally, in some cases, it was found that not the entire width of the diaphragm plate is required, as zero stresses were recorded in up to 45% of its area. In conclusion, the level of compression in the column positively influences the performance of these connections, allowing for a reduction of up to 25% in the necessary load-bearing area of the plate.

**Keywords**: Welded connections; External diaphragm plates; Circular hollow sections columns; Finite element analysis.

[1] Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (FEIS/UNESP). Calculista e Projetista em empresa especializada na elaboração de projetos estruturais, avaliação de capacidade portante e inspeção técnica em estruturas de concreto armado, estruturas de concreto protendido, estruturas de aço, estruturas mistas de aço e concreto e estruturas de madeira, com ênfase em reforço estrutural e Obras de Arte Especiais (OAE's). São Paulo - SP, Brasil.

[2] Engenheiro Civil pela Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Doutor em Engenharia Civil, ênfase em Estruturas e Geotecnia, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (SET / EESC / USP). São Carlos - SP, Brasil.

[3] Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (FEIS / UNESP). Doutor em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC / USP). Professor Doutor do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (DEC / FEIS / UNESP). Ilha Solteira - SP, Brasil.

## 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, segundo pesquisas elaboradas pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA [1], o setor industrial responsável pela produção de estruturas de aço vem apresentando acentuado e constante crescimento nos últimos anos. Como exemplo, em 2023 as empresas do setor apresentaram um aumento de 2,4% em relação ao ano anterior, em um total de 1,07 milhão de toneladas. Estas estatísticas confirmam a progressiva consolidação do aço como uma alternativa estratégica na construção industrializada.

Quando executadas em aço, as estruturas apresentam várias características positivas, como alta capacidade resistente, leveza, precisão, durabilidade e praticidade. Por estes e outros motivos, o material tende a permitir a idealização de sistemas estruturais otimizados, com maior controle de qualidade e menor tempo de execução [2].

Na Figura 1 é possível observar um edifício de múltiplos pavimentos, composto por elementos de aço e em processo de construção, destacando certas vantagens, como o baixo consumo de material para estruturas de grande porte, a organização do canteiro de obras e a harmonia estética na arquitetura do ambiente.

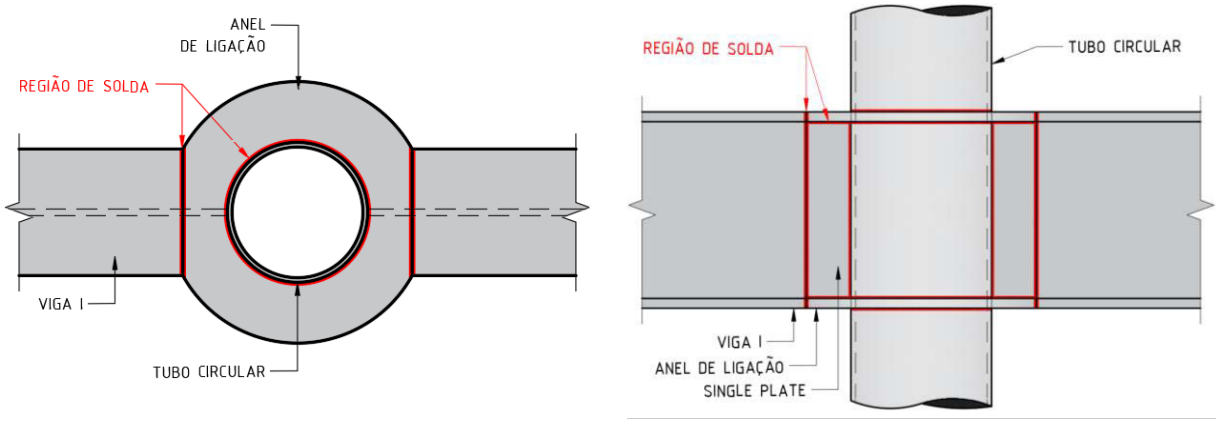
**Figura 1:** Sistema estrutural para um edifício com estrutura mista de aço e concreto



Fonte: Acervo pessoal dos autores

Ao se tratar de ligações entre as vigas em perfil "I" e pilares tubulares circulares (*Circular Hollow Section* - CHS), comumente observadas em pórticos rígidos de edifícios altos, é possível a utilização de chapas diafragma externas, comumente conhecidas como anéis de ligação, compondo uma ligação rígida, capaz de transferir força axial, momento fletor e força cortante, sem significativa rotação relativa entre a viga e o pilar [3]. Pela Figura 2 é possível a visualização de um modelo de ligação entre vigas em perfil "I" e pilares CHS bastante utilizado, realizada por meio de chapas diafragma externas.

**Figura 2:** Modelo de ligação de pórtico entre um pilar CHS e vigas em perfil "I"




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Neste contexto, as vigas em perfil "I" se sobressaem pelo elevado momento de inércia em comparação à quantidade de material empregado, demonstrando bom desempenho em situações de flexão. Adicionalmente, os pilares CHS são valorizados por sua rigidez torcional elevada, simetria radial e relação otimizada entre capacidade resistente e peso [4 - 8].

Outrossim, a transição entre elementos com geometrias tão distintas gera incompatibilidades geométricas e desafios na transferência eficiente dos esforços, o que limita o uso de ligações soldadas ou parafusadas convencionais. Desta forma, o uso de chapas diafragma externas na ligação surge como uma solução amplamente utilizada para superar tais limitações, pois são idealizadas para envolver o contorno do pilar, sendo rigidamente soldadas a tal elemento [7; 9].

Estudos como os de Cheng e Chung [10], Fukumoto e Morita [11], Schneider *et al.* [12] e Wang *et al.* [13], demonstraram que as chapas diafragma externas, quando adequadamente dimensionadas, conferem adequado comportamento estrutural, sem comprometer a estabilidade global do sistema. Além disso, simplificam a execução, por serem fabricadas para soldagem direta sem a necessidade de cortes complexos, conforme constatado pela Figura 3, além de proporcionarem maior estabilidade local e global ao sistema [7; 14].

**Figura 3:** Exemplo de ligação de pórtico entre um pilar CHS e vigas em perfil "I"



Fonte: Acervo pessoal dos autores

A ligação anteriormente citada deve apresentar comportamento dúctil, possibilitando a formação de rótula plástica, sem que haja o colapso estrutural. Dessa maneira, é necessário que ela suporte os esforços solicitantes oriundos das vigas, sem apresentar problemas de estabilidade ou rupturas localizadas (casos B, D, E, F e G, da Figura 4). Respeitadas essas características, toda a resistência dos materiais será esgotada, otimizando o sistema e garantindo a segurança estrutural [9; 12; 15].

Desta forma, para evitar possíveis colapsos na ligação, conforme previsto pelo EN 1993-1-8 [16], deve-se atentar principalmente à plastificação da seção transversal das chapas diafragma (casos A e C, da Figura 4) ou do pilar (casos B, C e D, da Figura 4), à ruptura das soldas (caso E, Figura 4) , às possíveis punções na parede do tubo (caso B e D, da Figura 4) e ao cisalhamento da face do pilar na região tracionada (caso D, da Figura 4), mesmo que o último caso seja minimizado pela geometria da chapa diafragma [12].

A geometria da chapa diafragma de ligação também deve ser considerada, de modo que haja a menor concentração de tensão possível no fluxo de cargas. Isto é, deve-se evitar vincos que fragilizem a chapa, gerando a possibilidade de rupturas localizadas, conforme ilustrado pelos casos F e G, da Figura 4 [17; 18].

A respeito da região do painel (RP), localizada entre as chapas diafragma externas e que inclui a circunferência que recebe a solda, é de crucial importância para a capacidade resistente e rigidez final do pórtico, uma vez que é nessa região que ocorrem as transferências de forças entre a viga e o pilar. Logo, a sua capacidade resistente e, consequentemente, o desempenho da ligação depende fundamentalmente das soldas, já que elas são o meio mecânico que possibilita a interação entre os componentes [7; 19].

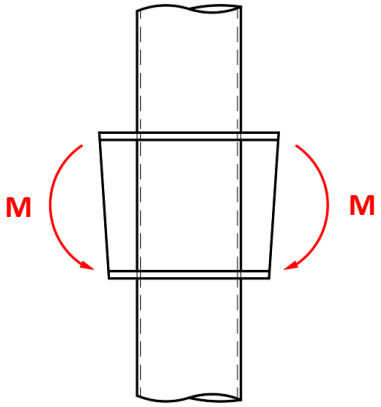
Em relação aos procedimentos normativos sobre o comportamento mecânico desse tipo de ligação, Kurobane *et al*. [20], Kamba e Kanatani [17] e Packer e Henderson [3] apresentam modelos analíticos de cálculo para a determinação da capacidade resistente da chapa diafragma externa. Adicionalmente, devido à escassez de estudos específicos sobre o comportamento da solda a ser empregada na interface entre o pilar e a chapa diafragma, sua determinação tende a ser conservadora, resultando em consumo excessivo de material e maior tempo de execução [15].

A ausência de diretrizes normativas claras para o dimensionamento das soldas e a falta de estudos que correlacionem a geometria das ligações à sua eficiência mecânica, também são fatores determinantes na incorporação deste tipo de método construtivo. Este fator desacelera o avanço da construção em aço no Brasil, restringindo a competitividade do aço frente aos demais sistemas construtivos tradicionais, além de desestimular os profissionais da área em adotar esse tipo de solução, devido à insegurança no processo de projeto [7; 21].

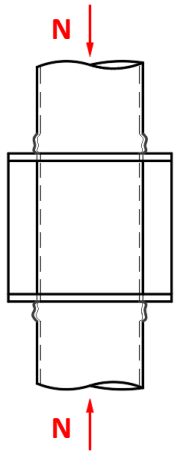
Porém, conforme Wang *et al*. [22] confirmaram em seu estudo, é possível controlar a espessura das chapas e o comprimento da solda para a obtenção da capacidade resistente da ligação à solicitação por momentos fletores, garantindo desempenho estrutural satisfatório conjuntamente com a racionalidade construtiva.

Em contrapartida, caso seja observado o superdimensionamento dos elementos da ligação por meio de chapas diafragma externas, isto implicará em aumento dos custos, consumo excessivo de material, desperdícios e diversos impactos ambientais, que são causados diretamente e indiretamente pelo método construtivo, impondo sérias limitações à difusão dessa solução em projetos, especialmente em países em desenvolvimento, como o Brasil, onde a adoção de estruturas metálicas ainda é influenciada por fatores econômicos e culturais [1].

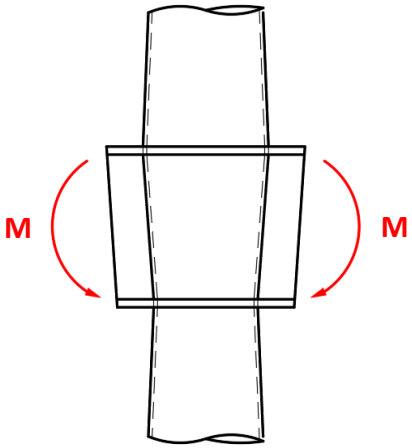
**Figura 4:** Possíveis falhas de ligações soldadas por meio de chapas diafragma externas



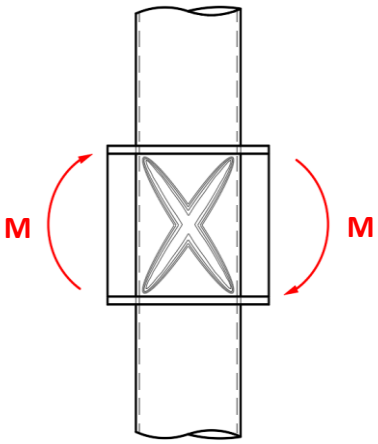

A) Plastificação das chapas diafragma devido momentos fletores



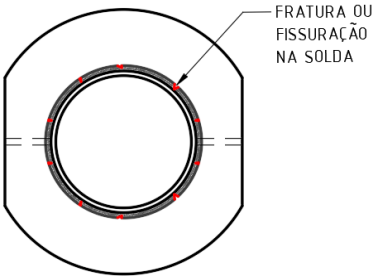

B) Plastificação do pilar tubular circular devido esforços axiais



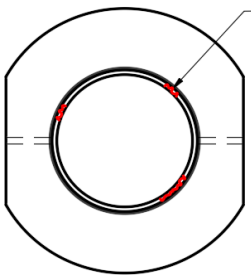

C) Plastificação do pilar tubular circular e/ou chapas diafragma devido momentos fletores



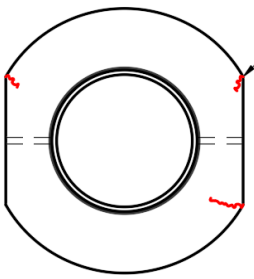

D) Cisalhamento da região de painel, devido, principalmente, aos esforços axiais




E) Insuficiência de resistência da solda de ligação




F) Insuficiência de resistência do aço dos elementos




G) Insuficiência de resistência do aço dos elementos

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Assim, o objetivo do presente trabalho é investigar, por meio de análises numéricas, o comportamento mecânico de um modelo de ligação rígida entre pilares tubulares circulares de aço e vigas de aço com seção "I", utilizando chapas diafragma externas associadas a chapas verticais soldadas, destinadas à transmissão de esforços cisalhantes e enrijecimento da ligação (*single plates*), visando a otimização do modelo e à averiguação da capacidade resistente da região do painel, considerando os estágios de carregamento do sistema estrutural.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a avaliação do modelo de ligação proposto, foi conduzido um estudo por meio de uma análise paramétrica investigativa, utilizando o pacote de elementos finitos Ansys Mechanical APDL. Diversas geometrias de ligação foram estudadas a partir da variação das dimensões das chapas diafragma, com o auxílio de uma macro (*script*) desenvolvida na linguagem nativa do programa, a *Ansys Parametric Design Language* (APDL).

### 2.1. Geometria e carregamentos

Para a elaboração da macro, foram consideradas as variáveis associadas às dimensões dos elementos que compõem a ligação, suas propriedades geométricas e as propriedades físicas do aço. Os principais dados utilizados na macro estão apresentados pela Tabela 1 e na Figura 5 e os demais dados, como momento de inércia e de plastificação, foram calculados analiticamente, seguindo os conceitos clássicos da resistência dos materiais.

É importante destacar, que para garantir que as dimensões adotadas para as análises fossem suficientes para resistir às solicitações em todos os casos de carregamento estudados, a capacidade resistente das chapas diafragma externas foram previamente avaliadas de acordo com o *Design Guide - DG 9: For structural hollow section column connections* [20], apresentando respostas positivas para o prosseguimento de modelagem numérica da ligação.

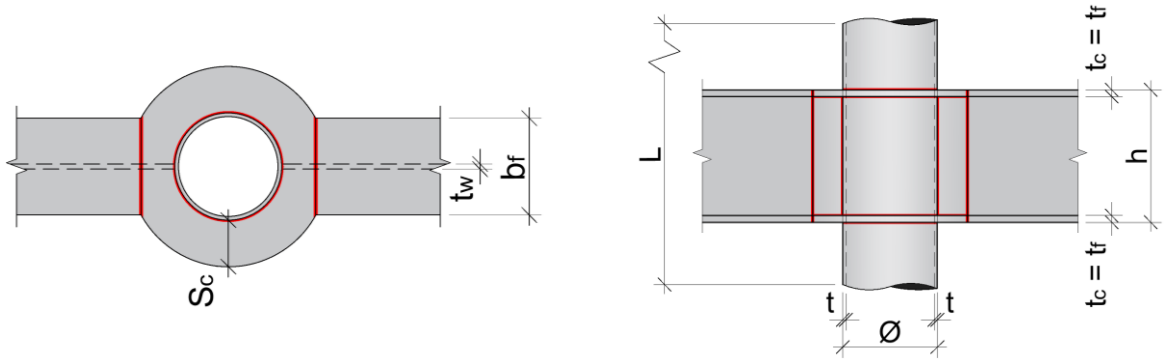
**Tabela 1:** Dimensões geométricas consideradas para os modelos estudados e propriedades mecânicas do aço.

| MODELO | TUBO | | | VIGAS | | | | CHAPAS DIAFRAGMA | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ϕ (mm) | t (mm) | L (mm) | h (mm) | $b_f$ (mm) | $t_f$ (mm) | $t_w$ (mm) | $S_c$ (mm) | $t_c$ (mm) |
| **1** | 508,00 | 6,30 | 5080,00 | 600,00 | 250,00 | 19,00 | 12,50 | 105,00 | 19,00 |
| **2** | 508,00 | 6,30 | 5080,00 | 600,00 | 250,00 | 19,00 | 12,50 | 140,00 | 19,00 |
| **3** | 508,00 | 6,30 | 5080,00 | 600,00 | 250,00 | 19,00 | 12,50 | 175,00 | 19,00 |
| **4** | 508,00 | 6,30 | 5080,00 | 600,00 | 250,00 | 19,00 | 12,50 | 210,00 | 19,00 |

| PROPRIEDADES FÍSICAS DO AÇO |
|---|
| $f_y$ = 350,00 MPa |
| v = 0,30 |
| E = 200 GPa |

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

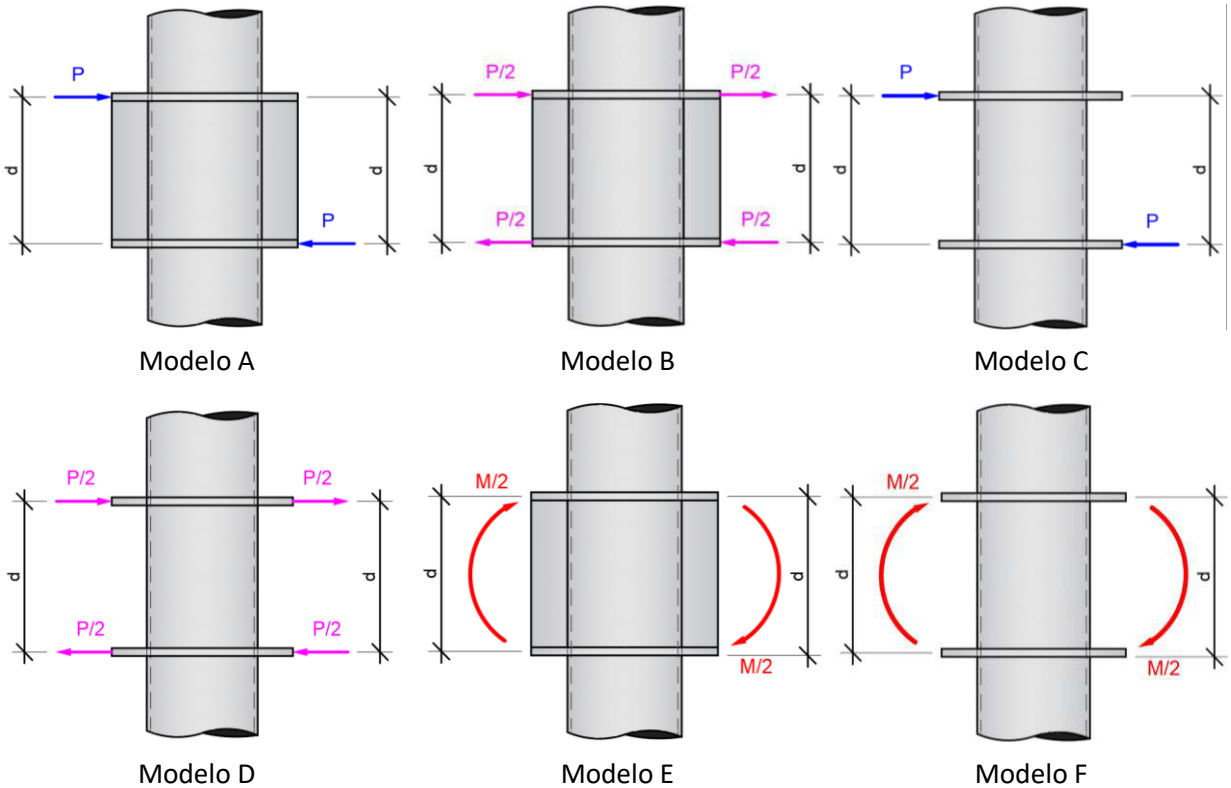
**Figura 5:** Parâmetros de geometria utilizados para o processamento do modelo




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Para o carregamento na ligação, além de testes com momento fletor (M) com intensidade suficiente para a plastificação do tubo de aço, foram utilizadas forças concentradas (P) equivalentes a esse momento, com o objetivo de confirmar os resultados. Também foram analisados casos sem a presença de *single plates*, utilizados unicamente para verificar se as chapas diafragma externas são capazes de transferir os momentos fletores de forma independente. Cada um dos modelos de carregamento avaliados, estão apresentados adiante, pela Figura 6.

**Figura 6:** Esquemas de carregamento utilizados para as análises




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

O momento fletor (M) e as forças concentradas (P), foram calculados utilizando as equações (1) e (2).

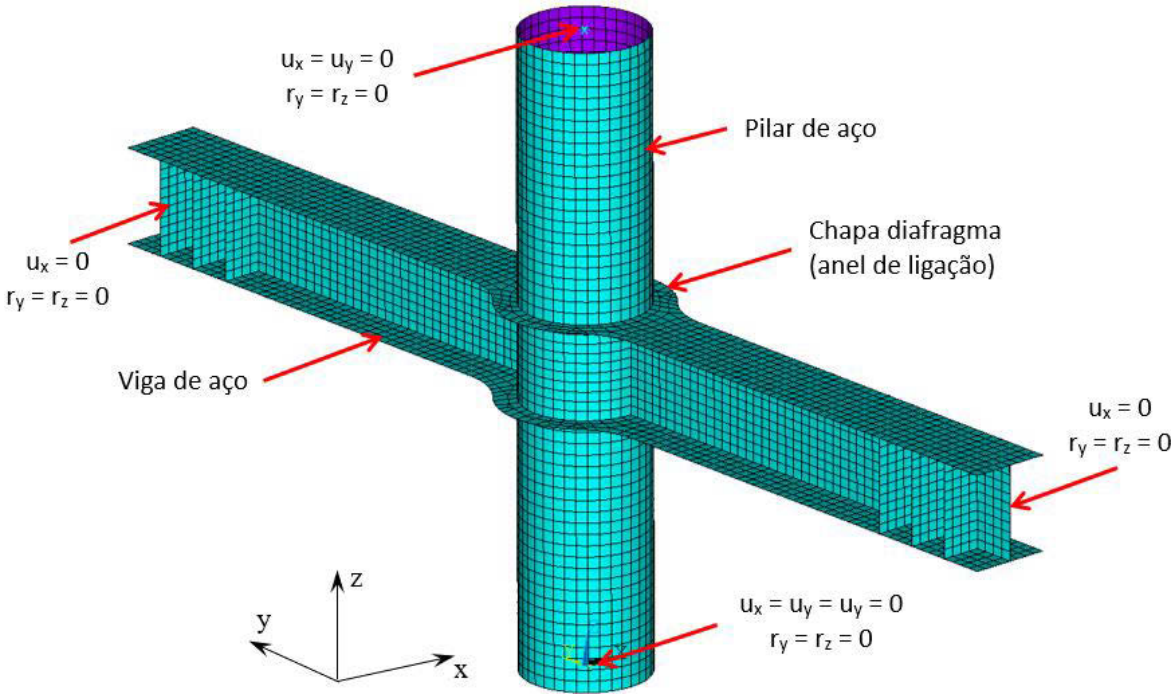
$$M_{pl} = Z \times f_y = 1/6 \times \left(D_{ext}^3 - D_{int}^3\right) \times f_y \quad (1)$$

$$P = M_{pl}/d \quad (2)$$

### 2.2. Calibração do modelo numérico

A fim de verificar o comportamento da estrutura modelada, após o teste de malha, foi realizado o processo de calibração do modelo numérico, também por meio do *software* ANSYS, utilizando análises não lineares físicas e geométricas (GMNA), tomando como referência o protótipo t-0-1 do trabalho de Sui *et al*. [8]. Neste estudo, foram utilizados elementos de casca do tipo *Shell* 181, com quatro nós e seis graus de liberdade por nó, com integração completa e cinco pontos de Gauss ao longo da espessura, adequados para simular o comportamento não linear de cascas finas. As ligações viga-pilar com chapas diafragma externas foram discretizadas com uma malha de tamanho médio igual a 25 mm, conforme ilustra a Figura 7, visando a redução do custo computacional.

**Figura 7:** Modelo em elementos finitos da ligação viga-pilar utilizada para a calibração



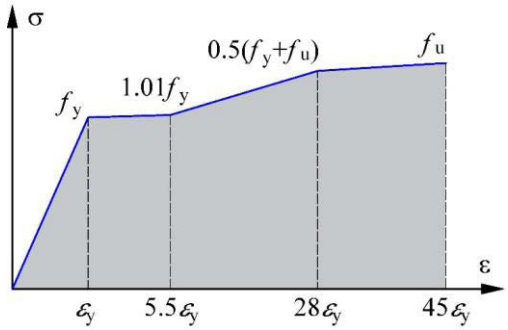

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Ainda com relação à Figura 7, pode-se observar que não foram consideradas as soldas de filete entre as mesas das vigas e as chapas diafragma externas (anéis de ligação), tampouco a ligação parafusada entre a alma das vigas e as chapas de ligação (*single plates*). As mesas e almas das vigas foram acopladas diretamente às chapas diafragma e às chapas de ligação, respectivamente. Adicionalmente, as análises desconsideraram as imperfeiçoes iniciais de material (tensões residuais) e as imperfeições geométricas iniciais.

Foi aplicado, nas extremidades das vigas, um deslocamento prescrito ($\delta$) de mesma amplitude e sentidos opostos em relação à posição de repouso, com magnitude igual à 1,50 vezes o deslocamento que gera o início de escoamento na região do painel (RP). Também foi considerada uma força de compressão axial ($N_{TP}$) no topo do pilar, igual a 0,3 vezes a força de plastificação total da seção do pilar ($N_{pl}$). As condições de contorno, apresentadas na Figura 7, representam um apoio fixo na base do pilar e um apoio móvel no topo do pilar. As pontas das vigas tiveram alguns graus de liberdade restritos, para manter a consistência com o protótipo ensaiado experimentalmente.

As análises contemplaram não linearidades físicas e geométricas, sendo o comportamento plástico do aço simulado de acordo com o modelo constitutivo proposto por Earls [23; 24], de acordo com a Figura 8, sendo abordado por meio de um diagrama multilinear com encruamento cinemático, seguindo o critério de escoamento de von Mises e uma regra associativa para o fluxo plástico. Na Figura 9, $f_y$ é a resistência ao escoamento do aço, $f_u$, a resistência à ruptura do aço e $\varepsilon_y$ a deformação elástica referente à $f_y$. O método do comprimento de arco (*arc-length method*) foi utilizado para resolver o problema estrutural não linear.

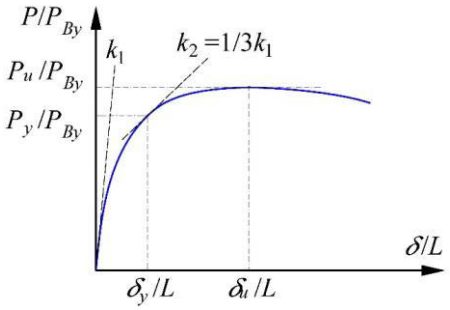
**Figura 8:** Modelo constitutivo quadrilinear de Earls [23; 24]




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Prosseguindo com a calibração do modelo numérico, foi utilizada a estratégia empregada por Wang *et al*. [22] para a determinação da capacidade resistente da ligação perante o início de escoamento ($P_y$) e a capacidade resistente última ($P_u$), conforme define a Figura 9.

**Figura 9:** Modelo para a determinação da capacidade resistente da ligação viga-pilar




Fonte: Adaptado de *Wang et al.* [22]

Na Figura 9, P é o valor da força equivalente aplicada no modelo, referente ao deslocamento prescrito $\delta$; L é o vão efetivo da viga de aço; $P_{By}$ é a força de início de escoamento da viga; $P_y$ é a força referente ao

início de escoamento da ligação, calculada por meio da curva normalizada ilustrada na Figura 10, quando a rigidez tangente do *subassembly*, $k_2$, é igual a um terço da rigidez inicial, $k_1$; $\delta_y$ é o deslocamento na ponta da viga referente à força $P_y$; $P_u$ é a força última da ligação, obtida como sendo o ponto mais alto da curva antes da diminuição da capacidade resistente; $\delta_u$ é o deslocamento na ponta da viga referente à força $P_u$.

### 2.3. Teste de malha

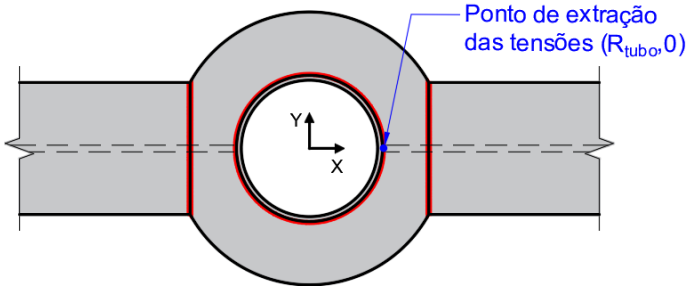
Visando a maior precisão nas respostas obtidas pelo *software*, também foi realizada uma análise prévia do comportamento da estrutura frente a variação do tamanho médio dos elementos empregados para a malha de elementos finitos. O objetivo principal foi buscar a estabilização das respostas, mesmo que houvesse variação na quantidade de elementos utilizados no processo de discretização das partes que constituem a ligação. Sendo assim, para este processo, foi utilizada uma das geometrias estipuladas para a pesquisa e os tamanhos médios adotados para as malhas foram de 10, 20, 25, 30, 50, 100 e 150 mm.

Com estes tamanhos e com o *script* de modelagem, foi possível a coleta das tensões de von Mises no ponto ($R_{tubo}$, 0), conforme ilustrado pela Figura 10, localizado na região de painel, para a verificação da influência da variação do tamanho da malha. Na Tabela 2 constam as dimensões geométricas consideradas para o teste de malha. As propriedades mecânicas consideradas nas análises foram resistência ao escoamento $f_y$ = 350,00 MPa, coeficiente de Poisson ν = 0,30 e módulo de elasticidade longitudinal E = 200 GPa.

**Tabela 2:** Dimensões geométricas consideradas para o teste de malha

| MODELO | TAMANHO MÉDIO DOS ELEMENTOS (mm) | TUBO | | | VIGAS | | | | CHAPAS DIAFRAGMA | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ϕ (mm) | t (mm) | L (mm) | h (mm) | $b_f$ (mm) | $t_f$ (mm) | $t_w$ (mm) | $S_c$ (mm) | $t_c = t_f$ (mm) |
| **1** | 10,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **2** | 20,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **3** | 25,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **4** | 30,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **5** | 50,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **6** | 100,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |
| **7** | 150,0 | 508,0 | 6,3 | 3900,0 | 600,0 | 250,0 | 31,5 | 19,0 | 105,0 | 31,5 |

**Figura 10:** Esquemas de carregamento utilizados para as análises




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

### 2.4. Conjunto de análises

Para as etapas de avaliação da ligação, foram realizadas quatro conjuntos de análises numéricas, uma para cada largura de chapa diafragma definida ($S_c$ = 105 / 140 / 175 / 210 mm), cobrindo os seis casos de carregamento citados, mantendo os esforços solicitantes na chapa constantes e com intensidade suficiente para a plastificação do aço. Para o tubo, considerou-se esforço axial de compressão, em cinco níveis com variações de 20% de $N_{pl}$, onde $N_{pl}$ é a força normal de compressão necessária para a plastificação do tubo. Logo, ao todo, foram avaliados 120 casos, que podem ser consultados pela Tabela 3.

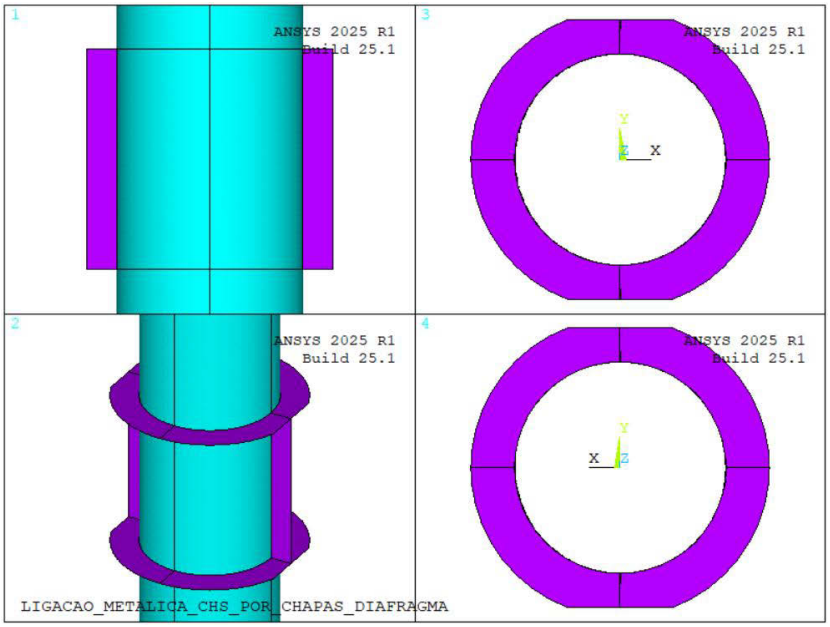
**Tabela 3:** Resumo das baterias de modelos numéricos processados

| BATERIA DE PROCESSAMENTO | MODELOS DE CARREGAMENTO DAS CHAPAS DIAFRAGMA PARA A BATERIA | FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO NO TUBO (N) PARA A BATERIA | LARGURA DA CHAPA DIAFRAGMA ($S_c$ - mm) |
|---|---|---|---|
| 1 | A<br>B<br>C<br>D<br>E<br>F | 0,00% $N_{pl}$<br>25,00% $N_{pl}$<br>50,00% $N_{pl}$<br>75,00% $N_{pl}$<br>100,00% $N_{pl}$ | 105,00 |
| 2 | A<br>B<br>C<br>D<br>E<br>F | 0,00% $N_{pl}$<br>25,00% $N_{pl}$<br>50,00% $N_{pl}$<br>75,00% $N_{pl}$<br>100,00% $N_{pl}$ | 140,00 |
| 3 | A<br>B<br>C<br>D<br>E<br>F | 0,00% $N_{pl}$<br>25,00% $N_{pl}$<br>50,00% $N_{pl}$<br>75,00% $N_{pl}$<br>100,00% $N_{pl}$ | 175,00 |
| 4 | A<br>B<br>C<br>D<br>E<br>F | 0,00% $N_{pl}$<br>25,00% $N_{pl}$<br>50,00% $N_{pl}$<br>75,00% $N_{pl}$<br>100,00% $N_{pl}$ | 210,00 |

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Na Figura 11 é possível observar de maneira geral um exemplo de geometria estudada. As imagens foram obtidas pela interface do programa durante os processamentos, após a execução da macro de modelagem.

**Figura 11:** Modelo de ligação estudada gerada pelo *software* Ansys

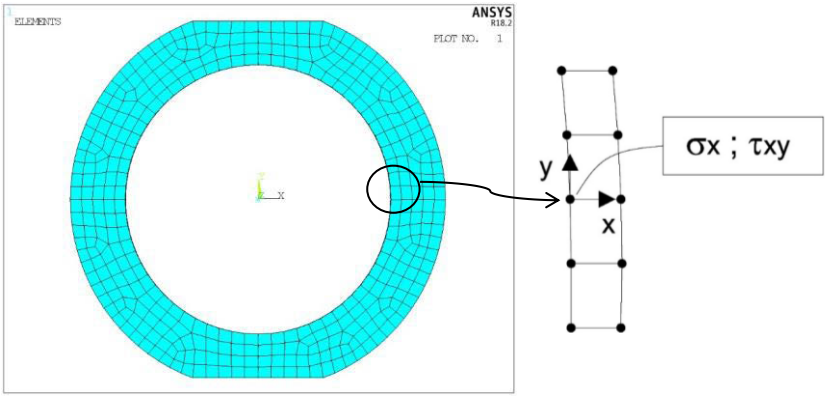



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

### 2.5. Extração e processamento dos resultados

Após o processamento dos modelos, além das tensões de von Mises, também foram extraídas as tensões normais ($\sigma_x$) e as tensões cisalhantes ($\tau_{xy}$) na interface de contato entre a chapa diafragma e o pilar de perfil tubular circular, utilizando um sistema de referência local cilíndrico alinhado com o sistema cartesiano global. Estas tensões foram relacionadas para a obtenção da tensão resultante ($\sigma_R$) na RP. A seguir, na Figura 12, é possível visualizar o esquema para os eixos dos sistema de referência anteriormente descrito, assim como a indicação dos vetores de tensão.

**Figura 12:** Sistema de referência cilíndrico utilizado para retirar os esforços na interface entre o tubo de aço e os anéis de ligação (esforços para a verificação das soldas)




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

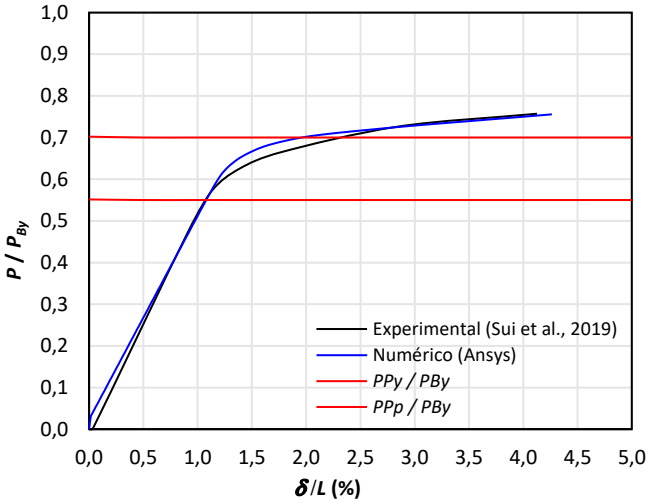
Considerando que o propósito dos seis casos de carregamento foi verificar qual deles solicitava mais intensamente a região do painel (exigindo, por consequência, uma maior quantidade de solda na interface entre o tubo de aço e as chapas diafragma externas), foram elaborados gráficos que apresentam os valores da tensão resultante ($\sigma_R$) e o valor mínimo da perna da solda de filete ($b_{w,mín}$) necessário para garantir a resistência na referida interface, conforme estabelecido pela norma NBR 8800 [25].e NBR 16239 [26].

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1. Calibração do modelo numérico

A seguir, a Figura 13 apresenta o gráfico da força normalizada aplicada na ponta da viga, ($P/P_{By}$), versus o ângulo de rotação interpavimento ($\delta$ /L) obtido após o conjunto de análises feitas durante o processo de calibração do modelo numérico realizado.

**Figura 13:** Força normalizada na ponta da viga vs. ângulo de rotação interpavimento




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

$P_{Py}$ e $P_{Pp}$ na Figura 13, representam as forças referentes ao início de escoamento e à plastificação total da região do painel (RP), respectivamente. Dessa maneira, as relações $P_{Py}$ / $P_{By}$ e $P_{Pp}$ / $P_{By}$ representam o valor da força adimensional aplicado na ponta da viga que gera o escoamento e a plastificação total da RP, respectivamente.

A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos por meio da análise numérica e uma comparação com as respostas medidas experimentalmente no lado esquerdo do protótipo.

**Tabela 4:** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

| Prot. t-0-1 | $k_1$ | $P_y$ / $P_{By}$ | $\delta_y$ /L (%) | $P_u$ / $P_{By}$ | $\delta_u$ /L (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Num.** | 51,13 | 0,65 | 1,39 | 0,76 | 4,25 |
| **Exp.** | 59,09 | 0,66 | 1,47 | 0,76 | 4,13 |
| **Num./Exp.** | 0,87 | 0,99 | 0,95 | 1,0 | 1,03 |

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

Desta forma, mediante as respostas apresentadas pela Figura 13 e Tabela 4, foi possível constatar a confiança do comportamento físico observado pelo modelo numérico elaborado, possibilitando a continuidade das análises.

### 3.2. Teste de malha

Por meio do teste de malha foi possível afirmar que o tamanho médio mais indicado para os elementos utilizados na discretização dos modelos é de 10 mm. Todavia, a partir de 25 mm, a variação das respostas pode ser considerada como aceitável, dado o baixo desvio apresentado, conforme apresentado pela Tabela 5, por este motivo, este foi o tamanho de malha adotado para o processamento das análises.

**Tabela 5:** Resultado do teste de malhas

| MODELO | TAMANHO MÉDIO DOS ELEMENTOS (mm) | TENSÃO OBTIDA (MPa) | VARIAÇÃO (%) |
|---|---|---|---|
| **1** | 10 | 257,78 | 0,00 |
| **2** | 20 | 253,68 | 0,36 |
| **3** | 25 | 253,84 | 0,06 |
| **4** | 30 | 292,85 | 15,37 |
| **5** | 50 | 254,57 | 13,07 |
| **6** | 100 | 160,83 | 36,82 |
| **7** | 150 | 216,76 | 34,78 |

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

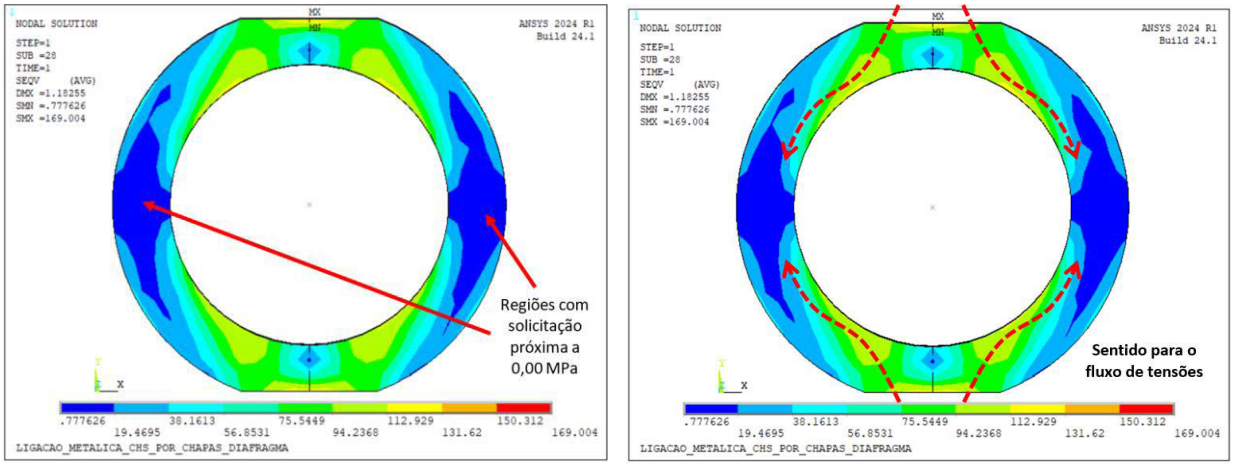
### 3.3. Comportamento mecânico da ligação

Mediante as repostas obtidas para os casos de carregamento sem *single plates* (modelos C, D e F), embora não sejam factíveis do ponto de vista prático pois não permitem a transferência do esforço cortante das vigas para os pilares, foram observados resultados interessantes, pois permitiram a determinação da distribuição do filete de solda necessária para resistir a força de plastificação total na interface entre o tubo de aço e as chapas diafragmas externas.

Nos demais casos de carregamento, para todas as geometrias de chapas diafragma adotadas, foi possível observar, de modo geral, que a transferência de forças das vigas para os pilares não mobiliza grande parte do material das chapas diafragmas, conforme apresentado pela Figura 14-a, com tensões nulas (regiões em azul) em até 45% da área total do elemento estrutural, sendo possível a redução da dimensão das chapas, ou até mesmo a modificação de sua geometria. A compressão no tubo também auxilia na diminuição de área resistiva necessária nas chapas diafragma, implicando em valores até 5% menores. A situação foi observada em todos os modelos avaliados, sendo que em chapas diafragma externas com dimensões maiores, a redução de área é mais significativa, uma vez que o fluxo de tensões é mais estrito.

Outrossim, analisando-se a distribuição de tensões nas chapas, foi possível notar que o espraiamento de tensões segue um padrão comum em todos os modelos analisados, independentemente do carregamento aplicado. Neste fluxo, as tensões advindas dos pontos de aplicação dos esforços na chapa seguem até a região soldada, sem solicitar todo a circunferência no contato chapa diafragma-tubo, conforme evidenciado pela Figura 14-b.

**Figura 14:** Comportamento mecânico da ligação: (a) Exemplo de distribuição de tensões de von Mises na chapa diafragma externa e (b) Exemplo do fluxo de tensões nas chapas diafragma

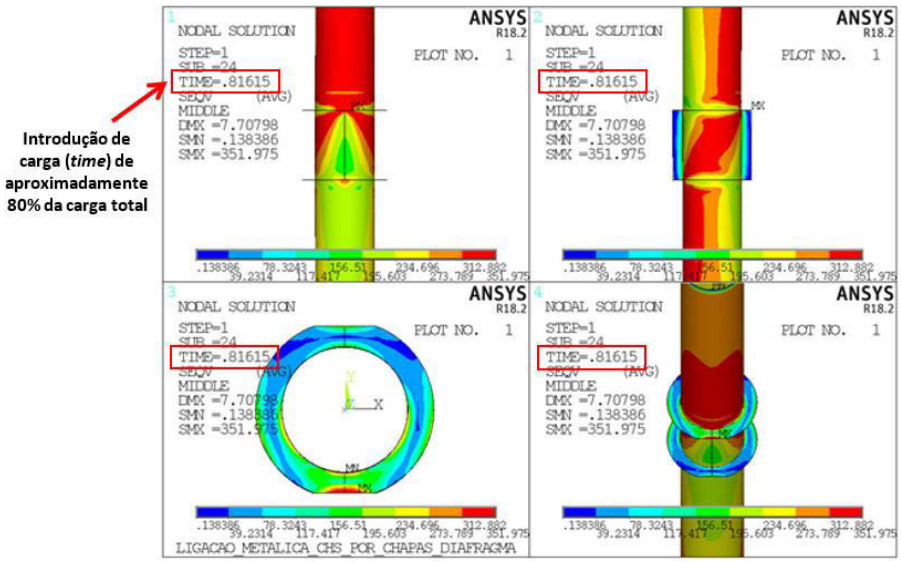



(a) (b)

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

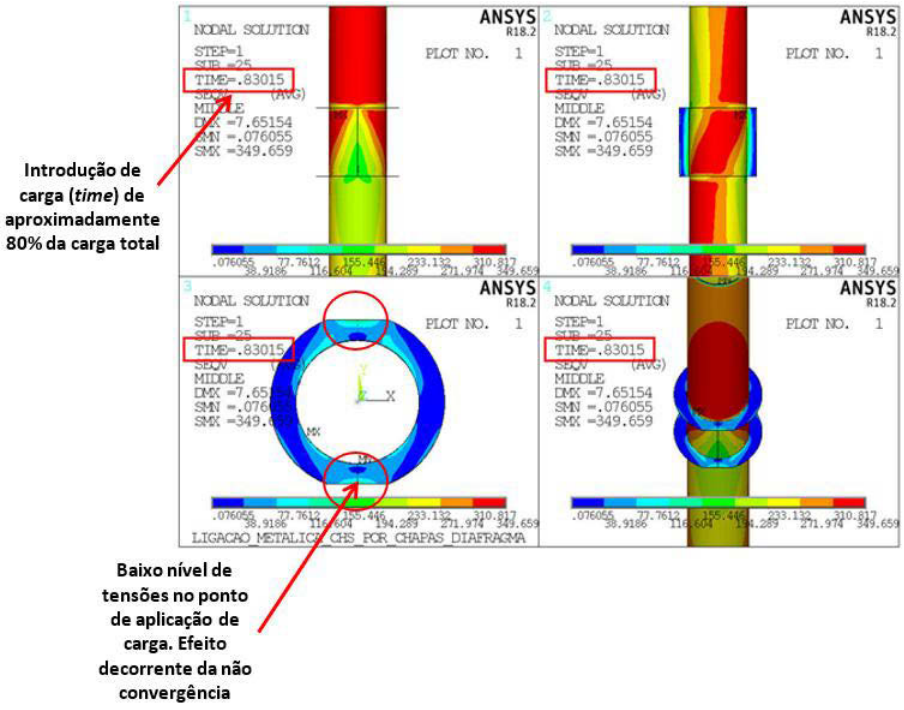
Em relação ao comportamento do tubo de aço, percebeu-se que a sua plastificação total só ocorre no caso de carregamento em que N = 100% $N_{pl}$ (força normal de plastificação total do tubo) é aplicada em conjunto com o momento fletor de plastificação total do tubo ($M_{pl}$), onde não se obteve a convergência completa do modelo durante o processo iterativo do *software* (conforme destacado da Figura 15 a Figura 17), isto é, a carga aplicada ao modelo numérico não foi completamente absorvida pela ligação. Isso se repetiu para as todas as geometrias de chapas diafragmas, independentemente de sua largura.

**Figura 15:** Distribuição de tensões de von Mises para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 100% de $N_{pl}$ para o modelo de carregamento A



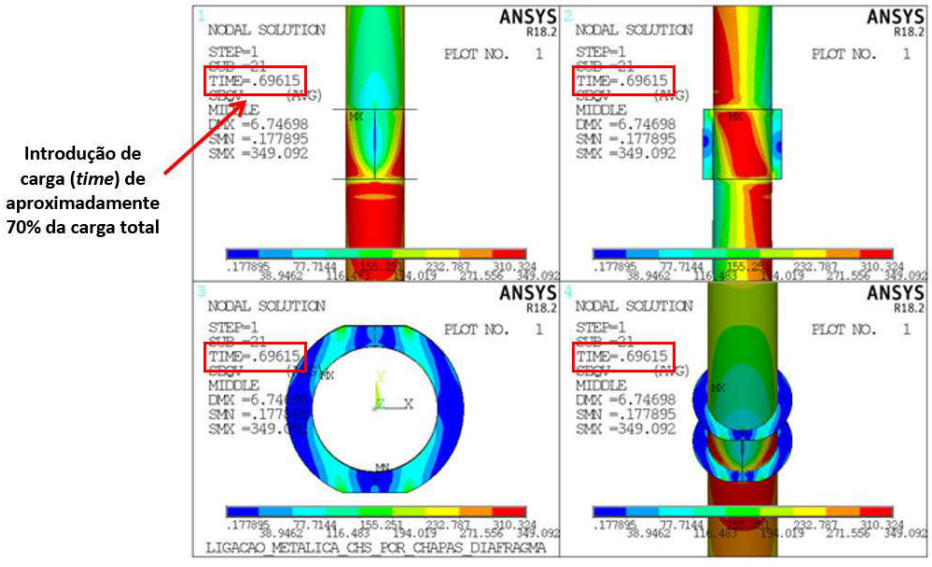

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

**Figura 16:** Distribuição de tensões de von Mises para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 100% de $N_{pl}$ para o modelo de carregamento B




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

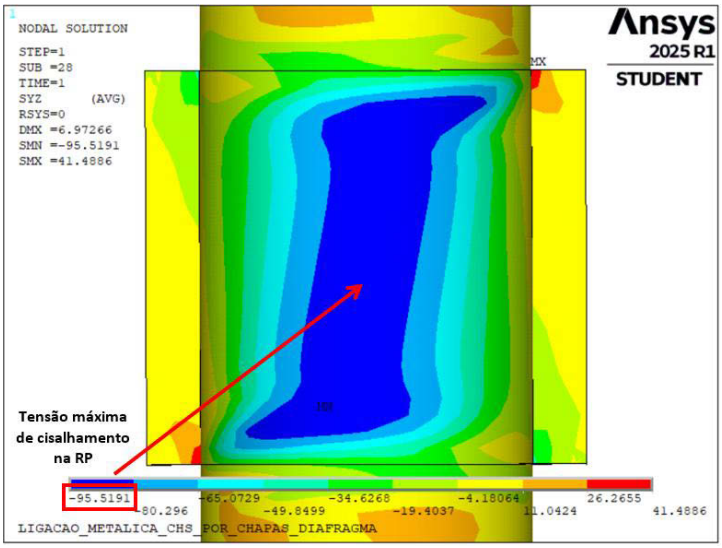
**Figura 17:** Distribuição de tensões de von Mises para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 100% de $N_{pl}$ para o modelo de carregamento E




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

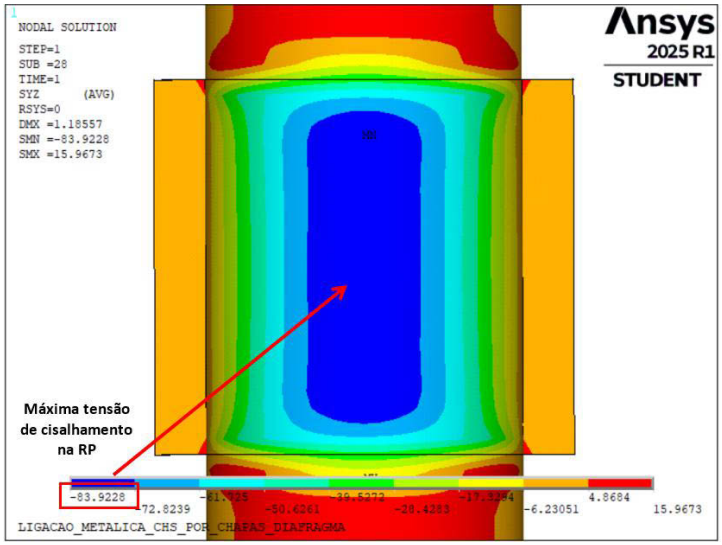
A respeito da região do painel, verificou-se que as forças de compressão aplicadas ao tubo afetam a entrada de momento fletor, de forma que para um nível de N = 50% $N_{pl}$, a plastificação por cisalhamento foi quase alcançada, passando perto do limite normativo (0,60 $f_{yd}$), estabelecido pela NBR 8800 [25] e NBR 16239 [26], o que é possível observar pela Figura 18, Figura 19, Figura 20, adiante. O caso anteriormente descrito prejudica as transferências de forças na RP, evitando a convergência do modelo, ou seja, a completa introdução dos momentos fletores advindos das vigas na ligação.

**Figura 18:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 50% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento A



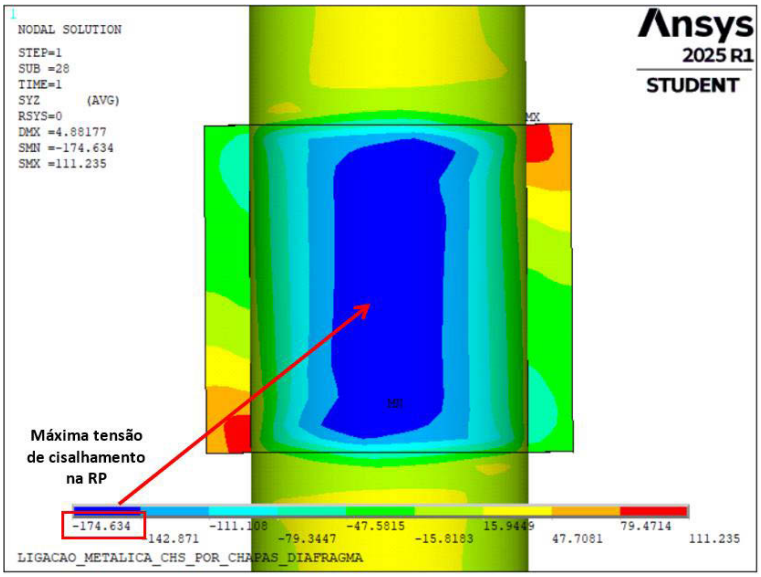

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

**Figura 19:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 50% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento B




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

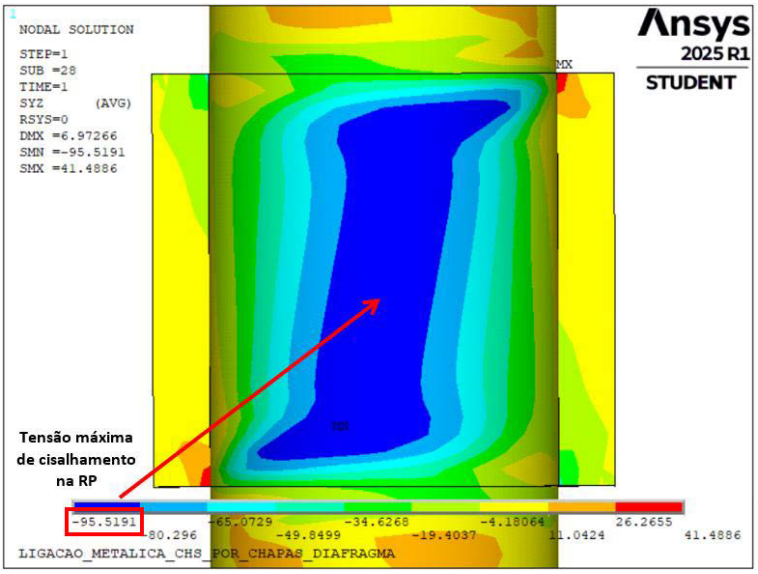
**Figura 20:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 50% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento E




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

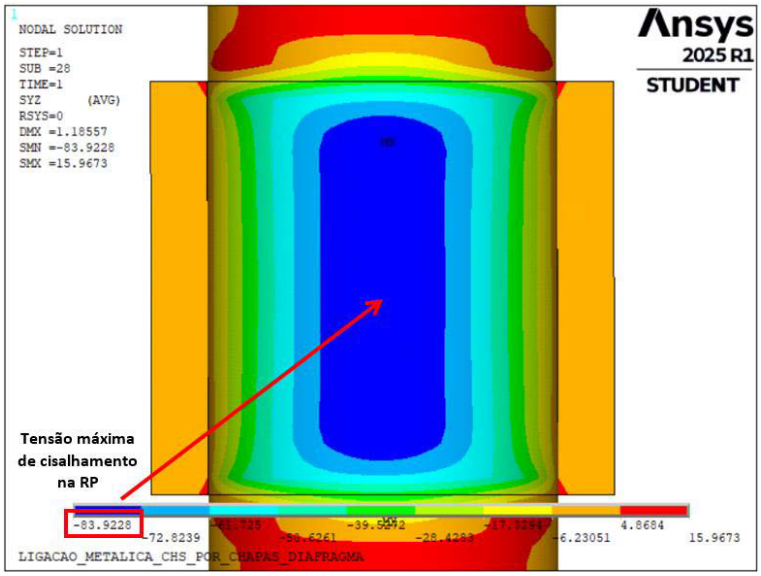
Aumentando o nível de compressão no tubo para N = 75% $N_{pl}$, a plastificação do tubo impossibilita a região de painel a alcançar o seu máximo desempenho resistivo em relação a solicitação por cisalhamento. A Figura 21, a Figura 22 e a Figura 23 ilustram a constatação anteriormente descrita.

**Figura 21:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 75% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento A



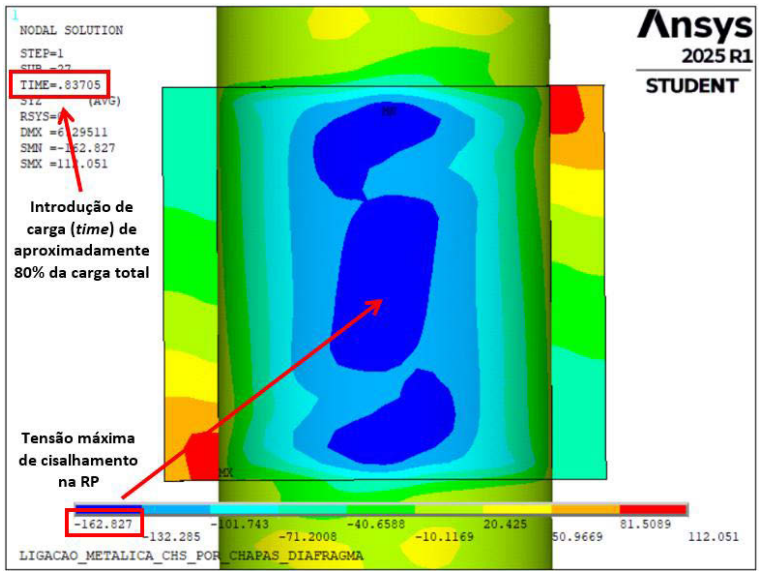

Fonte: Elaborado pelos próprios autores

**Figura 22:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 75% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento B




Fonte: Elaborado pelos próprios autores

**Figura 23:** Distribuição de tensões de cisalhamento $S_{yz}$ (MPa) na região de painel, para $S_c$ = 105 mm, N = 75% $N_{pl}$, e o modelo de carregamento E

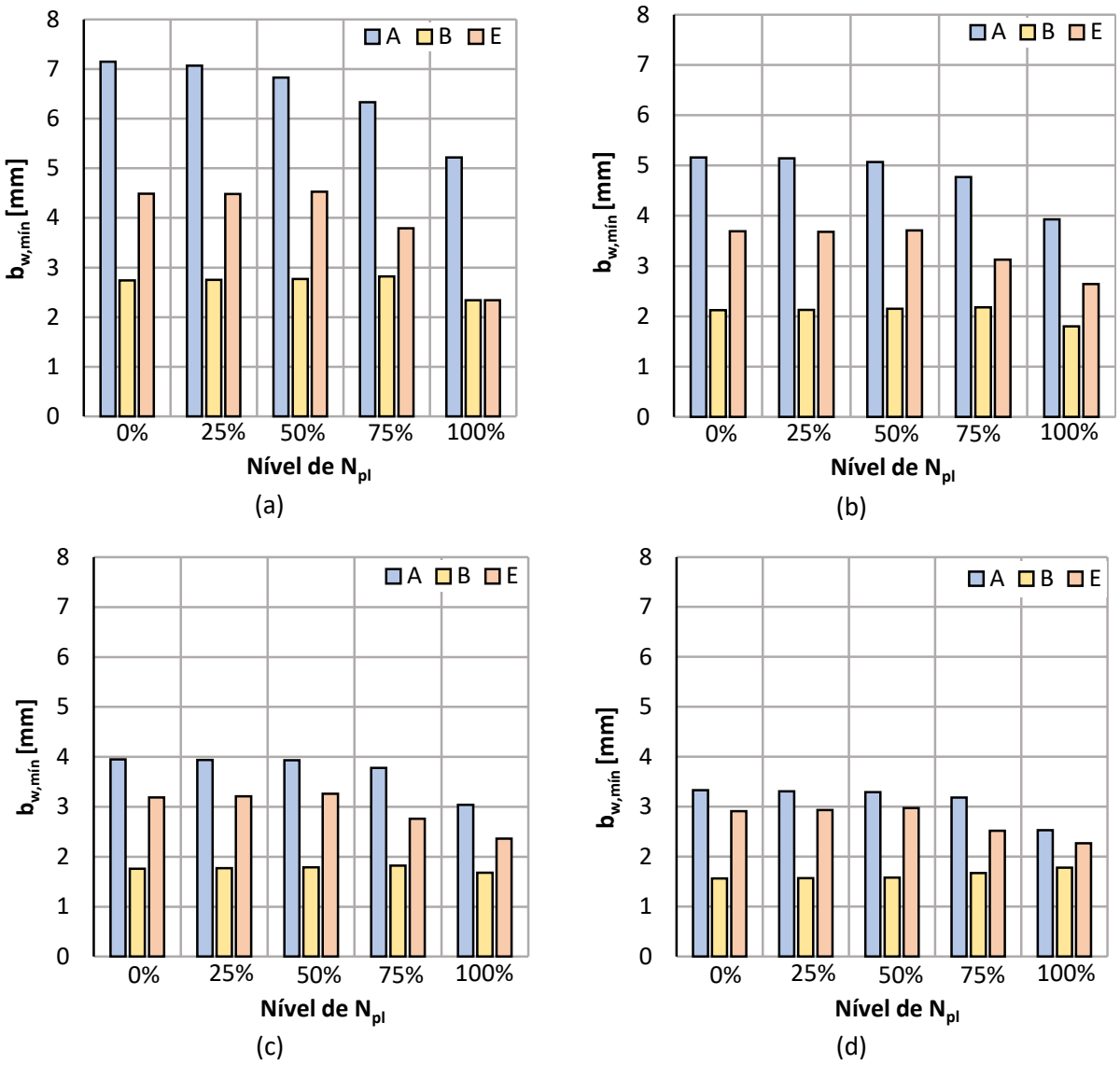



Fonte: Elaborado pelos próprios autores

### 3.4. Soldagem na interface entre tubo e as chapas diafragma externas

A Figura 24, apresentada a seguir, destaca os principais resultados de obtidos, após o cálculo do filete mínimo de solda a ser empregado na interface entre o tubo e as chapas diafragma externas, a fim de garantir a segurança estrutural dos elementos, dada a solicitação pelos casos de carregamento analisados (vide Figura 6).

**Figura 24:** Resumo de resultados para soldas mínimas na RP para chapas diafragma: (a) Sc = 105 mm, (b) Sc = 140 mm, (c) Sc = 175 mm e (d) Sc = 210 mm




Fonte: Elaborado pelo próprio autor

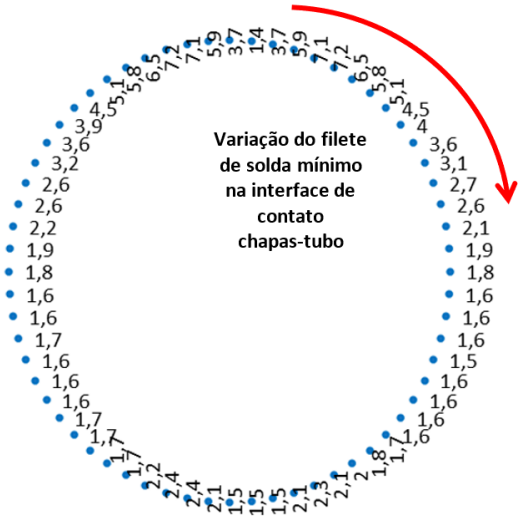
Avaliando os resultados obtidos em relação a soldagem da chapa diafragma ao tubo, foi possível comprovar uma significativa diminuição da necessidade de solda, dado o aumento da largura da chapa. Esta observação pode ser avaliada a partir da Figura 24.

Também foi notada variação da necessidade de soldagem da chapa diafragma externa no pilar tubular circular, com a variação do caso de carregamento, conforme apresentado pela Figura 24. Foi observado que os casos onde a solicitação ocorre de maneira equilibrada (modelo de carregamento B – vide Figura 6), o filete mínimo de solda requerido para a segurança da ligação é o menor, ao passo que, casos de carregamento onde a solicitação ocorre de maneira desequilibrada (modelo de carregamento A – vide Figura 6), o filete mínimo de solda requerido para a segurança da ligação apresenta o maior valor observado. Dentre os modelos estudados, a variação máxima de solda foi de 61%, tomando os casos máximos e mínimos, isto é, modelo A e B.

Ademais, tal fenômeno se repete quando se tem a força axial de compressão atuando no tubo. Neste sentido, observou-se reduções de até 55% na quantidade de solda (vide Figura 24).

Por fim, também foi possível perceber que não é necessária a soldagem completa da circunferência do anel, já que nas regiões mais distantes do ponto de aplicação da carga (contato viga-chapa diafragma), a tensão é próxima de zero. A partir da Figura 25, é possível se observar este efeito, uma vez que a dimensão do filete mínimo de solda tende a reduzir em 77%, entre os valores máximos e mínimos observados. O fenômeno acontece em todos os modelos de ligação estudada.

**Figura 25:** Distribuição genérica de filetes mínimos de solda ($b_{w,mín}$) nos nós da interface de contato das chapas diafragma com o pilar tubular (mm)



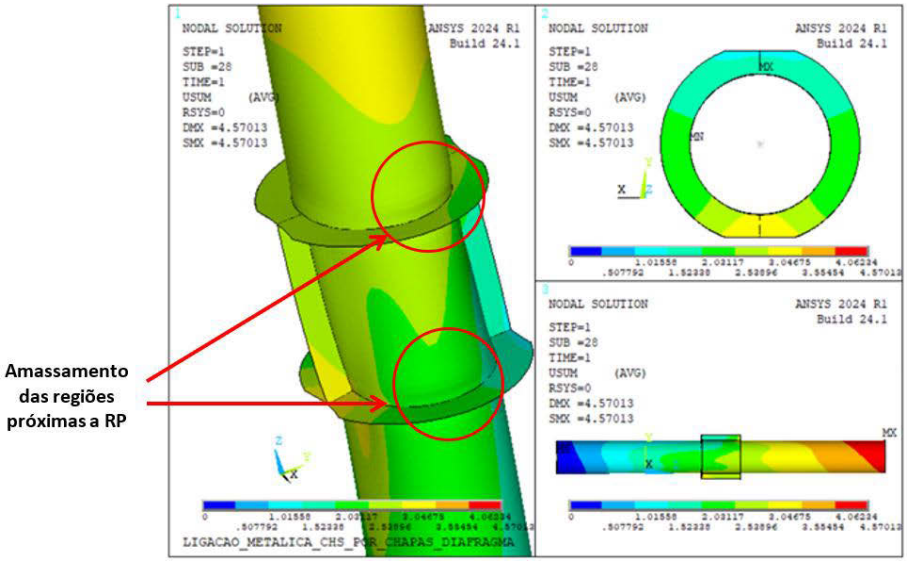

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

### 3.5. Deslocamentos resultantes

Em termos de deslocamentos, na ausência de força axial de compressão, foi possível perceber que a região crítica é a própria região do painel, especificamente nas chapas diafragma e nas zonas entre as extremidades e as chapas diafragma, sendo nulas no centro da RP (vide Figura 27 e Figura 28).

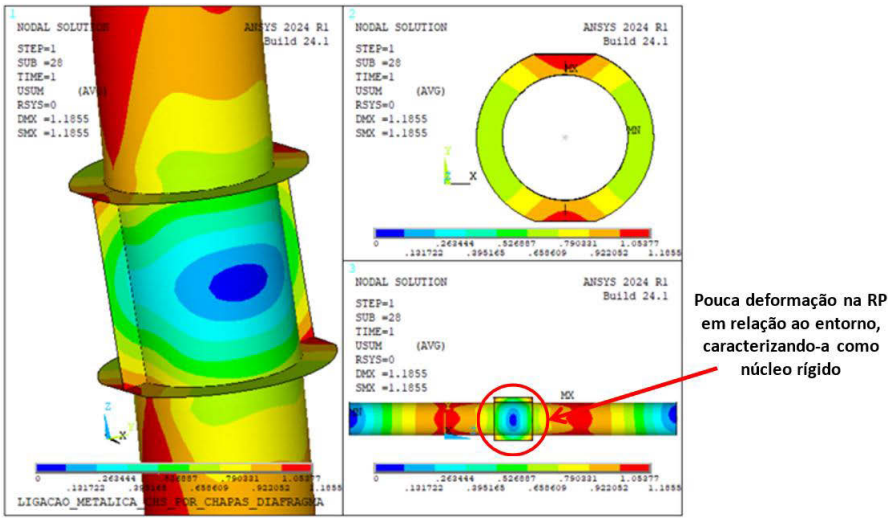
Quando o tubo é solicitado pela força normal de compressão, percebeu-se deformações mais significantes em tal elemento, aumentando em cerca de 75% e provocando o esmagamento de suas paredes, em especial nas regiões próximas à RP (vide Figura 26). Tal fator confirma a hipótese de enrijecimento e aumento de resistência da região, caracterizando-a como um núcleo rígido [12]. Além disso, é possível afirmar que as deformações nas chapas diafragmas são mais intensas, quando estes elementos têm menores diâmetros.

**Figura 26:** Deslocamentos resultante para os anéis de 105 mm de largura, com força axial de 50% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento A



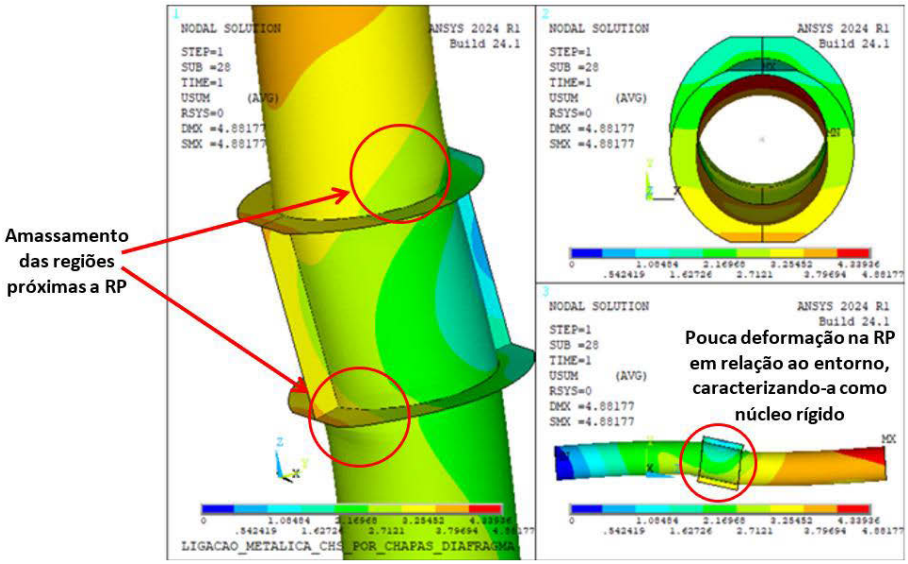

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

**Figura 27:** Deslocamentos resultante para os anéis de 105 mm de largura, com força axial de 50% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento B




Fonte: Elaborado pelo próprio autor

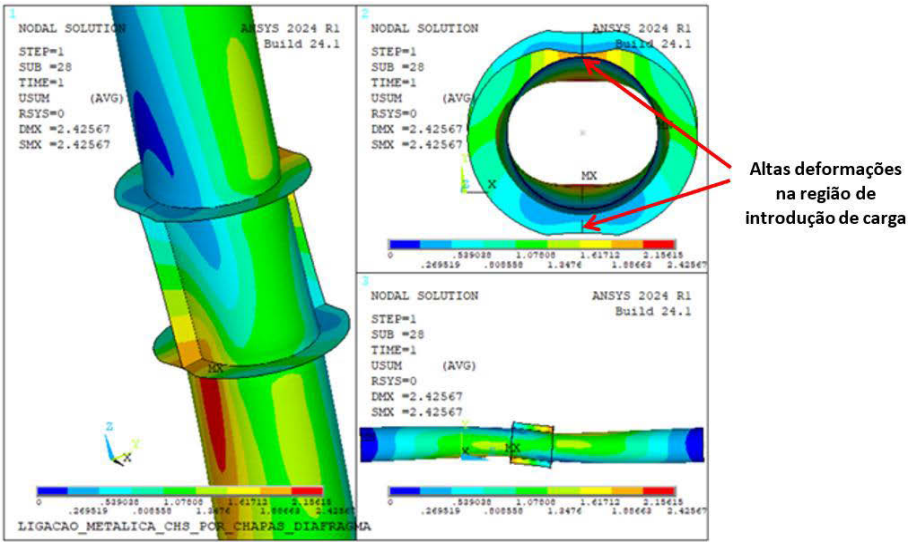
**Figura 28:** Deslocamentos resultante para os anéis de 105 mm de largura, com força axial de 50% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento E




Fonte: Elaborado pelo próprio autor

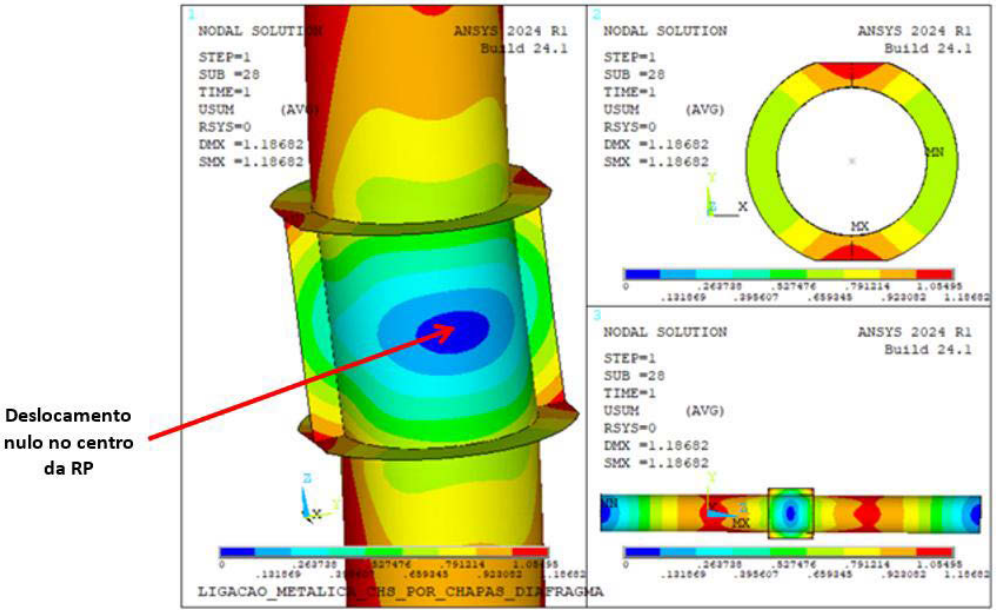
Finalmente, foi possível perceber que a RP configura uma espécie de "núcleo rígido" que quando solicitado mobiliza todo o seu entorno, deslocando-o sem apresentar grandes deformações, fato comprovado quando se avalia as Figura 29 a Figura 31, já que o centro da região de painel apresentou pouco ou nenhum deslocamento. Este caso, pode agravar os efeitos da compressão do tubo, já que configura para ele uma posição mais instável no contexto global.

**Figura 29:** Deformação resultante para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 0% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento A



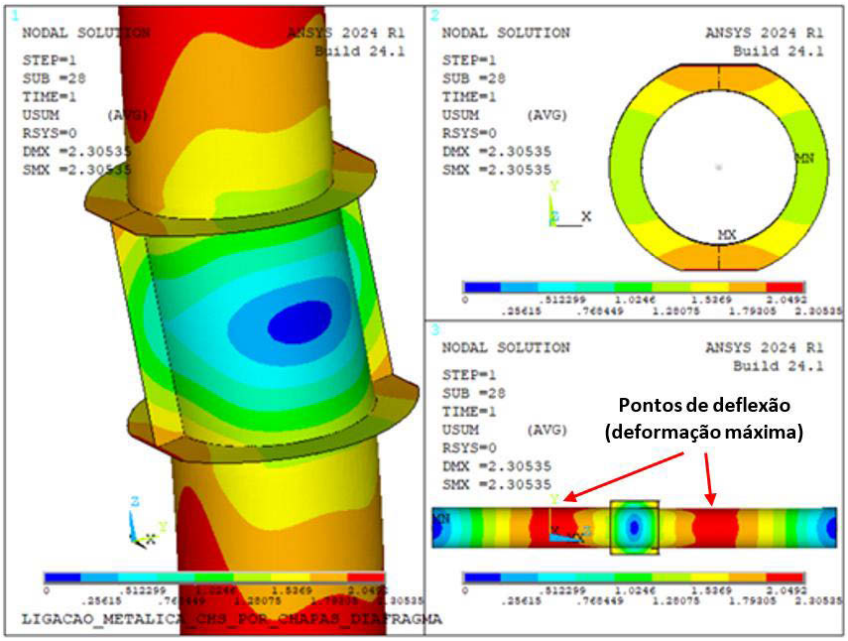

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

**Figura 30:** Deformação resultante para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 0% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento B




Fonte: Elaborado pelo próprio autor

**Figura 31:** Deformação resultante para os anéis de 105 mm de diâmetro, com força axial de 0% de $N_{pl}$, para o modelo de carregamento E




Fonte: Elaborado pelo próprio autor

## 4. CONCLUSÃO

Diante da análise dos modelos de ligação entre o tubo de aço e as chapas diafragmas externas estudados, observou-se que os resultados apontam para um comportamento mecânico variado em cada uma das condições de carregamento, de modo que todos os casos executáveis foram adequados para a transferência de forças, verificando as recomendações de dimensionamento de chapas diafragmas encontradas, de maneira muito superficial, nas normas vigentes e nos *Design Guides*.

Em todos os casos estudados, foi possível perceber que nem toda chapa diafragma é solicitada e, portanto, é possível ajustar a sua geometria para atender melhor as solicitações impostas, reduzindo a área de aço utilizada, como também uma melhor distribuição dos pontos de soldagem, reduzindo os filetes em pontos menos solicitados.

Ademais, a plastificação do tubo naturalmente implica em um comportamento inadequado para a região da ligação, visto que a carga última na chapa diafragma não é alcançada. O incremento de força axial de compressão no tubo também implica em redução na capacidade resistente da RP frente aos esforços cisalhantes, penalizando a transferência de forças oriundas das chapas diafragma externas. Sendo assim, é de suma importância que o tubo possua capacidade resistente suficiente para suportar os esforços solicitantes promovendo um melhor aproveitamento dos elementos estruturais.

Em relação às soldas, por meio dos resultados obtidos, nota-se uma redução significativa no seu consumo em função do aumento da circunferência (largura) da chapa, o que ressalta a importância da configuração geométrica na otimização da estrutura. A aplicação de compressão no tubo também influencia positivamente na soldagem das chapas diafragma, pois há redução no cisalhamento na interface de soldagem. À vista disso, é possível afirmar que o aumento o diâmetro da chapa diafragma reduz o filete mínimo, $b_{w,mín}$, necessário de solda para a garantia da segurança estrutural, por conta de um melhor espraiamento de tensões.

Em relação aos deslocamentos observados, verifica-se que o carregamento possui influência direta, sendo que, quando eles ocorrem de maneira equilibrada (modelo de carregamento B – vide Figura 6), o deslocamento das chapas diafragma externas são menores, ao passo que, casos de carregamento onde a solicitação ocorre de maneira desequilibrada (modelo de carregamento A – vide Figura 6), o deslocamento é mais significante, sendo até 44% maior. A presença de esforço axial de compressão também modifica o comportamento da deformação da estrutura, definindo novas regiões de instabilidade, como a posição central localizada entre as extremidades do tubo e as chapas diafragma.

De maneira geral, ainda no que diz respeito as deformações, é possível concluir que as chapas diafragma atuam como enrijecedores estruturais, diminuindo o comprimento de flambagem do tubo. Além disso, por serem compactas, conferem um ideal comportamento de distribuição de cargas, sem sofrer altas deformações, exceto em casos em que o carregamento é pontual.

Conclui-se que, a depender do modo de execução da ligação e do tipo de carregamento resultante, o comportamento da ligação é alterado, o que pode aumentar ou reduzir a região de chapa necessária para a transferência das forças, assim como o filete mínimo exigido para a solda.

**AGRADECIMENTOS**

Os autores expressam sua gratidão a todas as pessoas que, de forma direta ou indireta, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. É evidente que a colaboração mútua entre os autores foi imprescindível para O aperfeiçoamento das ideias e para a elaboração das análises do trabalho. Agradecemos, principalmente, aos colegas que, durante os debates iniciais, ofereceram ideias que foram relevantes durante a pesquisa, redação e construção do texto, como exemplo, o Dr. Guilherme Augusto Nascimento Amorim, extremamente colaborativo durante o processo de redação deste artigo, através dos seus conhecimentos profissionais da área. Também é justo reconhecer o suporte e a paciência de familiares que, ao longo dos intensos períodos de trabalho, se mostraram fundamentais para os autores do projeto. Este artigo resulta dos esforços conjuntos com base na colaboração e no rigor científico, tendo em vista o aprofundamento do conhecimento na área em questão.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA). Produção de estruturas de aço em 2023 gerou faturamento de 17,2 bilhões de reais, crescimento de cerca de 6% em relação ao ano anterior, revela pesquisa do CBCA. Disponível em: https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/estatisticas.php. Acesso em: 05 de maio de 2025.

2. CORTEZ, L. A. da R.; MACIEL, C. A. dos S.; SANTOS, P. B.; LIMA, R. T.; SANTOS, T. M. F. dos; NASCIMENTO, M. M. G. do. Uso das Estruturas de Aço no Brasil. **Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIT** - ALAGOAS, [S. l.], v. 4, n. 2, p. 217, 2018.

3. PACKER, J. A.; HENDERSON, J. E. Hollow structural section connections and trusses. **Alliston: Canadian Institute of Steel Construction**, 1997. 465 p.

4. DING, F.-X.; CHEN, Y. B.; WANG, L.; PAN, Z.-C.; LI, C.-Y.; YUAN, T.; DENG, C.; LUO, C.; YAN, Q.-W.; LIAO, C. B. Hysterectic behaviour of CFST column-steel beam bolted joints with external reinforcing diaphragm. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 183, 106729, 2021.

5. LI, W.Q.; WANG, W.; XU, Y.J.; LV, X. D. Experimental study of external diaphragm joint connecting CHS column and H-shaped beam. **Advanced Steel Construction**, v. 6, p. 578– 588, 2010.

6. QUAN, C.; WANG, W.; CHAN, T. M.; KHADOR, M. FE modelling of replaceable I-beam-to-CHS column joints under cyclic loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 138, p. 221– 234, 2017.

7. SABBAGH A. B.; CHAN T. M.; MOTTRAM J. T. Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 21-33, 2013.

8. SUI, W.; WANG, Z.; LI, X. Experimental performance of irregular PZs in CHS column H-shape beam steel frame. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 158, p. 547–559, 2019.

9. ALOSTAZ Y. M.; SCHNEIDER S. P. Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 40, p. 95–127, 1996

10. CHENG, C. T.; CHUNG, L. L. Seismic performance of steel beams to concrete-filled steel tubular column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59-3, p. 405–426, 2003.

11. FUKUMOTO, T.; MORITA, K. Elastoplastic behaviour of panel zone in steel beam-toconcrete filled steel tube column moment connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 131-12, p. 1841–1853, 2005.

12. SCHNEIDER, S. P.; ALOSTAZ, Y. M. Experimental behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 45-3, p. 321–352, 1998.

13. WANG W.; CHEN Y.; LI W.; LEON R. T. Bidirectional seismic performance of steel beam to circular tubular column connections with outer diaphragm. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 40, p. 1063–81, 2011.

14. KHADOR M.; CHAN T. Cyclic behaviour of external diaphragm joint to CHS column with built-in replaceable links. **Steel Construction: Design and Research**, v. 9, p. 331-338, 2016.

15. TAO, Z.; LI, W.; SHI, B.L.; HAN, L.H. Behaviour of bolted end-plate connections to concretefilled steel columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 134, p. 194–208, 2017.

16. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-8: Design of joints**. Brussels, 2005. 93 p.

17. KAMBA T.; KANATANI H. Design Formula for CHS Column-to-Beam Connections with Exterior Diaphragms. **Tubular Structures V: Proceedings of the Fifth International Symposium Nottingham**, p. 249-256, 1993.

18. WARDENIER, J. Hollow sections in structural applications. Geneva: **CIDECT and Verlag TÜV Rheinland**. 2010. 240 p.

19. YANG, Y.; LIU, X.; ZHANG, J.; LIU, J.; CHENG, W. Behavior of large-scale connections between circular concrete-filled steel tubular columns and H-section steel beams. **Advanced in Structural Engineering**, v. 10 (1), p. 1–13, 2019.

20. KUROBANE, Y; PACKER J. A.; WARDENIER J.; YEOMANS N. Design Guide 09: For Structural Hollow Section Column Connections. Alemanha: **CIDECT and Verlag TÜV Rheinland**, 2004, v. 9, 215 p.

21. MCMULLIN K. M.; ASTANEH-ASL A. Steel Semirigid Column–Tree Moment Resisting Frame. **Journal of Constructional Steel Research**, 2003, v. 9, p. 129.

22. WANG W. D.; HAN L. H.; UY B. Experimental behaviour of steel reduced beam section to concrete-filled circular hollow section column connections. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 493–504, 2008.

23. EARLS, C. J. Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 51, n. 2, p. 147–175, 1999;

24. EARLS, C. J. On the inelastic failure of high strength steel I-shaped beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 49, n. 1, p. 1–24, 1999;

25. 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, 2024. 247 p.

26. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. Rio de Janeiro, 2013. 93 p.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

# ANÁLISE DE LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE COLUNAS DE SEÇÕES TUBULARES CIRCULARES (CHS) DE PAREDES ESBELTAS E VIGAS DE SEÇÃO I, FORMADAS PELA ASSOCIAÇÃO DE PERFIS FORMADOS A FRIO (PFF)

Ladir Antônio da Silva Júnior[1]
Matheus Miranda de Oliveira[2]
Vinícius Nicchio Alves[3]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[4]

**Resumo**

Este estudo investiga o comportamento de ligações soldadas tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) de paredes esbeltas e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U formados a frio. A pesquisa foi motivada pela escassez de normativas nacionais e internacionais que abordem ligações com perfis de seções esbeltas, comuns no Brasil devido a condições ambientais menos severas. Modelos numéricos foram desenvolvidos no software ANSYS 18.2 utilizando o método dos elementos finitos, validados por meio de ensaios experimentais disponíveis na literatura. Um estudo paramétrico envolvendo 18 modelos avaliou a influência da esbeltez da seção tubular ($2\gamma$), da relação entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna (β), e da relação entre a altura da viga e o diâmetro da coluna (η). As vigas, compostas por perfis U simples formados a frio, foram analisadas quanto ao momento resistente e à rigidez rotacional inicial. Os resultados revelaram que as formulações existentes subestimam significativamente o comportamento dessas ligações. Para capacidade de carga, as equações disponíveis apresentaram desvios de até 150,9%, enquanto as formulações para rigidez rotacional inicial subestimaram os valores em até 81,3%. Os resultados indicam que os métodos atuais não são adequados para prever o comportamento de ligações com colunas de paredes esbeltas. O estudo destaca a necessidade de pesquisas adicionais sobre ligações entre colunas de paredes esbeltas e vigas de seção I, visando o desenvolvimento de diretrizes específicas para este tipo de conexão.

**Palavras-chave**: Rigidez rotacional Inicial; Elementos finitos; Análise paramétrica; Ligações soldadas.

# ANALYSIS OF WELDED CONNECTIONS BETWEEN THIN-WALLED CIRCULAR HOLLOW SECTION (CHS) COLUMNS AND I-SECTION BEAMS FORMED BY COLD-FORMED STEEL (CFS) PROFILES

**Abstract**

This study investigates the behavior of welded T-joints between thin-walled circular hollow section (CHS) columns and I-section beams composed of cold-formed steel (CFS) U-profiles. The research addresses the absence of national and international standards specific to slender section profiles, which are normally used in Brazil due to milder environmental conditions. Numerical models were developed using the finite element method in ANSYS 18.2 and validated against experimental results from the literature. A parametric study of 18 models investigated the influence of three key parameters: tubular section slenderness ($2\gamma$), the ratio of beam flange width to column diameter (β), and the ratio of beam height to column diameter (η). All beams consisted of cold-formed U-profiles, with evaluations focusing on moment capacity and initial rotational stiffness. The results demonstrate significant limitations in existing design formulations. Current equations underestimated connection capacity by up to 150.9% and initial rotational stiffness by up to 81.3%. These substantial discrepancies reveal that conventional methods are inadequate for predicting the behavior of connections with thin-walled CHS columns. These findings highlight the necessity for further investigations into welded T-joints involving thin-walled CHS columns and I-section beams and the development of specific design guidelines for these configurations.

**Keywords**: Initial Rotational Stiffness; Finite Elements; Parametric Analysis; Welded Connections.

[1] Engenheiro Civil, Doutorando, Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, Pós-doutorando, Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[3] Engenheiro de Controle, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[4] Engenheira Civil, Doutora, Professora de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A construção metálica tem se consolidado como uma alternativa eficiente e versátil na construção civil brasileira, especialmente nas últimas décadas. Essa preferência deve-se a vantagens como maior resistência mecânica do aço, rapidez na execução, redução de custos logísticos e flexibilidade arquitetônica [1, 2]. A industrialização dos processos também permite maior controle de qualidade e menor geração de resíduos, aspectos cada vez mais valorizados no setor.

Internacionalmente, o avanço tecnológico e dos métodos de dimensionamento tem viabilizado estruturas metálicas com geometrias arrojadas, exigindo sistemas estruturais capazes de resistir a esforços como torção e flexão biaxial [3, 4]. Nesse cenário, os perfis tubulares circulares (CHS) destacam-se por suas excelentes propriedades mecânicas.

Com distribuição simétrica de massa, os CHS oferecem elevada resistência à compressão, torção e flexão [5, 6]. Além disso, sua aerodinâmica reduz cargas de vento e permite soluções arquitetônicas atrativas. Podem ainda ser preenchidos com concreto para aumentar a resistência ao fogo ou utilizados para passagem de instalações prediais [7, 8].

Assim, uma abordagem eficaz é o emprego de colunas com perfis tubulares e vigas com perfis abertos de seção I. Essa configuração aproveita as vantagens de ambos os tipos de seções em termos de comportamento mecânico estrutural, considerando a alta capacidade à compressão e flexão dos perfis tubulares e seção I, respectivamente [9]. O desempenho global dessas estruturas, no entanto, depende criticamente das ligações, que influenciam resistência, rigidez e viabilidade econômica [3, 8].

No Brasil, o uso de perfis tubulares cresceu com demandas por estruturas leves e rápidas, como nas obras da Copa de 2014 e das Olimpíadas de 2016. Contudo, as normas técnicas ainda não contemplam adequadamente perfis de paredes esbeltas, comuns no país devido às menores exigências de sobrecarga. Embora existam formulações para ligações entre colunas CHS e vigas laminadas, são escassos os estudos envolvendo vigas compostas por perfis formados a frio (PFF), amplamente utilizadas em galpões e edificações de médio porte. Essa lacuna motivou esta pesquisa, que investiga o comportamento de ligações soldadas tipo T entre colunas CHS de paredes esbeltas (classes 3 e 4) e vigas I compostas por PFF tipo U.

O estudo foi realizado por meio de modelagem numérica no ANSYS 18.2 [10], validada por dados experimentais da literatura, seguida de estudo paramétrico para avaliação de formulações existentes para determinação da capacidade resistente da ligação, como também sua rigidez rotacional inicial.

### 1.1 Dimensionamento de ligações entre colunas CHS e viga de seção I

As normas e os guias EN 1993-1-8 [11, 12], NBR 16239 [13], CIDECT - Design Guide 1 [14] e ISO 14346 [15] tratam da resistência de ligações soldadas entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I, considerando o modo de falha por plastificação da face da coluna. Essas normas utilizam modelos baseados no comportamento de placas transversais e dados experimentais, com variações nos critérios de resistência (pico ou deformação), fatores de correção e expressões empíricas. Na Tabela 1 são apresentadas as formulações para determinação da capacidade resistente para estas normas, considerando ligações tipo T e tipo X.

Tabela 1 - Formulações para falha de plastificação da face ou da seção da coluna

| | **EN 1993-1-8 [11]**<br>**NBR 16239 [13]** | **ISO 14346 [15]**<br>**CIDECT–1 [14]** | **EN 1993-1-8 [12]** |
|---|---|---|---|
| $\mathbf{M_{1.Rk}}$: | $Q_{ub} k_p f_{y0} t_0^2 \, h_1$ | $Q_{ub} Q_f \, f_{y0} t_0^2 \, h_1$ | $Q_{ub} Q_f \, C_f f_{y0} t_0^2 (h_1 - t_1)$ |
| $\mathbf{Q_{ub}}$ | $\frac{Q_u}{(1 + 0{,}25\eta)}$ | $\frac{Q_u}{(1 + 0{,}4\eta)}$ | $\frac{Q_u}{(1 + 0{,}4\eta)}$ |
| $\mathbf{Q_{u,T}}$: | $4{,}0(1+5{,}0\beta^2)(1+0{,}25\eta)$ | $2{,}2(1+6{,}8\beta^2)(1+0{,}4\eta)\gamma^{0{,}2}$ | $2{,}3(1 + 3\beta^2)(1 + 0{,}4\eta)\gamma^{0{,}35}$ |

Para garantir a segurança e a funcionalidade das ligações, é essencial respeitar as condições de validade estabelecidas pelas normas de dimensionamento, que consideram relações geométricas e propriedades dos materiais. Este trabalho analisa as condições aplicáveis às ligações entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I. A Tabela 2 resume os limites definidos pelas normas EN 1993-1-8 [11, 12], NBR 16239 [13], CIDECT - Design Guide 1 [14] e ISO 14346 [15]**,** destacando restrições como: seções compactas (classes 1 ou 2), espessura mínima dos perfis, proporções geométricas (β e η), limites para o parâmetro $2\gamma$ e tensão de escoamento máxima dos materiais. As normas não contemplam perfis de seções esbeltas (classes 3 ou 4), evidenciando a relevância desta pesquisa para aprofundar o entendimento sobre o comportamento dessas ligações fora dos limites convencionais.

Tabela 2 – Condições de validade para capacidade resistente da ligação.

| | | **EN 1993-1-8 [11]**<br>**NBR 16239 [13]** | **ISO 14346 [15]**<br>**CIDECT–1 [14]** | **EN 1993-1-8 [12]** |
|---|---|---|---|---|
| **Espessuras mínima dos perfis tubulares** | | 2,5 mm | 1,5 mm | 1,5 mm |
| $\boldsymbol{\beta}$ $(\boldsymbol{b_1/d_0})$ | | $0{,}4 \leq \beta \leq 1{,}0$ | $0{,}4 \leq \beta \leq 1{,}0$ | $0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}0$ |
| $\boldsymbol{\eta}$ $(\boldsymbol{h_1/d_0})$ | | $\eta \leq 4$ | $1 \leq \eta \leq 4$ | $0{,}6 \leq \eta \leq 2{,}5$ |
| **Coluna** | Tração | $2\gamma \leq 50$ (tipo T) | $2\gamma \leq 50$ (tipo T) | $2\gamma \leq 50$ (tipo T) |
| | Compressão | $2\gamma \leq 50$ (tipo T)* | $2\gamma \leq 50$ (tipo T)* | $2\gamma \leq 50$ (tipo T)* |
| **Viga** | Tração | - | - | - |
| | Compressão | - | Classe 1 ou 2 | Classe 1 ou 2 |
| **Tensão de escoamento perfis tubulares** | | $f_y \leq 450$ MPa | $f_{y1} \leq f_{y0}$<br>$f_y \leq 0{,}8\, f_u$ | $f_{y1} \leq f_{y0}$<br>$f_y \leq 0{,}8\, f_u$ |

* Colunas CHS classe 1 ou classe 2.

**1.2 Determinação da rigidez rotacional inicial**

Embora as normas e guias internacionais apresentem formulações para determinação da capacidade resistente de ligações soldadas entre colunas CHS e vigas de seção I em elementos de paredes não

esbeltas, essas diretrizes não fornecem métodos para estimativa da rigidez rotacional inicial da ligação. Essa lacuna tem motivado pesquisas contínuas sobre o tema.

Dentre os estudos relevantes, destacam-se os trabalhos de Kurobane et al. [16] e Di Benedetto et al. [17], que propuseram equações para estimativa da rigidez em ligações soldadas tipo T entre colunas CHS e vigas I, conforme apresentado nas Equações 1 e 2, respectivamente.

$$S_{i,Kurobane} = \frac{1.9\ E\ t_0\ (2\gamma)^{-0.7}\ (\beta)^{1.3}\ \left(h_1 - t_f\right)^2}{2} \quad (1)$$

Onde $E$ é o módulo de elasticidade do aço, $2\gamma$ é a relação diâmetro-espessura da coluna ($d_o/t_o$), β é a relação entre a largura da viga e o diâmetro da coluna ($b_1/d_o$), $h_1$ é a altura da viga e $t_f$ é a espessura da mesa da viga.

$$S_{i,Benedetto} = \frac{E t_0 (h_b - t_{bf})^2}{\frac{4(1+\nu)}{\pi}\beta_v \eta + \frac{\gamma \xi_f}{a}} \quad (2)$$

Onde $h_b$ é a altura da viga, $t_{bf}$ é a espessura da mesa da viga, $\nu$ é o coeficiente de Poisson, $\beta_v$ é um fator de redução que considera o efeito benéfico do cisalhamento na coluna, $\eta$ representa a razão entre a altura da viga e o diâmetro da coluna ($h_b/d_0$), $\xi_f$ denota a razão entre a espessura da coluna e a espessura da mesa da viga ($t_0/t_{bf}$), e $a$ é um coeficiente calibrado com base em resultados numéricos, adotando o valor de 1,33.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de investigar o comportamento estrutural das ligações entre as colunas CHS e as vigas tipo I-PFF, foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais utilizando o software ANSYS 18.2 [10], por meio da linguagem APDL (*Ansys Parametric Design Language*). Os modelos numéricos inicialmente reproduziram ensaios experimentais disponíveis na literatura, especificamente os realizados por Reis [8], que estudou ligações uniplanares do tipo T entre colunas CHS e vigas I com colunas de seções não esbeltas (classes 1 e 2). A partir dessa base, foram analisados os tipos de elementos finitos, as propriedades mecânicas e geométricas, as condições de contorno e a discretização da malha, com o intuito de calibrar e validar o modelo numérico em relação aos resultados experimentais.

A partir do modelo-base validado, foi realizada a parametrização das variáveis e estudar o comportamento das ligações entre colunas CHS e vigas de seção I formadas pela associação de PFF para colunas de paredes esbeltas (classe 3 e 4). Ressalta-se que não foram encontrados na literatura estudos experimentais que abordem especificamente essas condições, evidenciando a relevância da presente análise numérica para aprofundar o entendimento desse tipo de ligação estrutural.

### 2.2 Modelo de elementos finitos

A análise numérica foi realizada por meio do método dos elementos finitos, utilizando o software comercial ANSYS 18.2 [10], ferramenta amplamente empregada em investigações e análises estruturais. Para tanto, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional, o qual foi validado mediante a comparação de seus resultados com os obtidos em ensaios experimentais conduzidos por Reis [8] sobre

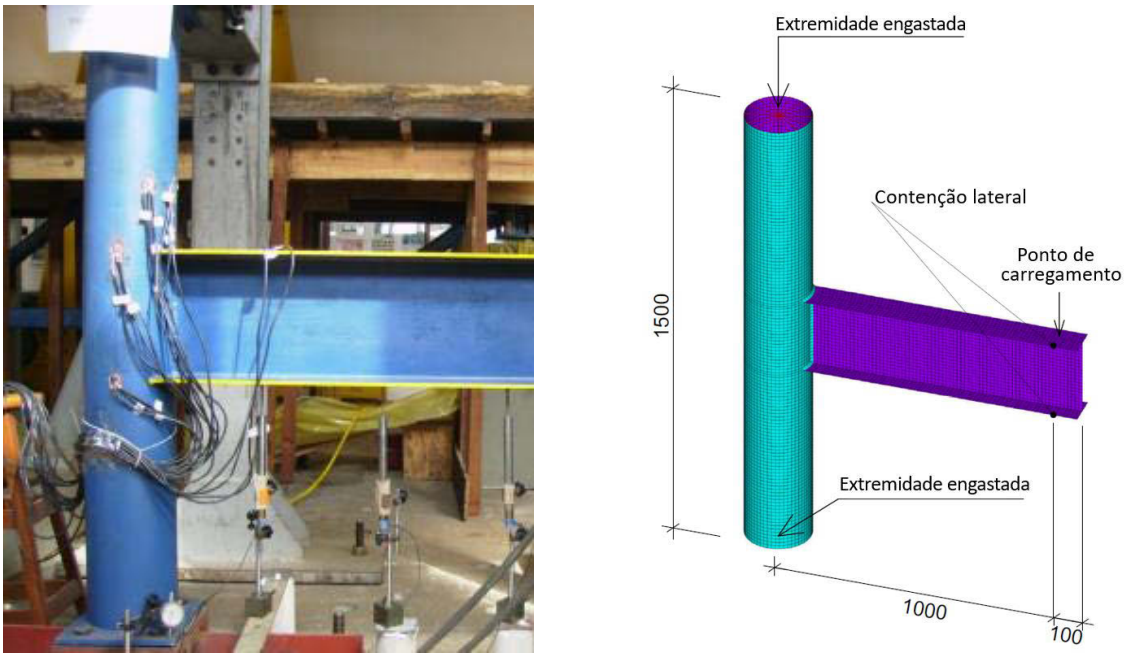
ligações soldadas do tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) e vigas de seção I. Reis [8] analisou dois protótipos idênticos, cujas características geométricas e propriedades dos materiais utilizados nos modelos experimentais empregados na validação estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades geométricas e de materiais dos ensaios

| **Coluna CHS** | | | **Viga de seção I** | | | | | **Solda** | | **Parâmetros não dimensionais** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d_0$ [mm] | $t_0$ [mm] | $f_y$ [MPa] | $h_1$ [mm] | $b_1$ [mm] | $t_1$ [mm] | $t_w$ [mm] | $f_y$ [MPa] | a [mm] | $f_y$ [MPa] | $\beta$ ($b_1/d_0$) | $2\gamma$ ($d_o/t_0$) | $\eta$ ($h_1/d_0$) |
| 219,1 | 8,2 | 385,0 | 251,0 | 101,0 | 5,3 | 4,8 | 345,0 | 7,95 | 2000 | 0,46 | 26,72 | 1,15 |

A fim de reproduzir os resultados experimentais reportados por Reis [8], a simulação foi configurada com um comprimento total da coluna de 1500 mm e um comprimento da viga de seção I de 1100 mm. Uma restrição lateral foi aplicada à viga a 1000 mm do eixo da coluna de seção circular (CHS). O ponto de aplicação da carga, correspondente ao deslocamento, foi posicionado a 1000 mm do eixo da coluna. As condições de contorno foram modeladas como apoios fixos nas extremidades da coluna, com todas as conexões rigidamente vinculadas por meio da ferramenta de acoplamento. As características geométricas dos modelos estão representadas na Figura 1.

Figura 1 - Propriedades geométricas dos modelos: (a) análise experimental, Reis [8]**;** (b) modelo numérico, dimensões em mm.




(a) (b)

Foi realizada uma análise estrutural não linear estática para considerar tanto a não linearidade geométrica (incluindo grandes deslocamentos e rotações), quanto a não linearidade do material. Para simular o comportamento do material, foi adotado um modelo elasto-plástico com encruamento linear, conforme

a norma EN 1993-1-5 [18]. As principais propriedades dos materiais foram definidas: o módulo de elasticidade (E) foi fixado em 200.000 MPa, o módulo tangente ($E_t$) foi considerado como E/100 [18], e o coeficiente de Poisson foi estabelecido em 0,3. A espessura da solda, determinada com base em dados experimentais, foi assumida como constante, igual a 7,95 mm. Para assegurar que a falha da ligação ocorresse ligação viga/coluna e não na solda, a resistência do material da solda foi artificialmente elevada a 2000 MPa.

A análise utilizou elementos SHELL181 para as colunas e vigas, cada um composto por quatro nós com seis graus de liberdade por nó [10]. A solda na interface entre a coluna e a viga foi modelada com elementos SOLID185, definidos por oito nós com três graus de liberdade translacional (nas direções x, y e z) [10]. Foi aplicada uma malha uniforme com tamanho de 10 mm, e a carga foi simulada por deslocamentos impostos a uma taxa constante de 0,33 mm por *substep*. A resolução das equações não lineares foi realizada por meio do método iterativo de Newton-Raphson. A análise seguiu o critério de limite de deformação proposto por Lu et al. [19], sendo finalizada quando a deformação da face da coluna ultrapassou 3% do diâmetro da coluna ($d_o$), caracterizando o estado limite último.

**2.3 Validação**

O momento resistente da ligação foi avaliado segundo o critério proposto por Lu et al. [19]. Para os modelos em que a resistência máxima na curva momento-rotação ocorre antes de uma deformação de 3%·$d_o$, o momento resistente é definido como o momento de pico. Por outro lado, para os modelos em que a resistência máxima ocorre após a deformação de 3%·$d_o$, o momento resistente é definido como o menor valor entre o momento correspondente a uma deformação de 3%·$d_o$ e 1,5 vezes o momento associado a uma deformação de 1%·$d_o$.

A rigidez rotacional inicial pode ser determinada utilizando o método da secante aplicado ao trecho linear da curva momento-rotação [16, 17, 20]. Enquanto Serrano-López et al. [21] propõem o cálculo da rigidez secante para uma rotação correspondente a até 1/3 de 1%·$d_o$, Barros et al. [22] e Oliveira [23] recomendam a adoção de um valor de referência de 1/5 de 1%·$d_o$. Nesta pesquisa, foi adotado o valor de referência de 1/5 de 1%·$d_o$. Para esse fim, foram excluídas as rotações elásticas da viga e da coluna, conforme a Equação (1):

$$\varphi_p = \varphi_t - \frac{FL_b^2}{3EI_b} - \frac{ML_c}{16EI_c} \quad (3)$$

onde: $\varphi_p$ representa a rotação plástica da ligação; $\varphi_t$ é a rotação total, calculada como a razão entre o deslocamento vertical na extremidade da viga (atuador) e o comprimento da viga entre o eixo da coluna e o atuador; *F* é a força aplicada pelo atuador na extremidade da viga; $L_b$ é o comprimento da viga entre o eixo da coluna e o atuador; *E* é o módulo de elasticidade do aço; $I_b$ e $I_c$ são os momentos de inércia da viga I e da coluna CHS, respectivamente; *M* representa o momento fletor gerado pela força do atuador em relação ao eixo da coluna; $L_c$ é o comprimento total da coluna.

Na Figura 2 e
Tabela 4, é apresentada uma comparação (validação) dos modelos numéricos com os ensaios experimentais.

Figura 2 – Resultados experimentais versus resultados do modelo numérico.

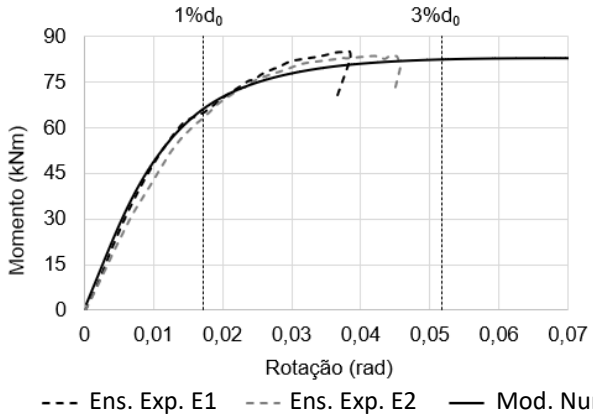



Tabela 4 – Resultados experimentais versus resultados do modelo numérico.

| Protótipo | Momento de serviço | | | Momento último | | | Rigidez rotacional inicial ($\varphi_t$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ensaio Exp. [kN.m] | Ensaio Num. [kN.m] | Erro [%] | Ensaio Exp. [kN.m] | Ensaio Num. [kN.m] | Erro [%] | Ensaio Exp. [kN.m/rad] | Ensaio Num. [kN.m/rad] | Erro (%) |
| E1 | 65,06 | 66,53 | 2,26 | 84,97 | 82,56 | 2,84 | 5105,08 | 5274,54 | 3,32 |
| E2 | 63,99 | 66,53 | 3,97 | 83,62 | 82,56 | 1,27 | 4798,93 | 5274,54 | 9,91 |

A partir da Figura 2 e da Tabela 4**,** nota-se que o modelo numérico representou o comportamento dos ensaios experimentais de Reis [8]**.** Com uma rotação de referência de 1% do diâmetro da coluna ($d_0$), observou-se uma diferença máxima de 3,97% entre o momento solicitante do modelo numérico e o ensaio experimental. Quanto ao momento máximo resistente, a diferença foi de 2,84% para o ensaio E1 e de 1,27% para o ensaio E2. Em ambos os experimentos, considerou-se como referência o momento máximo de pico, já que os ensaios foram interrompidos antes de atingir a rotação de referência de 3% do diâmetro da coluna ($d_0$). Em relação a rigidez rotacional inicial, o erro máximo foi de 9,91% para o ensaio E2 e de 3,32% para o ensaio E1.

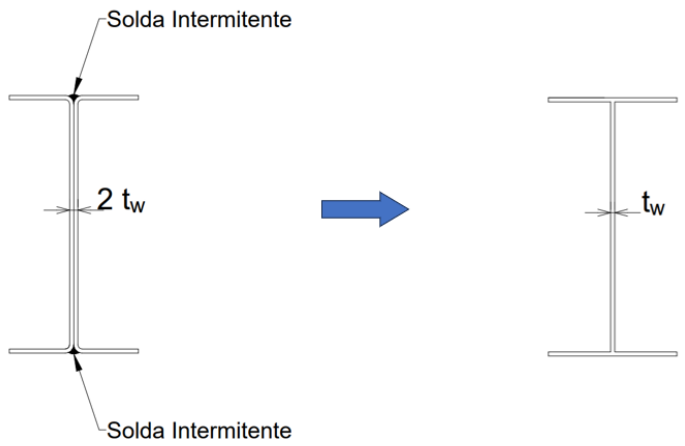
Ao avaliar os resultados experimentais com base no critério proposto por Lu et al. [19]**,** conclui-se que o Estado Limite Último governa a capacidade resistente da ligação. Os resultados demonstram que o modelo numérico proposto representa com precisão o comportamento observado nos ensaios experimentais.

**2.4 Análise paramétrica**

A partir do modelo numérico validado pelo ensaio experimental de Reis [8], um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo de avaliar o comportamento da ligação viga-coluna considerando a utilização de colunas CHS de paredes esbeltas (classe 3 e classe 4) e vigas de seção transversal I formadas por PFF por meio da união de perfis tipo U simples. Este estudo paramétrico levou em consideração variações da esbeltez da seção transversal tubular ($2\gamma$), da relação entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna ($\beta$) e da relação entre a altura da viga e o diâmetro da coluna ($\eta$).

As vigas metálicas de seção transversal tipo I, formadas por PFF pela união de perfis tipo U simples, são produzidas por soldas longitudinais intermitentes localizadas apenas nas bordas externas das almas das vigas (Figura 3). De acordo com a NBR 14762 [24], esse tipo de solda não é capaz de solidarizar as duas almas em um único elemento, sendo este perfil dimensionado considerando o comportamento isolado de cada alma. Portanto, no modelo numérico foi considerada somente uma espessura de alma (Figura 3).

Figura 3 – Seção transversal real versus seção transversal do modelo numérico




Foram investigadas colunas CHS com diâmetros externos ($d_o$) de 200 mm. Analisaram-se duas espessuras de coluna ($t_o$), 3,00 mm e 3,75 mm, podendo classificar as seções analisadas como esbeltas (classe 3 ou 4), e com o parâmetro geométrico $2\gamma$ fora do limite estabelecido pela norma EN 1993-1-8 [12]. As alturas das vigas ($h_1$ ) variaram de 200 mm a 400 mm, em incrementos de 100 mm, resultando em três alturas distintas. As larguras das mesas ($b_1$) variaram de 100 mm a 170 mm, com incrementos de 35 mm, totalizando três diferentes larguras. Para todas as vigas, foi considerada uma espessura constante de 4,75 mm, classificando a mesa e a alma como elementos não esbeltos (classe 1 ou 2).

Ao todo, foram desenvolvidos 18 modelos numéricos, abrangendo valores de β entre 0,50 e 0,85; η entre 1,0 e 2,0; e $2\gamma$ entre 53,33 e 66,67. Para as colunas, foi adotado um aço Classe C, conforme a NBR 8261 [25], com uma tensão de escoamento ($f_y$) de 317 MPa. Para as vigas, foi utilizado um aço do tipo CIV 300, com uma tensão de escoamento de 300 MPa. As soldas foram atribuídas com espessura constante igual a 1,5 vezes a espessura da coluna ($t_o$), em conformidade com a NBR 16239 [13]. As demais propriedades geométricas e dos materiais foram mantidas conforme o modelo validado com base em Reis [8].

Na Tabela 5 é apresentado um resumo das características geométricas dos 18 modelos numéricos. Foi adotada a nomenclatura $d_0_t_0_b_1_h_1$, em que $d_0$ representa o diâmetro da coluna, $t_0$ é a espessura da coluna, $b_1$ é a largura da mesa da viga e $h_1$ a altura da viga.

Tabela 5 – Propriedades geométricas dos modelos numéricos

| Nomenclatura | Coluna (CHS) | | | Viga de seção I [a] | | | Parâmetros adimensionais | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d_0_t_0_b_1_h_1$ | $d_0$ [mm] | $t_0$ [mm] | $h_1$ [mm] | $b_1$ [mm] | $t_1$ [mm] | $t_w$ [b] [mm] | $\beta$ ($b_1/d_0$) | 2g ($d_0/t_0$) | $\eta$ ($h_1/d_0$) |
| **200_3,75_100_200** | 200,0 | 3,75 | 200 | 100 | 4,75 | 4,75 | 0,50 | 53,33 | 1,0 |
| **200_3,75_100_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_3,75_100_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |
| **200_3,75_135_200** | 200,0 | 3,75 | 200 | 135 | 4,75 | 4,75 | 0,68 | 53,33 | 1,0 |
| **200_3,75_135_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_3,75_135_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |
| **200_3,75_170_200** | 200,0 | 3,75 | 200 | 170 | 4,75 | 4,75 | 0,85 | 53,33 | 1,0 |
| **200_3,75_170_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_3,75_170_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |
| **200_3,00_100_200** | 200,0 | 3,00 | 200 | 100 | 4,75 | 4,75 | 0,50 | 66,67 | 1,0 |
| **200_ 3,00_100_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_ 3,00_100_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |
| **200_ 3,00_135_200** | 200,0 | 3,00 | 200 | 135 | 4,75 | 4,75 | 0,68 | 66,67 | 1,0 |
| **200_ 3,00_135_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_ 3,00_135_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |
| **200_ 3,00_170_200** | 200,0 | 3,00 | 200 | 170 | 4,75 | 4,75 | 0,85 | 66,67 | 1,0 |
| **200_ 3,00_170_300** | | | 300 | | | | | | 1,5 |
| **200_ 3,00_170_400** | | | 400 | | | | | | 2,0 |

[a] Perfil I composto pela associação de dois perfis do tipo U

[b] Para todos os perfis I foi considerada a alma formada por apenas uma das duas chapas associadas.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos momentos fletores resistentes, obtidos a partir dos modelos numéricos desenvolvidos no estudo paramétrico foram comparados com as formulações teóricas previstas pelas normas NBR 16239 [13], ISO 14346 [15] e EN 1993-1-8 [12]. Essa comparação teve como objetivo avaliar a aderência entre os valores numéricos simulados e as previsões analíticas das referidas normativas quanto à resistência das ligações estudadas. A título de comparação, para todas as normas foram considerados valores de cálculo.

Além disso, os valores de rigidez rotacional inicial obtidos nos modelos numéricos também foram confrontados com as expressões propostas por Kurobane et al. [16] e Di Benedetto et al. [17], visando validar o comportamento da rigidez da ligação frente a diferentes metodologias analíticas disponíveis na literatura. Nas Tabelas 6 e 7 são apresentados estes resultados, respectivamente.

Tabela 6 - Resumo dos resultados do estudo paramétrico – Momentos fletores (kN.m)

| Protótipo ($d_0$_$t_0$_$b_1$_$h_1$) | Numérico | | | NBR 16239 | | ISO 14346 | | EN 1993-1-8 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{1\%d0}$ | $M_{3\%d0}$ | $M_{r,num}$ | $M_{1rd}$ | $\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$ | $M_{1rd}$ | $\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$ | $M_{1rd}$ | $\frac{M_{1rd}}{M_{r,num}}$ |
| **200_3,75_100_200** | 16,16 | 15,68 | 16,22* | 8,02 | 0,49 | 10,21 | 0,63 | 11,06 | 0,68 |
| **200_3,75_100_300** | 22,15 | 23,1 | 23,47* | 12,04 | 0,51 | 15,32 | 0,65 | 16,72 | 0,71 |
| **200_3,75_100_400** | 27,41 | 31,14 | 31,57* | 16,05 | 0,51 | 20,42 | 0,65 | 22,38 | 0,71 |
| **200_3,75_135_200** | 23,98 | 24,16 | 24,38* | 11,69 | 0,48 | 15,68 | 0,64 | 15,08 | 0,62 |
| **200_3,75_135_300** | 32,48 | 34,79 | 35,06* | 17,54 | 0,50 | 23,51 | 0,67 | 22,80 | 0,65 |
| **200_3,75_135_400** | 39,95 | 45,36 | 45,72* | 23,38 | 0,51 | 31,35 | 0,69 | 30,53 | 0,67 |
| **200_3,75_170_200** | 35,23 | 37,34 | 37,34 | 16,45 | 0,44 | 22,37 | 0,60 | 20,01 | 0,54 |
| **200_3,75_170_300** | 48,25 | 53,69 | 53,80* | 24,67 | 0,46 | 33,55 | 0,62 | 30,26 | 0,56 |
| **200_3,75_170_400** | 59,02 | 68,51 | 68,82* | 32,9 | 0,48 | 44,73 | 0,65 | 40,51 | 0,59 |
| **200_3,00_100_200** | 10,98 | 10,9 | 11,25* | 5,14 | 0,46 | 6,83 | 0,61 | 7,65 | 0,68 |
| **200_ 3,00_100_300** | 15,17 | 15,78 | 16,22* | 7,7 | 0,47 | 10,25 | 0,63 | 11,57 | 0,71 |
| **200_ 3,00_100_400** | 18,92 | 21,08 | 21,63* | 10,27 | 0,47 | 13,67 | 0,63 | 15,49 | 0,72 |
| **200_ 3,00_135_200** | 16,67 | 17,07 | 17,39* | 7,48 | 0,43 | 10,37 | 0,60 | 10,35 | 0,60 |
| **200_ 3,00_135_300** | 22,7 | 24,32 | 24,73* | 11,22 | 0,45 | 15,56 | 0,63 | 15,65 | 0,63 |
| **200_ 3,00_135_400** | 28,18 | 31,52 | 32,03* | 14,96 | 0,47 | 20,75 | 0,65 | 20,95 | 0,65 |
| **200_ 3,00_170_200** | 25,46 | 26,89 | 27,00* | 10,53 | 0,39 | 14,97 | 0,55 | 13,85 | 0,51 |
| **200_ 3,00_170_300** | 34,88 | 38,39 | 38,69* | 15,79 | 0,41 | 22,45 | 0,58 | 20,94 | 0,54 |
| **200_ 3,00_170_400** | 43,03 | 48,72 | 49,23* | 21,06 | 0,43 | 29,93 | 0,61 | 28,03 | 0,57 |
| **Média** | | | | | **0,471** | | **0,631** | | **0,642** |
| **Coeficiente de Variação (CoV - %)** | | | | | **7,314** | | **4,962** | | **10,184** |

* Momento resistente último determinado pelo momento de pico.

A partir da Tabela 6, observa-se que os momentos resistentes obtidos pelos modelos numéricos foram superiores aos valores calculados com base nas formulações de dimensionamento propostas pelos guias de projeto e normas analisadas. A menor diferença foi registrada para o modelo 200_3,00_100_400, cujo momento resistente no modelo numérico foi de 21,63 kNm, enquanto o valor calculado pela norma EN 1993-1-8 [12] foi de 15,49 kNm, uma diferença de 39,7%. Por outro lado, a maior discrepância ocorreu no modelo 200_3,00_170_200, em que o valor numérico foi de 27,00 kNm, comparado a 10,53 kNm segundo a NBR 16239 [13], representando uma diferença de 156,4%.

Observa-se, em todos os casos analisados, uma tendência em que menores valores do parâmetro η (isto é, menores valores de $h_1$) estão associados a maiores discrepâncias entre os resultados numéricos e os previstos pelas formulações. Além disso, à medida que o parâmetro $2\gamma$ aumentou (indicando menores espessuras), a dispersão entre os resultados também se intensificou.

Ao analisar a relação entre os resultados de momento fletor resistente obtidos pelo modelo numérico e os obtidos pelas formulações prescritas pela NBR 16239 [13], percebe-se que os valores numéricos foram, em média, 112,4% superiores, com um coeficiente de variação de 7,31%, para os modelos com vigas compostas por perfis do tipo U simples (I-PFF). Além disso, observou-se que, à medida que o parâmetro β aumentou, a diferença entre os resultados também aumentava. No entanto, para o parâmetro η, esse efeito foi inverso, diminuindo a diferença.

Em relação à ISO 14346 [15], a comparação entre os momentos fletores obtidos pelo ensaio numérico e pela formulação da norma mostrou que, em média, os valores do ensaio numérico foram 59,9%

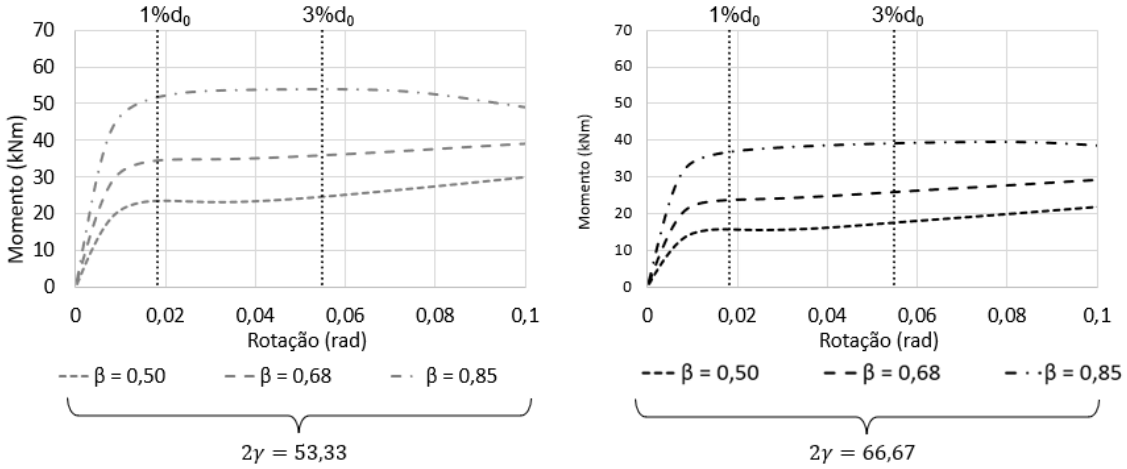
superiores, com um coeficiente de variação de 4,96%. A variação dos parâmetros adimensionais mostrou a mesma tendência observada para a NBR 16239 [13].

Quando se analisam os resultados numéricos em comparação com os obtidos pela formulação proposta pelo EN 1993-1-8 [12], observa-se a mesma tendência de comportamento com a variação dos parâmetros adimensionais ($2\gamma$, β e η). Os valores do ensaio numérico foram 60,5% superiores, com um coeficiente de variação de 10,18%.

Desta forma, pode-se concluir que a formulação proposta pela ISO 14346 [15] foi a que apresentou resultados mais próximos aos dos ensaios numéricos realizados, embora ainda houvesse uma diferença mínima de 45,8% em relação aos resultados numéricos. No entanto, nenhuma das equações disponíveis na literatura foi capaz de estimar de forma realista o momento resistente da ligação entre colunas CHS de parede esbelta e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U simples. Esse resultado era esperado, considerando que o intervalo de validação dessas formulações se aplica a colunas CHS de paredes não esbeltas.

Com relação ao critério de falha, pode-se observar que, para a maioria dos modelos numéricos, excluindo o protótipo 200_3,75_170_200, o momento resistente foi determinado pelo momento de pico. Ou seja, a ligação atinge um valor máximo de resistência e posteriormente sua capacidade resistente decai. Para uma análise mais criteriosa deste comportamento, na Figura 4 são apresentados os gráficos de momento-rotação para todos os protótipos com a altura da viga ($h_1$) igual a 300 mm.

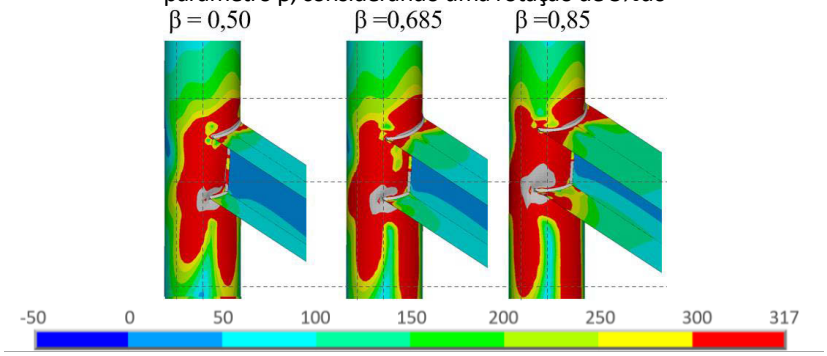
Figura 4 – Momento-rotação – Protótipos com $h_1$ = 300 mm




Conforme ilustrado na Figura 4, observa-se que, em todos os modelos com β igual a 0,50 e 0,68, houve um aumento na rigidez da ligação após o início da fase plástica. No entanto, para os modelos com β de 0,85, esse incremento de rigidez é menos pronunciado ou inexistente. Esse fenômeno pode ser explicado pelo efeito membrana, que se manifesta após a formação das rótulas plásticas na zona de escoamento, sendo mais predominante em ligações com valores menores de β, onde a concentração das tensões solicitantes se localiza na face frontal da ligação. Os estudos de Kato e Nishiyama [26] e Kim e Lee [27] corroboram esses achados, demonstrando que o ganho de rigidez devido ao efeito membrana é mais evidente em relações de β menores. Além disso, de acordo com Bittencourt et al. [28], em ligações com perfis tubulares de parede fina, a rigidez rotacional inicial da ligação não se esgota com o início do escoamento, podendo alcançar valores elevados devido aos efeitos de membrana.

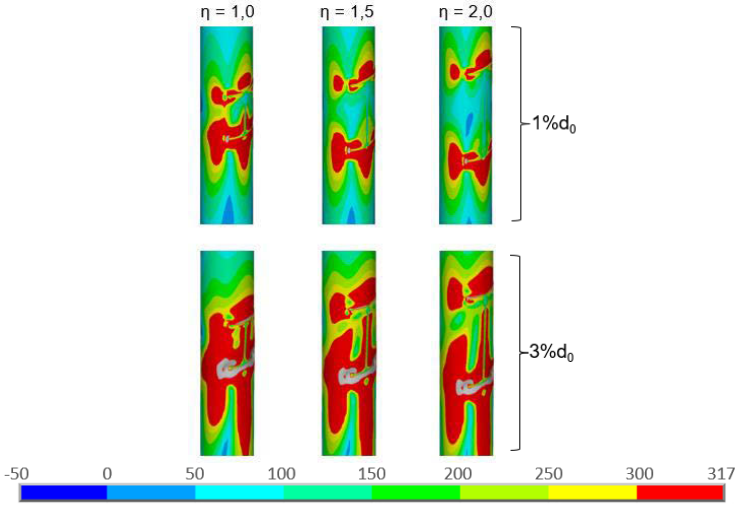
A análise da Tabela 6 e a Figura 4 indica que a capacidade resistente da ligação viga/coluna aumenta com a elevação do parâmetro β. Esse comportamento é atribuído à maior distribuição das tensões solicitantes ao longo da face da coluna, resultando em uma elevação da capacidade de carga da ligação. A Figura 5 complementa essa observação ao ilustrar a influência de diferentes valores de β na distribuição das tensões. Essa tendência está em conformidade com o comportamento previsto pelas equações de dimensionamento estabelecidas nas normas técnicas e guias de projeto analisados.

Figura 5 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos com d0=200 mm, t0=3,75 mm, h1=200 mm e variação do parâmetro β, considerando uma rotação de 3%d0




Na Figura 6, são apresentadas as tensões de Von Mises para todos os protótipos com diâmetro da coluna ($d_0$) igual a 200,0 mm, espessura da coluna ($t_0$) igual a 3,75 mm e largura da mesa ($b_1$) igual a 135 mm, considerando uma rotação de 1%$d_0$ e 3%$d_0$.

Figura 6 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos MOD2, considerando uma rotação de 1% $d_0$ e 3%$d_0$




Ao se analisar a influência do parâmetro η, observa-se que, para valores reduzidos (η = 1,0), há tendência de sobreposição das tensões geradas pela mesa comprimida com aquelas oriundas da mesa tracionada na face da coluna. Esse comportamento justifica os limites mínimos de η estabelecidos por normas e guias

de projeto. Por outro lado, para valores elevados de η, o aumento desse parâmetro não resultou em ampliação significativa da área solicitada na face da coluna.

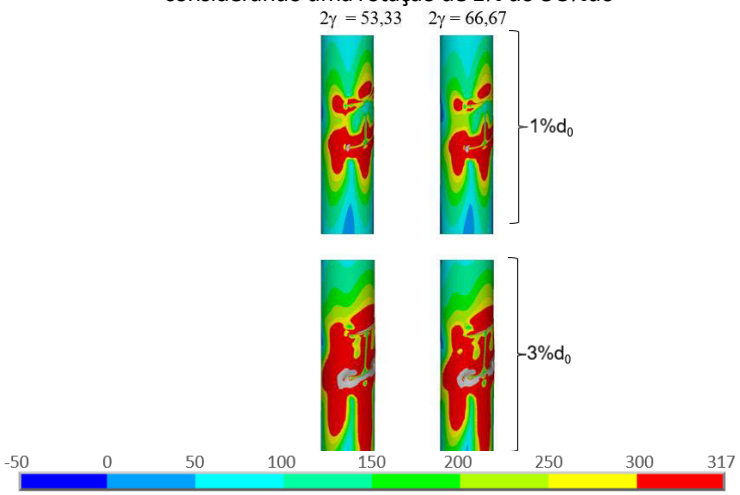
Dessa forma, conclui-se que o aumento da capacidade resistente da ligação, verificado na Tabela 6 com o incremento de η, está diretamente associado ao aumento do braço de alavanca entre as mesas da viga ($h_1$), e não à ampliação da área efetiva de transferência de esforços. Essa interpretação é coerente com as equações de dimensionamento do momento resistente propostas por normas e guias internacionais, como a ISO 14346 [15], a NBR 16239 [13], o EN 1993-1-8 [12] e o CIDECT Design Guide nº 1 [14], nas quais o momento resistente depende do braço de alavanca ($h_1$), sem dependência direta do valor de η.

Ainda com base na Figura 6, observa-se que, para maiores valores de η, a distribuição de tensões permanece concentrada na região de contato entre a mesa da viga e a face da coluna — local de transmissão dos maiores momentos fletores. Isso indica que a alma da viga tem influência limitada na capacidade resistente da ligação.

Em relação ao parâmetro $2\gamma$, seu aumento resultou em uma redução do momento resistente da ligação. Esse resultado era esperado, dado que as espessuras das vigas utilizadas nos modelos numéricos eram maiores que as espessuras das colunas CHS. Portanto, era previsto que a falha da ligação ocorreria na coluna, como confirmado pelos resultados obtidos. Assim, à medida que o parâmetro $2\gamma$ aumentou, a esbeltez da seção da coluna aumentou correspondentemente. Além disso, considerando que o diâmetro da coluna ($d_o$) foi constante de 200 mm, o aumento do parâmetro $2\gamma$ significa na diminuição da espessura da coluna. Ou seja, diminuição do material resistente, levando a uma resistência diminuída. Essa observação é respaldada pela análise das equações de dimensionamento das normas e guias de projeto estudadas, onde a espessura da coluna ($t_0$) influência diretamente na capacidade resistente da ligação viga/coluna.

A Figura 7 mostra as tensões de von Mises para protótipos com uma largura de mesa de 135 mm e uma altura de viga de 300 mm, com a variação do parâmetro $2\gamma$, considerando uma deformação de referência de $1\%d_0$ e $3\%d_0$. À medida que $2\gamma$ aumenta, a distribuição de tensões diminui. Esse fato pode ser explicado por uma possível tendência à plastificação localizada, com amassamento localizado e redução da capacidade resistente da ligação.

Figura 7 – Análise de tensões de Von Mises para os protótipos com $b_1$ = 200 mm, $h_1$ = 300 mm e variação do parâmetro $2\gamma$, considerando uma rotação de 1% d0 e 3%d0



Analisando os gráficos da Figura 4, observa-se que o ganho de capacidade resistente após a deformação de referência de 1%·$d_0$ é mínimo. Considerando também as tensões de von Mises correspondentes a essa deformação, apresentadas nas Figuras 6 e 7, conclui-se que há escoamento localizado na região de contato entre as mesas da viga e a face da coluna. Dessa forma, infere-se que ocorre uma falha localizada, caracterizada por escoamento e amassamento da coluna. Esse comportamento é compatível com as propriedades dos perfis de seção esbelta (classes 3 e 4), nos quais a falha localizada tende a ocorrer antes do escoamento global da seção. Assim justificando a discrepância entre os resultados obtidos pelos modelos numéricos em relação às formulações normativas estudadas, uma vez que elas foram elaboradas para elementos de seções não esbeltas (classe 1 e 2).

Por fim, conduziu-se uma análise relacionada à rigidez rotacional inicial dos modelos numéricos. Dado que as normas e guias de projetos estudados não sugerem formulações para estimar a rigidez da ligação, os valores obtidos através dos modelos numéricos foram comparados com as equações propostas por Kurobane *et. Al.* [16] e Di Benedetto *et al.* [17]. A determinação da rigidez rotacional inicial dos modelos numéricos foi realizada utilizando o método da secante, conforme proposto no EM 1993-1-8 [12]. Na Tabela 7 é apresentado um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 7 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico – Rigidez rotacional inicial.

| Protótipo ($d_0$_$t_0$_$b_1$_$h_1$) | $k_{num.}$ (kN.m/rad) | $k_{Benedetto}$ (kN.m/rad) | $K_{Kurobane}$ (kN.m/rad) | $K_{Ben.}/k_{num.}$ | $K_{Kur.}/k_{num.}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 200_3,75_100_200 | 1485,24 | 1658,96 | 681,91 | 1,12 | 0,46 |
| 200_3,75_100_300 | 2481,74 | 3675,31 | 1559,29 | 1,48 | 0,63 |
| 200_3,75_100_400 | 3702,93 | 6426,3 | 2794,41 | 1,74 | 0,75 |
| 200_3,75_135_200 | 2233,99 | 1658,96 | 1017,02 | 0,74 | 0,46 |
| 200_3,75_135_300 | 3653,82 | 3675,31 | 2325,56 | 1,01 | 0,64 |
| 200_3,75_135_400 | 5380,82 | 6426,3 | 4167,65 | 1,19 | 0,77 |
| 200_3,75_170_200 | 3302,55 | 1659,48 | 1359,29 | 0,50 | 0,41 |
| 200_3,75_170_300 | 5355,49 | 3676,34 | 3108,21 | 0,69 | 0,58 |
| 200_3,75_170_400 | 7827,79 | 6427,9 | 5570,24 | 0,82 | 0,71 |
| 200_3,00_100_200 | 1050,9 | 1327,58 | 466,64 | 1,26 | 0,44 |
| 200_ 3,00_100_300 | 1747,9 | 2941,07 | 1067,04 | 1,68 | 0,61 |
| 200_ 3,00_100_400 | 2608,08 | 5142,32 | 1912,24 | 1,97 | 0,73 |
| 200_ 3,00_135_200 | 1637,35 | 1327,58 | 689,31 | 0,81 | 0,42 |
| 200_ 3,00_135_300 | 2662,9 | 2941,07 | 1576,21 | 1,10 | 0,59 |
| 200_ 3,00_135_400 | 3909,86 | 5142,32 | 2824,73 | 1,32 | 0,72 |
| 200_ 3,00_170_200 | 2539,45 | 1327,58 | 930,18 | 0,52 | 0,37 |
| 200_ 3,00_170_300 | 4071,83 | 2941,07 | 2126,98 | 0,72 | 0,52 |
| 200_ 3,00_170_400 | 5909,94 | 5142,32 | 3811,77 | 0,87 | 0,64 |
| **Média** | | | | 1,06 | 0,60 |
| **Coeficiente de Variação (CoV - %)** | | | | 39,22 | 21,18 |

Como era de se esperar, a rigidez rotacional inicial da ligação viga-coluna nos modelos numéricos estudados seguiu o comportamento da capacidade resistente. Observou-se que o aumento do

parâmetro β resultou em um aumento da rigidez. Por outro lado, o aumento do parâmetro $2\gamma$ levou a uma diminuição na rigidez dos modelos analisados.

Ao comparar os resultados de rigidez rotacional inicial calculados pela equação proposta por Di Benedetto *et al.* [17] com os valores obtidos nos modelos numéricos, observa-se que a razão entre a rigidez rotacional determinada pela referida equação e  a rigidez rotacional numérica apresentou valor médio de 1,06, com um coeficiente de variação de 39,22%. Isso indica que, embora os valores médios sejam próximos, houve uma grande dispersão nos resultados.

A análise dos parâmetros revelou que a variação nos resultados está diretamente relacionada às características geométricas avaliadas. O aumento do parâmetro η (associado a maiores valores de $h_1$) resultou em uma tendência de aumento na razão entre a rigidez rotacional calculada pela equação e a obtida numericamente. Em contrapartida, o parâmetro β apresentou comportamento oposto: seu aumento (maiores valores de $b_1$) levou a uma redução sistemática dessa razão. Com relação ao parâmetro $2\gamma$, observou-se que valores maiores (correspondentes a menores espessuras) também resultaram em uma tendência de aumento dessa razão.

Conclui-se, portanto, que a equação proposta por Di Benedetto *et al.* [17] não reproduz com fidelidade a rigidez rotacional inicial dos modelos investigados. Essa discrepância pode ser atribuída, em parte, à ausência de consideração explícita do parâmetro β na formulação original, como evidenciado tanto pela análise dos resultados (Tabela 7) quanto pela estrutura da equação apresentadas pelos autores (Equação 2).

Analisando mais detalhadamente as equações propostas por Di Benedetto *et al.* [17], percebe-se que os modelos numéricos analisados por eles, para a proposição da equação de rigidez, tiveram uma variação do parâmetro β de 0,48 a 0,73. Nos modelos com β de 0,73, a relação entre a rigidez calculada pela equação proposta e a rigidez do modelo numérico foi de 0,67. Já para o parâmetro β de 0,48, essa relação foi de 1,21. Para valores intermediários de β, essa relação situou-se entre esses dois extremos. Ou seja, a variável “a”, que foi utilizada com um valor constante de 1,33, deveria variar em função de β ou da largura da mesa da viga. Assim, verifica-se que o parâmetro β influencia no comportamento da rigidez rotacional inicial da ligação viga/coluna e que sua não consideração afeta a precisão dos resultados.

Outro ponto a considerar é que as equações propostas por Di Benedetto *et al.* [17] foram desenvolvidas levando em conta resultados de colunas CHS e vigas laminadas de seção I, com seções não esbeltas (classe 1 e 2). Assim, o fato de os protótipos numéricos serem modelados com características de elementos de parede fina (classe 3 e 4) pode influenciar os resultados. Uma vez que, elementos de parede fina tendem a sofrer instabilidade localizada antes da plastificação total do material, o que pode afetar a rigidez rotacional inicial da ligação.

Ainda de acordo com a Tabela 7, a equação proposta por Kurobane *et al.* [16] não representou adequadamente os valores de rigidez rotacional inicial obtidos na análise numérica. Verificou-se uma diferença média de 39,88% entre a razão dos resultados estimados pela equação e os numéricos, com um coeficiente de variação de 21,18%. Quanto aos parâmetros geométricos, observou-se que o aumento do parâmetro η (associado a maiores valores de $h_1$) resultou em uma tendência de aumento na razão entre a rigidez calculada teoricamente e a numérica. Em contrapartida, o parâmetro β apresentou comportamento inverso: seu aumento (maiores valores de $b_1$) levou a uma tendencia de redução dessa razão. No caso do parâmetro $2\gamma$, valores maiores (relacionados a menores espessuras) também resultaram uma redução sistemática da razão entre os resultados.

Estes resultados permitem concluir que a equação desenvolvida por Kurobane *et al*. [16] não conseguiu representar de maneira satisfatória o comportamento real da ligação nos modelos analisados. As expressivas diferenças observadas, particularmente sensíveis às variações dos parâmetros geométricos, sugerem limitações fundamentais na capacidade preditiva da formulação teórica para as configurações geométricas estudadas.

A partir da análise dos resultados obtidos neste estudo paramétrico, observa-se a necessidade de adequar as formulações propostas na literatura para determinar a capacidade resistente e estimar a rigidez rotacional inicial das ligações viga-coluna, considerando elementos com paredes esbeltas. Além disso, recomenda-se a realização de ensaios experimentais com esse tipo de ligação, uma vez que os estudos disponíveis na literatura não abrangem o uso de colunas tubulares circulares (CHS) de parede esbelta nem vigas formadas por perfis U formados a frio (PFF).

## 4 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo principal investigar o comportamento estrutural de ligações soldadas tipo T entre colunas tubulares circulares (CHS) com paredes esbeltas (classes 3 e 4) e vigas de seção I formadas pela associação de perfis U formados a frio (PFF). Com base na escassez de normativas específicas para esse tipo de ligação, especialmente quando envolve perfis de seções esbeltas, foi desenvolvida uma análise numérica utilizando o método dos elementos finitos com validação experimental prévia. A partir do modelo numérico validado, foi conduzido um estudo paramétrico com 18 configurações diferentes, variando os parâmetros geométricos de esbeltez da seção da coluna ($2\gamma$), razão entre a largura da mesa da viga e o diâmetro da coluna ($\beta$), e razão entre altura da viga e diâmetro da coluna ($\eta$).

Os resultados revelaram que as formulações existentes em normas internacionais, como: NBR 16239 [13], ISO 14346 [15], EN 1993-1-8 [12] e CIDECT Design Guide 1 [14], subestimam significativamente a capacidade resistente dessas ligações, com desvios médios superiores a 59% e, em alguns casos, chegando a 156,4%. Isso demonstra que as equações atualmente disponíveis não são adequadas para prever com precisão o comportamento estrutural de ligações envolvendo colunas CHS de paredes esbeltas conectadas a vigas formadas por PFF.

Quanto à rigidez rotacional inicial, os resultados também evidenciaram discrepâncias substanciais entre os valores obtidos numericamente e aqueles estimados pelas formulações propostas por Kurobane *et al.* [16] e Di Benedetto *et al.* [17]**,** com médias de erro de 81,2% e 6%, respectivamente, mas com coeficientes de variação elevados, indicando baixa consistência nas predições. Essas diferenças podem estar associadas à ausência de consideração do parâmetro $\beta$ nas equações e ao uso de modelos baseados em perfis de seções não esbeltas (classes 1 e 2), enquanto os modelos analisados neste trabalho tratavam de perfis de seções esbeltas (classes 3 e 4), mais suscetíveis à instabilidade localizada.

Além disso, observou-se que o aumento do parâmetro $\beta$ favorece tanto a capacidade resistente quanto a rigidez rotacional da ligação, devido à melhor distribuição das tensões na face da coluna. Por outro lado, o aumento da esbeltez da coluna ($2\gamma$) resultou em redução na capacidade resistente e na rigidez da conexão, evidenciando a influência negativa da redução de espessura nos perfis de paredes esbeltas. O parâmetro $\eta$ mostrou-se indiretamente relacionado à capacidade resistente, sendo seu efeito atribuído

principalmente ao aumento do braço de alavanca entre as mesas da viga, sem reflexo significativo na área efetiva de transferência de esforços.
Portanto, este estudo reforça a necessidade urgente de pesquisas adicionais para o desenvolvimento de diretrizes de projeto específicas para ligações entre colunas tubulares de paredes esbeltas (CHS) e vigas de seção I formadas por PFF. Considerando os desvios encontrados entre os resultados numéricos e as previsões das normas atuais, recomenda-se a elaboração de novas expressões de dimensionamento que contemplem as características particulares dessas ligações, garantindo maior segurança, otimização estrutural e aplicabilidade prática no contexto da construção metálica brasileira.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem, o apoio da FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, da CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, do CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e da UFOP – Universidade Federal de Ouro Preto, incluindo o PROPEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

**REFERÊNCIAS**

[1] R. H. Fakury, A. L. R. C. Silva, e R. B. Caldas, Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, 1 ed. São Paulo: Pearson, 2016.
[2] M. J. L. Guerra, “Estudo de ligações tipo ‘T’ com perfis tubulares de seção composta de paredes esbeltas”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto - MG, 2017. [Online]. Disponível em: www.sisbin.ufop.br
[3] A. H. M. de Araújo, A. M. Sarmanho, E. de M. Batista, J. A. V. Requena, R. H. Fakury, e R. J. Pimenta, Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de Aço, vol. 1. Belo Horizonte: Rona Editora LTDA, 2016.
[4] J. Wardenier, J. A. Packer, X.-L. Zhao, e G. J. van der VEGTE, “Hollow sections in structural applications.”, 2010, Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire - CIDECT, 2a ed.
[5] A. Kanyilmaz, “The problematic nature of steel hollow section joint fabrication, and a remedy using laser cutting technology: A review of research, applications, opportunities”, Eng Struct, vol. 183, p. 1027–1048, mar. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.080.
[6] J. Wardenier, “Hollow sections in structural applications.”, 2001, Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire - CIDECT, 1a ed.
[7] J. Wardenier, “Hollow sections joints.”, 1982, Delft University Press.
[8] S. L. F. Reis, “Análise teórico-experimental de ligações metálicas soldadas entre coluna em perfil tubular circular e viga em perfil de seção transversal ‘I’”, Universidade de Ouro Preto, Dissertação de Mestrado, Ouro Preto, 2011.
[9] M. A. Serrano-López, C. López-Colina, Y. C. Wang, M. Lozano, I. García, e F. L. Gayarre, “An experimental study of I beam-RHS column demountable joints with welded studs”, J Constr Steel Res, vol. 182, jul. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106651.
[10] ANSYS Inc., “ANSYS”, 2017, EUA: Swanson Analysis System: 18.2.

[11] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium: CEN (European Commitee for Standardization), 2005.
[12] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium: CEN (European Commitee for Standardization), 2021.
[13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. 2013.
[14] J. Wardenier, Y. Kurobane, J. A. Packer, G. J. Van Der Vegte, e X.-L. Zhao, Design Guide 1: Design guide for Circular Hollow Section (CHS) joints under predominantly static loading. CIDECT - Constrution With Hollow Steel Sections, Genebra, 2008.
[15] ISO 14346, Static design procedure for welded hollow-section joints - Recommendations. INTERNATIONAL STANDARD, 2013, p. 52.
[16] Y. Kurobane, J. A. Packer, J. Wardenier, e N. Yeomans, Design Guide 9: For structural hollow section column connections. CIDECT - Constrution With Hollow Steel Sections, TÜV-Verlag, 2004, p. 211.
[17] S. Di Benedetto, M. Latour, e G. Rizzano, "Stiffness prediction of connections between CHS tubes and externally welded I-beams: Fe analyses and analytical study", Materials, vol. 13, no 13, jul. 2020, doi: 10.3390/ma13133030.
[18] EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels, Belgium: CEN (European Commitee for Standardization), 2006.
[19] L. H. Lu, G. D. de Winkel, Y. Yu, e J. Wardenier, "Deformation limit for the strength of hollow section joints", Tubular Structures VI, p. 341–347, 1994.
[20] H. Guo, J. Xiao, H. Zhang, C. Liu, X. Sheng, e Y. Chen, "Component method and numerical investigation on the initial rotational stiffness of fillet welded rectangular hollow sections (RHS) T-joints", Structures, vol. 62, abr. 2024, doi: 10.1016/j.istruc.2024.106340.
[21] M. A. Serrano-López, C. López-Colina, Y. C. Wang, M. Lozano, e F. L. Gayarre, "Comparative behaviour of 'I beam- RHS column' joints with and without web weld", J Constr Steel Res, vol. 159, p. 330–340, ago. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.05.002.
[22] H. T. G. de Barros, M. M. de Oliveira, A. M. C. Sarmanho, e V. N. Alves, "Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections", Eng Struct, vol. 267, set. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114661.
[23] M. M. Oliveira, "Análise de ligações entre vigas de perfis i e colunas em perfis tubulares retangulares", Universidade Federal de Ouro Preto, Tese de Doutorado, Ouro Preto, 2024.
[24] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. 2010.
[25] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 8261: Tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais — Requisitos. 2019.
[26] B. Kato e I. Nishiyama, "T-joints Made of Rectangular Tubes", 5th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, p. 1–19, 1980, [Online]. Disponível em: https://scholarsmine.mst.edu/isccss/5iccfss/5iccfss-session10/3
[27] S. H. Kim e C. H. Lee, "Investigation of high-strength steel CHS X-joints loaded in compression including effect of chord stresses", Eng Struct, vol. 205, fev. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110052.
[28] M. C. Bittencourt et al., "A Numerical Analysis of Tubular Joints under Static Loading.", 2007, APCOM'07 in conjunction with EPMESC XI, Kyoto, Japan.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação.

# INFLUÊNCIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES E DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM AÇO: ESTUDO DE CASO

Matheus Miranda de Oliveira[1]
Katarine Fagundes Barbosa[2]
Ladir Antônio da Silva Júnior[3]
Lucas Roquete[4]
Vinícius Nicchio Alves[5]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[6]

**Resumo**
Este estudo analisa a influência da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento de um edifício em aço por meio de um estudo de caso. Inicialmente, um modelo estrutural de referência com pilares e vigas de perfis de seção aberta foi desenvolvido no *software* SAP2000. Em seguida, um novo dimensionamento foi realizado com pilares de perfis tubulares quadrados, permitindo a comparação dos resultados. Na segunda etapa, a edificação com pilares tubulares quadrados foi analisada considerando diferentes rigidezes de ligação (rígida, semirrígida e flexível). Para isso, um modelo numérico em elementos finitos desenvolvido no software ANSYS 18.2 e validado por Oliveira et al. (2022), foi utilizado para obter a rigidez das ligações soldadas entre colunas tubulares e vigas de seção I. A incorporação desses valores no SAP2000 possibilitou uma análise mais realista do comportamento estrutural. Os resultados indicaram que tanto a seção transversal dos pilares quanto a rigidez das ligações influenciam significativamente na deslocabilidade da estrutura. Pilares tubulares quadrados reduziram consideravelmente o peso de aço em relação aos perfis abertos. A consideração das ligações semirrígidas nos pórticos permitiu uma redistribuição dos esforços, reduzindo o momento solicitante máximo nas vigas.

**Palavras-chave**: Estrutura metálica; Perfis tubulares de aço; Rigidez; Ligações.

# INFLUENCE OF COLUMN CROSS-SECTION AND CONNECTION STIFFNESS ON THE BEHAVIOR OF STEEL BUILDINGS: A CASE STUDY

**Abstract**

This study investigates the influence of column cross-section and connection stiffness on the behavior of a steel building through a case study. Initially, a reference structural model featuring open-section profiles for columns and beams was created using SAP2000 software. Subsequently, a new design utilizing square tubular columns was developed, enabling a direct comparison of the results. In the second stage, the building with square tubular columns was evaluated under varying connection stiffness levels (rigid, semi-rigid, and flexible). A finite element numerical model, developed in ANSYS 18.2 and validated by Oliveira et al. (2022), was employed to determine the stiffness of welded connections between tubular columns and I-section beams. Incorporating these values into SAP2000 allowed for a more realistic analysis of structural behavior. The results indicated that both the column cross-section and the connection stiffness significantly influence the structural displaceability. The use of square tubular columns led to a considerable reduction in steel weight compared to open-section profiles. The inclusion of semi-rigid connections in the frames allowed relative rotation between elements, which led to a redistribution of internal forces and a reduction in the maximum bending moments in the beams.

**Keywords**: Steel Structures; Hollow sections; Stiffness; Connections.

[1]Engenheiro Civil,Doutor,Pesquisador de pós-doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[2]Engenheira Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[3]Engenheiro Civil, Doutorando,Aluno de Pós-graduação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[4]Engenheiro Civil, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São João del-Rei – Campus Alto Paraopeba, Ouro Branco, Minas Gerais, Brasil.

[5]Engenheiro de Controle e automação, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[6]Engenheira Civil, Doutora, Professora de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios em estruturas metálicas tem se consolidado como uma alternativa eficiente e moderna, especialmente para obras de médio e grande porte. Dentre as diversas vantagens associadas ao uso do aço estrutural destacam-se a elevada resistência mecânica, a leveza, a durabilidade e a rapidez na execução [1]. Além disso, o uso de softwares avançados de modelagem estrutural tem potencializado o desempenho dessas estruturas, permitindo maior precisão na análise e no dimensionamento, e facilitando o desenvolvimento de soluções otimizadas [2].

Tradicionalmente, os perfis de seção aberta, como os perfis em "I" da série W (*wide flange*), têm sido amplamente empregados na construção de edifícios metálicos [3]. Contudo, o avanço das técnicas construtivas e a busca por alternativas mais eficientes têm estimulado o uso crescente de perfis tubulares, especialmente os de seção quadrada (SHS) e retangular (RHS), em pilares estruturais. Tais seções apresentam vantagens significativas, como maior rigidez à torção, melhor desempenho frente a esforços combinados e uma estética mais limpa [4]. A geometria fechada dos perfis tubulares também proporciona economia de material e redução da área exposta para pintura anticorrosiva, características valorizadas tanto do ponto de vista técnico quanto econômico [5].

No Brasil, o uso de perfis tubulares estruturais vem ganhando destaque a partir dos anos 2000, principalmente em edifícios comerciais, passarelas e coberturas. Esses perfis podem ser fabricados por laminação a quente ou conformação a frio, e apresentam grande versatilidade de aplicação [6]. No entanto, um dos desafios associados à adoção de colunas tubulares está relacionado ao desenvolvimento de ligações estruturais adequadas. A impossibilidade de acesso ao interior do tubo inviabiliza o uso de parafusos passantes, tornando a solda a alternativa mais comum [7]. As ligações soldadas, por sua vez, demandam análise criteriosa quanto à sua rigidez e ao modo de falha, uma vez que influenciam diretamente no comportamento global da estrutura.

A rigidez rotacional das ligações viga-pilar é um dos fatores fundamentais a serem considerados no projeto de estruturas metálicas. A depender do grau de rigidez, as ligações podem ser classificadas como rígidas, flexíveis ou semirrígidas, sendo esta última a mais comum em aplicações reais [3]. Ainda assim, muitos modelos estruturais adotam premissas simplificadas, assumindo ligações perfeitamente rígidas ou perfeitamente articuladas. Essa abordagem, embora prática, pode levar a resultados distantes do comportamento real da estrutura, especialmente no que se refere à distribuição de esforços e deslocamentos.

Pesquisas recentes têm evidenciado que grande parte das ligações metálicas utilizadas em edifícios não se enquadram nos extremos de rigidez absoluta ou flexibilidade total. Em geral, essas ligações apresentam comportamento intermediário, sendo classificadas como semirrígidas. A consideração dessa semirrígidez no modelo analítico permite representar de forma mais realista a interação entre vigas e pilares, o que se reflete em melhores estimativas dos esforços solicitantes e dos deslocamentos da estrutura [8].

Destaca-se, ainda, a relevância das pesquisas recentes que vêm sendo conduzidas com foco no comportamento mecânico das ligações entre colunas tubulares e vigas de seção I. Estudos numéricos e experimentais como os desenvolvidos por Serrano-López et al. [7,9], López-Colina et al. [10], Barros et

al. [11], Souza [12], Gracia et al. [13], Oliveira et al. [14] e Oliveira [15] têm contribuído significativamente para o entendimento da rigidez inicial, dos modos de falha e capacidade resistente das ligações. Tais investigações reforçam a necessidade de incorporar modelos mais realistas e atualizados ao projeto estrutural de edifícios com perfis tubulares.

Nesse contexto, este trabalho busca contribuir para o aprofundamento da compreensão sobre a influência conjunta da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações no comportamento global de estruturas metálicas. A proposta consiste na comparação entre dois modelos estruturais de um edifício com múltiplos pavimentos: um com pilares de perfis abertos (seção “I”) e outro com pilares tubulares quadrados (SHS). Além da comparação entre diferentes seções de pilares, o estudo incorpora a avaliação de diferentes níveis de rigidez das ligações — rígidas, semirrígidas e flexíveis — utilizando modelos numéricos previamente validados por Oliveira et al. [14].

Dessa forma, este artigo está organizado em seções que abordam de forma integrada os principais aspectos da pesquisa. A Introdução apresenta o contexto, a relevância e os objetivos do estudo. A seção de Materiais e Métodos descreve o edifício avaliado, a modelagem da estrutura no SAP2000 [2] com diferentes tipos de pilares e a modelagem numérica da ligação estudada no*software* ANSYS 18.2 [16]. Em Resultados e Discussões, são analisados o comportamento estrutural, a influência da seção transversal dos pilares e da rigidez dasligações e a deslocabilidade da estrutura. Por fim, a Conclusão resume as principais descobertas, destaca implicações práticas e recomendações para projetos futuros envolvendo estruturas em aço.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Descrição do projeto

A estrutura utilizada neste estudo foi extraída do material suplementar “Projeto Integrado” do livro Estruturas de Aço, de Pfeil [3]. Foram mantidos o sistema estrutural, o posicionamento das vigas e pilares, bem como os carregamentos originais. O projeto refere-se a um edifício comercial com planta retangular, medindo 24 m de comprimento por 15 m de largura, composto por cinco pavimentos tipo, cada um contendo oito salas, conforme apresentado na Figura 1.

O sistema estrutural proposto no Projeto Integrado prevê pilares nos quatro cantos externos obrigatórios, com os demais pilares externos dispostos ao longo dos eixos alinhados às paredes, formando vãos de 8 metros. Nos eixos internos, os pilares foram distribuídos igualmente, resultando em três vãos de 5 metros. Além disso, foram inseridas vigas secundárias no sentido do maior vão, criandovãos livres de 2,5 metros para as lajes, conforme mostrado na Figura 2.

Para resistir às ações horizontais do vento, a estrutura foi concebida da seguinte forma:

- na direção longitudinal, dois pórticos localizados nas fachadas externas, com quatro pilares cada, foram dispostos para resistir a ventos incidentes na fachada menor;
- na direção transversal, foram adotados contraventamentos em “X” nos vãos centrais de 5 metros das fachadas externas, para resistir a ventos nas fachadas maiores.

Com isso, o sistema estrutural do piso, juntamente com a nomenclatura das vigas principais e secundárias, está representado nas Figuras 3e 4.

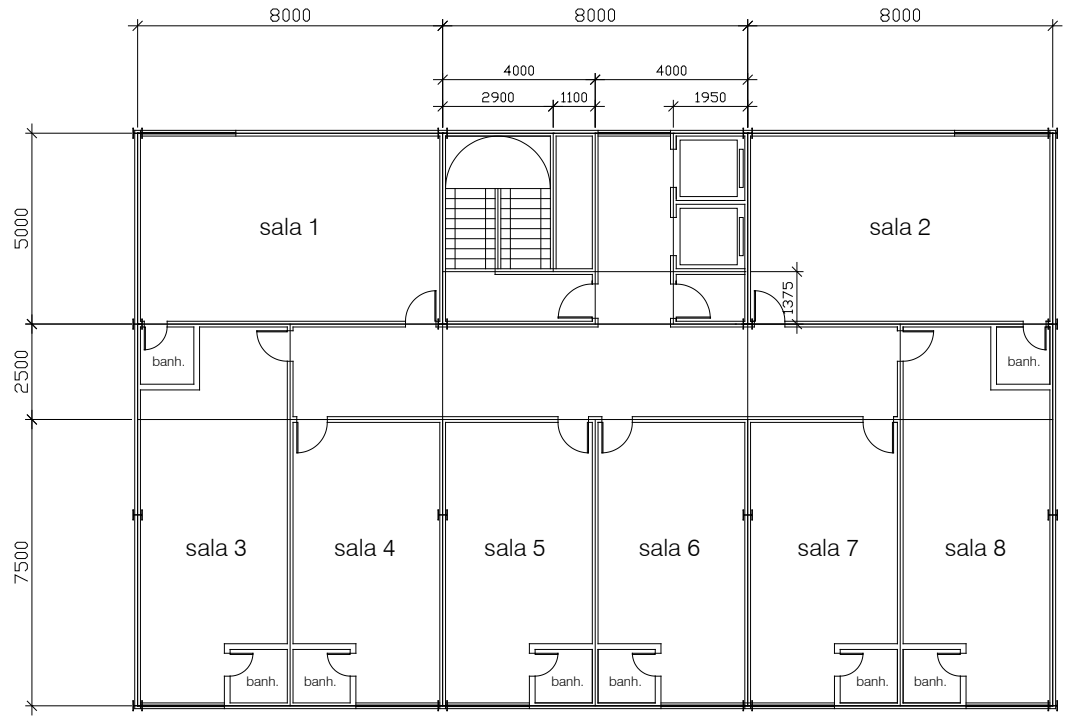



Figura 1. Planta Baixa do pavimento tipo – cotas em mm [3].

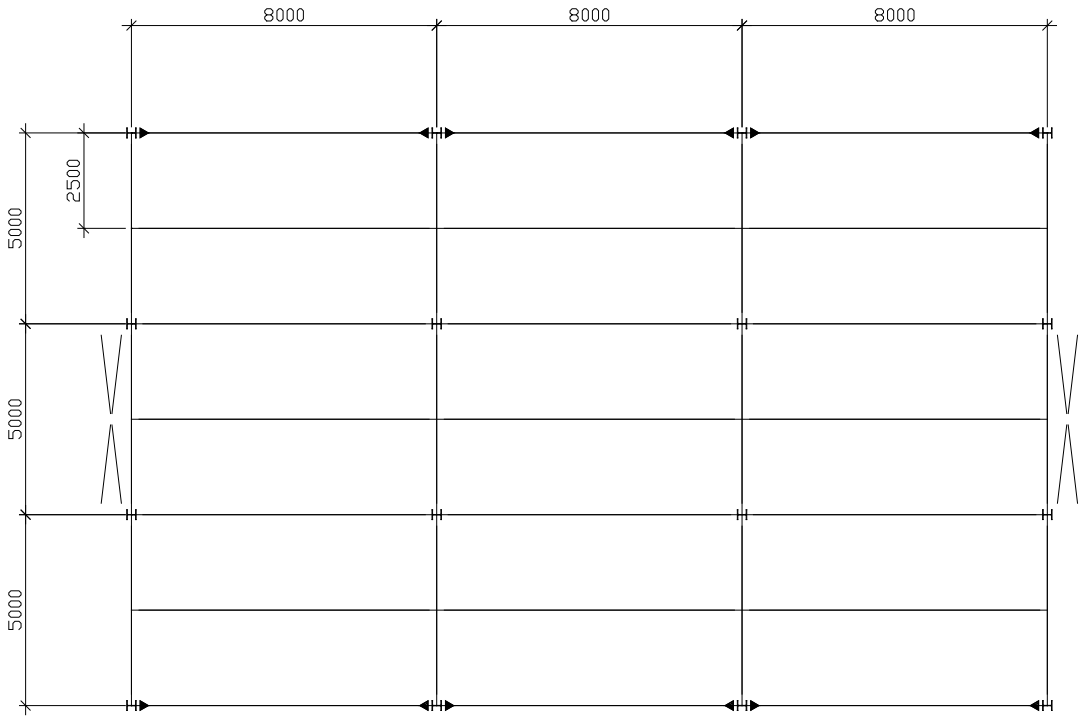



Figura 2. Estrutura adotada - cotas em mm [3].

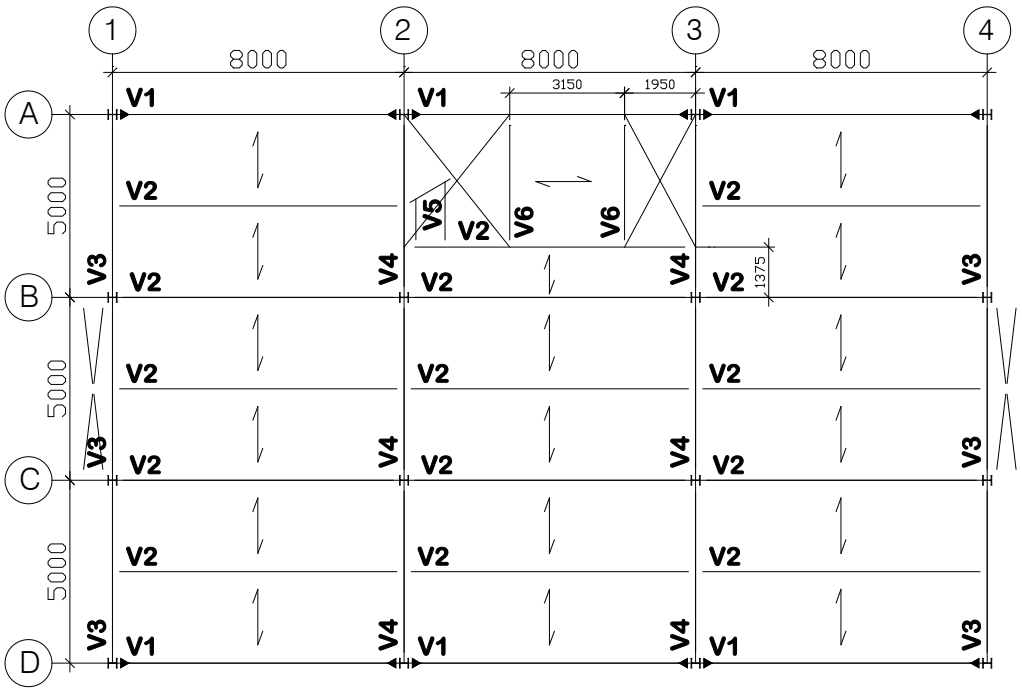



Figura 3. Sistema estrutural do piso e nomenclatura das vigas [3].

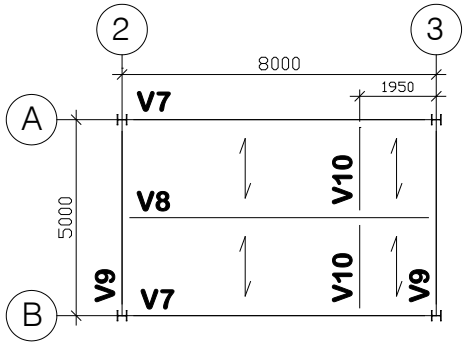



Figura 4. Sistema estrutural do piso da caixa d'água e nomenclatura das vigas [3].

O edifício possui 18,80 m de altura, distribuídos em cinco pavimentos com pé-direito de 3,0 m, além de uma casa de máquinas e caixa d'água com altura de 3,80 m. A nomenclatura dos pilares adotada no projeto está apresentada na Figura 5

Todas as seções utilizadas para o dimensionamento do edifício proposto são de aço ASTM A572 Grau 50, com propriedades mecânicas de tensão de escoamento ($f_y$) igual a 345 MPa e tensão última de ruptura ($f_u$) igual a 450 MPa, e estão apresentadas na Tabela 1. Nota-se que os pilares P4 são divididos em P4A e P4B. Os pilares P4A são os localizados do térreo até a elevação de 3,0 m. De 3,0 m em diante, os pilares alteram a seção se tornando P4B.

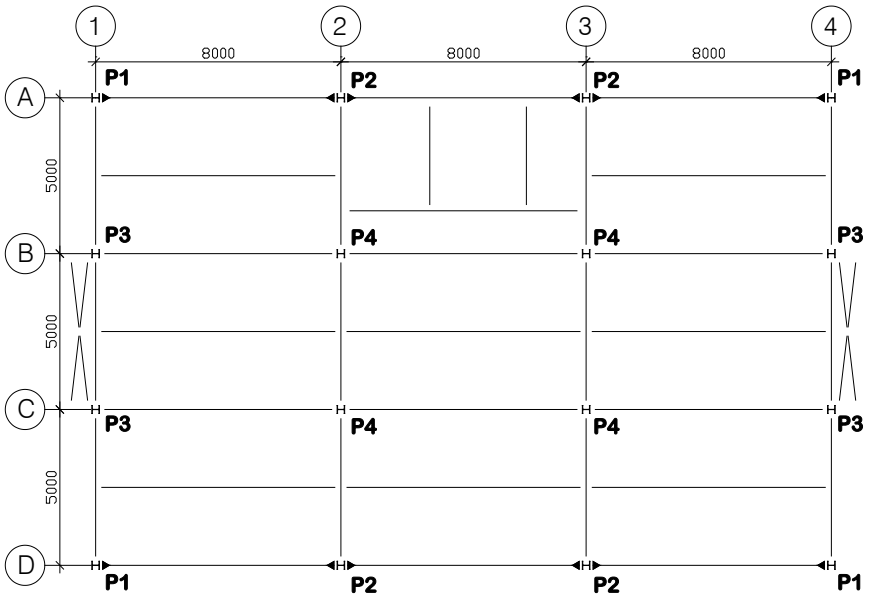



Figura 5. Nomenclatura dos pilares [3].

Tabela 1. Lista de seções do Projeto Integrado

| ELEMENTO | PERFIL | ELEMENTO | PERFIL |
|---|---|---|---|
| Pilares P1 | W 250x73,0 | Viga V4 | W 410x46,1 |
| Pilares P2 | W 250x73,0 | Viga V5 | W 150x13,0 |
| Pilares P3 | HP 250x62,0 | Viga V6 | W 250x32,7 |
| Pilares P4A | W 250x73,0 | Viga V7 | W 410x46,1 |
| Pilares P4B | HP 250x62,0 | Viga V8 | W 410x67,0 |
| Viga V1 | W 410x46,1 | Viga V9 | W 410x67,0 |
| Viga V2 | W 360 x39,0 | Viga V10 | W 250x32,7 |
| Viga V3 | W 410x38,8 | Contraventamentos | L 89x7,9 |

### 2.1.1Carregamentos e combinações

Foram mantidos os carregamentos utilizados no Projeto Integrado de Pfeil [3], divididos em cargas permanentes, cargas acidentais e cargas devidas ao vento. Os valores correspondentes estão apresentados brevemente nas subseções a seguir.

#### 2.1.1.1 Cargas Permanentes (CP)

As cargas permanentes são aquelas que permanecem constantes ao longo da vida útil da edificação, sem variações significativas. Neste projeto, consideraram-se como cargas permanentes: o peso próprio da estrutura ($CP_{est}$), o peso da laje ($CP_{laje}$), dos revestimentos ($CP_{revestimento}$), da impermeabilização com manta asfáltica ($CP_{imp}$), das paredes externas com alturas de 80 cm ($Parede_{_ext_80}$), 200 cm ($Parede_{_ext_200}$) e 260 cm ($Parede_{_ext_260}$), das paredes internas ($Parede_{_int_260}$), da caixa d'água ($CP_{cxd}$) e das escadas ($CP_{escada}$). Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Cargas Permanentes

| NOMENCLATURA | CARGA | UNIDADE | NOMENCLATURA | CARGA | UNIDADE |
|---|---|---|---|---|---|
| $CP_{escada}$ | 3,80 | kN | $CP_{revestimento}$ | 0,57 | kN/m² |
| $CP_{est}$ | 0,39 | kN/m² | $Parede_{_ext_80}$ | 1,13 | kN/m |
| $CP_{imp}$ | 1,80 | kN/m² | $Parede_{_ext_200}$ | 2,82 | kN/m |
| $CP_{cxd}$ | 4,79 | kN/m² | $Parede_{_ext_260}$ | 3,67 | kN/m |
| $CP_{laje}$ | 2,27 | kN/m² | $Parede_{_int_260}$ | 1,63 | kN/m |

### 2.1.1.2. Cargas Acidentais (CA)

As cargas acidentais são aquelas que podem variar em intensidade e localização ao longo do tempo. Neste estudo, consideraram-se como cargas acidentais: a carga de piso ($CA_{piso}$), da escada ($CA_{escada}$), da cobertura ($CA_{cob}$) e da casa de máquinas ($CA_{cdm}$). Os valores estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Cargas Acidentais

| NOMENCLATURA | CARGA | UNIDADE |
|---|---|---|
| $CA_{escada}$ | 3,50 | kN |
| $CA_{piso}$ | 3,00 | kN/m² |
| $CA_{cob}$ | 1,00 | kN/m² |
| $CA_{cdm}$ | 30,00 | kN/m² |

Fonte: Pfeil [3] – Adaptado

### 2.1.1.3. Cargas de Vento (CV)

As ações do vento foram aplicadas em cada nível de pórtico, considerando duas direções: frontal (VT 0) e lateral (VT 90). Os valores das cargas de vento estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Cargas de Vento

| NÍVEL DO PÓRTICO | NOMENCLATURA | CARGA (kN) | NOMENCLATURA | CARGA (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 3 m | VT 0 | 9,5 | VT 90 | 18,2 |
| 6 m | VT 0 | 10,9 | VT 90 | 20,9 |
| 9 m | VT 0 | 11,9 | VT 90 | 22,8 |
| 12 m | VT 0 | 12,6 | VT 90 | 24,3 |
| 15 m | VT 0 | 13,4 | VT 90 | 25,7 |
| 18,8 m | VT 0 | 3,5 | VT 90 | 6,7 |

Fonte: Pfeil [3] – Adaptado

### 2.1.1.4. Forças Nocionais (FN)

As forças nocionais são ações fictícias utilizadas em análises estruturais para simular efeitos de instabilidade lateral. Segundo Pfeil [3], elas correspondem a 0,3% das cargas gravitacionais aplicadas nos pilares em cada pavimento, nas duas direções ortogonais da estrutura. Os valores dessas forças estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Forças Nocionais

| NÍVEL DO PÓRTICO | NOMENCLATURA | CARGA (kN) | NOMENCLATURA | CARGA (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 3 m | FN 0 | 0,43 | FN 90 | 0,43 |
| 6 m | FN 0 | 0,87 | FN 90 | 0,87 |
| 9 m | FN 0 | 0,87 | FN 90 | 0,87 |
| 12 m | FN 0 | 0,87 | FN 90 | 0,87 |
| 15 m | FN 0 | 0,43 | FN 90 | 0,43 |

Fonte: Pfeil [3] – Adaptado

**2.1.1.5. Combinações de carga**

Para garantir a segurança e o desempenho estrutural da edificação, foram consideradas as combinações das diferentes ações atuantes, conforme prescrito na norma ABNT NBR 8800:2024 [17] . Essas combinações possibilitam verificar tanto a resistência quanto os estados limites de utilização da estrutura.

**2.2 Modelagem da edificação de referência (pilares em seção aberta)**

Seguindo todas as características previamente descritas do edifício, e adotando os mesmos perfis e carregamentos, foi realizado o lançamento do modelo estrutural no software SAP2000 v15.0.0. Inicialmente, o modelo foi desenvolvido com pilares em perfil I, conforme proposto por Pfeil (2022) e ilustrado na Figura 6.Neste modelo, considerou-se a utilização de ligações flexíveis (rotuladas) tanto entre as vigas quanto entre as vigas e os pilares.



Figura 6. Modelo estrutural no SAP2000 [2].

Todos os carregamentos e combinações do Projeto Integrado foram mantidos, mas, como o SAP2000 não possui suporte à NBR 8800:2024 [17], adotou-se a norma americana AISC 360-05 [18] para o dimensionamento. Devido às diferenças entre as normas, os perfis indicados por Pfeil [3] não atenderam aos critérios da AISC [18]. No entanto, conforme demonstrado no Projeto Integrado, esses

perfis são adequados quando avaliados pela NBR 8800:2024[17], apresentando capacidade resistente suficiente frente aos esforços atuantes.

### 2.3 Modelagem da edificação com pilares em seção tubular

Partindo da estrutura proposta no Projeto Integrado de Pfeil [3], foi realizada a substituição dos pilares originalmente em perfis de seção aberta por perfis tubulares. Inicialmente, foram considerados perfis retangulares (RHS) e quadrados (SHS), com base em critérios de área, momento de inércia, massa linear e estabilidade global.

No projeto original, os pilares apresentavam duas seções: HP 250x62,0 e W 250x73,0. Com base nessas referências, foram identificados perfis SHS e RHS comercializados pela Vallourec, em aço ASTM A500 Grau C (VMB350), com resistência ao escoamento de 350 MPa e resistência última de 485 MPa. A comparação entre os perfis indicou desempenho superior dos perfis SHS, devido à simetria de inércia (Ix = Iy), conferindo melhor resposta frente a carregamentos em diferentes direções. Dessa forma, os estudos foram conduzidos com perfis SHS.

Para refinar a seleção, foi avaliada a capacidade resistenteà compressão dos perfis, considerando flambagem por flexão em torno dos eixos x e y ($N_{ex}$ e $N_{ey}$) e torção ($N_{ez}$). Para os perfis abertos, aplicaram-se as formulações da NBR 8800:2024 [17]; para os perfis tubulares, utilizaram-se as equações apresentadas também na NBR 16229:2013 [19]. Na Tabela 6 estãoapresentados os valores obtidos.

Tabela 6. Forças resistentes a compressão

| SEÇÕES ABERTAS | | | | | | | SEÇÕES TUBULARES QUADRADAS | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SEÇÃO (mmxkg/m) | MASSA LINEAR (kg/m) | ÁREA ($cm^2$) | $Ne_x$ (kN) | $Ne_y$ (kN) | $Ne_z$ (kN) | Ne (kN) | SEÇÃO SHS (bxbxt) | MASSA LINEAR (kg/m) | ÁREA ($cm^2$) | $Ne_{xy}$ (kN) | $Ne_z$ (kN) | Ne (kN) |
| HP 250X62,0 | 62,0 | 79,6 | 19142,65 | 6568,77 | 7922,93 | **6568,77** | 160X160X14,2 | 62,9 | 80,1 | 5318,62 | 569800,00 | **5318,62** |
| | | | | | | | 175X175X12,5 | 63,7 | 81,1 | 6788,09 | 556445,79 | **6788,09** |
| | | | | | | | 180X180X10,0 | 51,6 | 65,7 | 6617,02 | 424963,67 | **6617,02** |
| | | | | | | | 180X180X12,5 | 63,7 | 81,1 | 7470,19 | 554710,12 | **7470,19** |
| | | | | | | | 200X200X6,4 | 37,6 | 47,9 | 6494,20 | 296011,95 | **6494,20** |
| | | | | | | | 200X200X11,0 | 63,3 | 80,7 | 9775,29 | 534698,01 | **9775,29** |
| | | | | | | | 260X260X8,0 | 62,3 | 79,4 | 17936,36 | 484395,42 | **17936,36** |
| W 250X73,0 | 73,0 | 92,7 | 24689,36 | 8509,79 | 10108,77 | **8509,79** | 175X175X14,2 | 71,7 | 91,4 | 7285,96 | 639850,77 | **7285,96** |
| | | | | | | | 180X180X14,2 | 71,7 | 91,4 | 8033,86 | 637520,62 | **8033,86** |
| | | | | | | | 200X200X8,8 | 51,2 | 65,2 | 8443,99 | 411978,47 | **8443,99** |
| | | | | | | | 200X200X12,5 | 71,5 | 91,1 | 10656,98 | 614237,19 | **10656,98** |
| | | | | | | | 220X220X11,0 | 71,1 | 90,6 | 13365,64 | 593188,58 | **13365,64** |
| | | | | | | | 240X240X10,0 | 71,1 | 80,6 | 16762,97 | 571064,79 | **16762,97** |
| | | | | | | | 250X250X10,0 | 73 | 93 | 19096,59 | 583442,90 | **19096,59** |

Observou-se que, nos perfis abertos, a flambagem crítica ocorre em torno do eixo de menor inércia (y). Já nos perfis SHS, que apresentam inércias iguais, a resistência é simétrica. Houve aumento expressivo da resistência à torção (Nez) nos perfis tubulares, o que confirma sua maior rigidez frente a esse tipo de instabilidade. Com base na equivalência entre os valores de Ne para perfis abertos e tubulares, foram definidos os seguintes substitutos:

- Para o perfil HP 250x62,0, os candidatos foram: SHS 175x175x12,5, SHS 180x180x10,0 e SHS 200x200x6,4. Embora este último fosse o mais leve e resistente, apresentou esbeltez local fora dos limites da NBR 16239:2013 [19]. Assim, adotou-se o perfil SHS 180x180x10,0.
- Para o perfil W 250x73,0, os candidatos foram: SHS 175x175x14,2, SHS 180x180x14,2 e SHS 200x200x8,8. Optou-se pelo perfil SHS 200x200x8,8, por apresentar o menor peso e atender aos critérios de resistência.

Na Tabela 7 estão apresentados os perfis tubulares adotados para os pilares, e a Figura 7 ilustra a modelagem final no SAP2000 [2] com as seções tubulares.

Tabela 7. Lista de seções do projeto com pilares SHS

| ELEMENTO | PERFIL | ELEMENTO | PERFIL |
|---|---|---|---|
| Pilares P1 | SHS 200X200X8,8 | Viga V4 | W 410x46,1 |
| Pilares P2 | SHS 200X200X8,8 | Viga V5 | W 150x13,0 |
| Pilares P3 | SHS 180X180X10,0 | Viga V6 | W 250x32,7 |
| Pilares P4A | SHS 200X200X8,8 | Viga V7 | W 410x46,1 |
| Pilares P4B | SHS 180X180X10,0 | Viga V8 | W 410x67,0 |
| Viga V1 | W 410x46,1 | Viga V9 | W 410x67,0 |
| Viga V2 | W 360 x39,0 | Viga V10 | W 250x32,7 |
| Viga V3 | W 410x38,8 | Contraventamentos | L 89x7,9 |

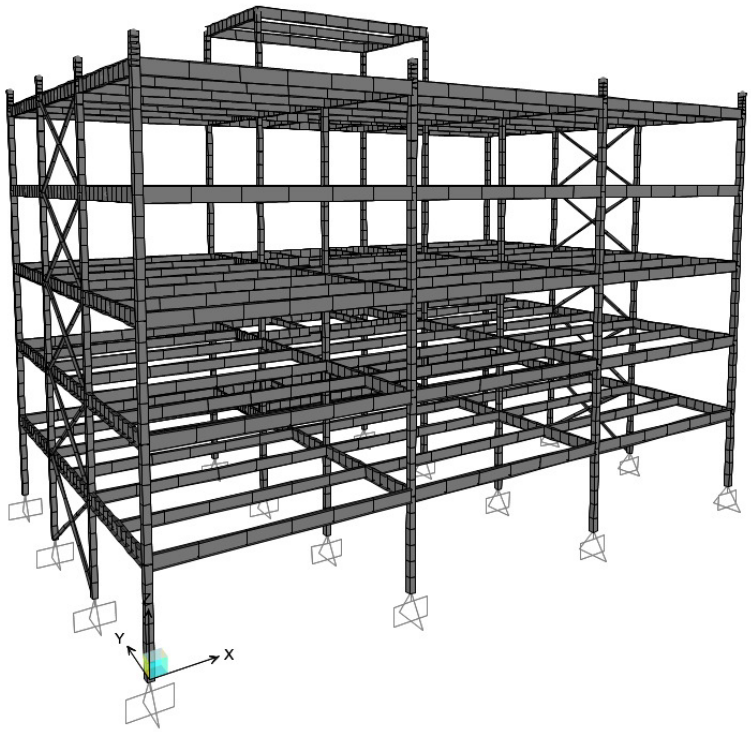



Figura 7. Modelo estrutural com pulares em seção SHS

### 2.4 Modelo numérico da ligação

Para a obtenção dos valores de rigidez das ligações, foi utilizado um modelo numérico em elementos finitos que representa a ligação soldada entre colunas tubulares retangulares e quadradas e vigas com seção transversal em "I", previamente validado por Oliveira et al. [14]. A análise numérica foi conduzida por meio do método dos elementos finitos, utilizando o software comercial ANSYS 18.2 [16], amplamente empregado em estudos e análises estruturais.

Entre as diferentes abordagens para a representação do comportamento do aço nos componentes da ligação, adotou-se o diagrama bilinear com comportamento elasto-plástico, visando representar a não linearidade do material. Para isso, foram considerados os seguintes parâmetros: tensão de escoamento ($f_{y_o}$), módulo de elasticidade de Young (E) e inclinação do encruamento ($E_t$), assumida como E/100. A resistência da solda foi fixada em 500 MPa. As propriedades mecânicas do aço foram obtidas a partir dos valores descritos nas Seções 2.2 e 2.3 deste trabalho.

Dois tipos de elementos finitos foram empregados no modelo: o elemento SHELL 281, com oito nós, foi utilizado para representar as vigas e colunas; já o elemento SOLID 185, também com oito nós, foi empregado na modelagem das soldas. A malha foi definida com elementos de 10 mm, garantindo uma discretização adequada e evitando concentrações excessivas de tensões na região da ligação.

As condições de contorno foram definidas de modo a simular o modelo experimental de ligação tipo T, com as extremidades da coluna fixadas (todas as translações e rotações restringidas). A aplicação da carga foi realizada por meio de deslocamentos verticais incrementais, aplicados a 800 mm da face da viga, com o objetivo de induzir momento fletor na ligação. O método de solução adotado foi o iterativo de Newton-Raphson. Na Figura 8está ilustrado o modelo de elementos finitos utilizado.

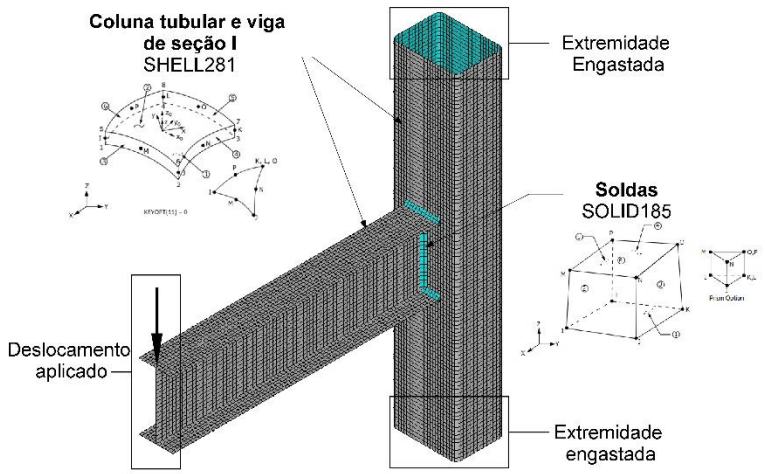



Figura 8. Modelo numérico da ligação [14].

A rotação da ligação (θ) foi obtida a partir do modelo numérico, com base nos deslocamentos horizontais medidos na coluna, em direção às linhas de centro das mesas superior e inferior da viga. Os valores de rigidez inicial foram determinados por meio de análise de regressão linear aplicada ao trecho elástico da curva momento-rotação. O término dessa fase foi definido pela rotação correspondente a 1/5 de 1% da largura da coluna ($b_o$), sendo que o valor de 1% de $b_o$ foi adotado como critério de deslocamento limite de serviço— critério também utilizado por Barros et al. [11].

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 3.1 Comparação do peso do aço das estruturas

O peso do aço é um fator decisivo no projeto de estruturas metálicas, uma vez que a adoção de perfis mais leves pode resultar em economia de material e, consequentemente, na redução de custos da obra. Nesse contexto, a comparação entre o edifício com pilares em perfil "I" e aquele com pilares tubulares quadrados (SHS) evidenciou uma diferença significativa no peso total das estruturas.

A substituição das seções em perfil "I" por perfis SHS resultou em um modelo estrutural mais leve. Essa redução de peso deve-se às características geométricas dos perfis SHS, que apresentam áreas de seção transversal menores em relação aos perfis abertos. Como consequência, o modelo com pilares SHS demonstrou-se mais eficiente e econômico em termos de consumo de aço.

Além dos benefícios diretos na economia de material, a redução do peso estrutural também pode impactar positivamente em outros aspectos do projeto, como a logística de transporte, a facilidade de montagem e o tempo total de execução da obra. Estão apresentados na Tabela 8 os valores do peso de aço da estrutura considerando os dois tipos de pilares adotados.

Portanto, a escolha de perfis mais leves, como os perfis SHS, configura-se como uma alternativa viável e vantajosa em projetos que priorizam a eficiência estrutural e a racionalização do uso de materiais.

Tabela 8. Peso total das estruturas

| TIPO DE PILAR DA ESTRUTURA | PESO FINAL DO EDIFÍCIO (tf) |
|---|---|
| PILARES ABERTOS – SEÇÃO "I" | 67,33 |
| PILARES TUBULARES – SEÇÃO SHS | 63,10 |

### 3.2 Análise da influência da rigidez

A implementação da rigidez das ligações no modelo estrutural desenvolvido no SAP2000 representa uma etapa fundamental para garantir maior fidelidade na análise do comportamento global da estrutura. Essa abordagem permite incorporar ao modelo informações mais realistas sobre o comportamento rotacional das ligações, aproximando os resultados numéricos das condições reais de funcionamento da estrutura.

A partir das premissas definidas na seção de Materiais e Métodos deste artigo, e com base no modelo numérico validado por Oliveira et al. [14], foi determinada a rigidez inicial da ligação entre colunas de seção quadrada (SHS) e vigas de seção aberta, para todas as configurações analisadas. A Tabela 9

apresenta os valores de rigidez inicial obtidos para as diferentes configurações de ligação entre colunas tubulares SHS e vigas com perfil em 'I'.

Tabela 9.Rigidez inicial para ligações entre colunas tubulares e vigas de seção transversal I

| PILAR | VIGA | RIGIDEZ (kNm/rad) |
|---|---|---|
| SHS180X180X10,0 | W 410X38,8 | 16694,38 |
| | W410X46,1 | 17086,55 |
| | W360X39,0 | 31750,78 |
| SHS200X200X8,8 | W410X38,8 | 10167,09 |
| | W410X46,1 | 30035,48 |
| | W410X67,0 | 31434,69 |
| | W360X39,0 | 21251,42 |

Os valores indicados referem-se à rigidez inicial específica de cada combinação entre pilares SHS e perfis de vigas. Esses dados foram incorporados ao modelo estrutural no SAP2000 [2], permitindo simular o comportamento real das ligações e aprimorar a confiabilidade dos resultados obtidos na análise.

Para analisar a influência da rigidez das ligações, foram utilizados os modelos com pilares SHS, realizando-se uma comparação entre ligações rotuladas e semirrígidas, bem como entre ligações engastadas e semirrígidas. As ligações rotuladas permitem rotação livre das vigas em relação aos pilares, caracterizando articulações simples. As ligações semirrígidas possuem certo grau de rigidez, permitindo rotação limitada. Já as ligações engastadas impedem tanto a rotação quanto o deslocamento relativo entre os elementos estruturais.

Inicialmente, foi realizada uma comparação entre dois pórticos localizados na Fila B (Figura 4), ambos com pilares SHS: um com ligações rotuladas e outro com ligações semirrígidas. Na Figura 9 estãoilustrados os diagramas de momento fletor (kNm) para cada caso.

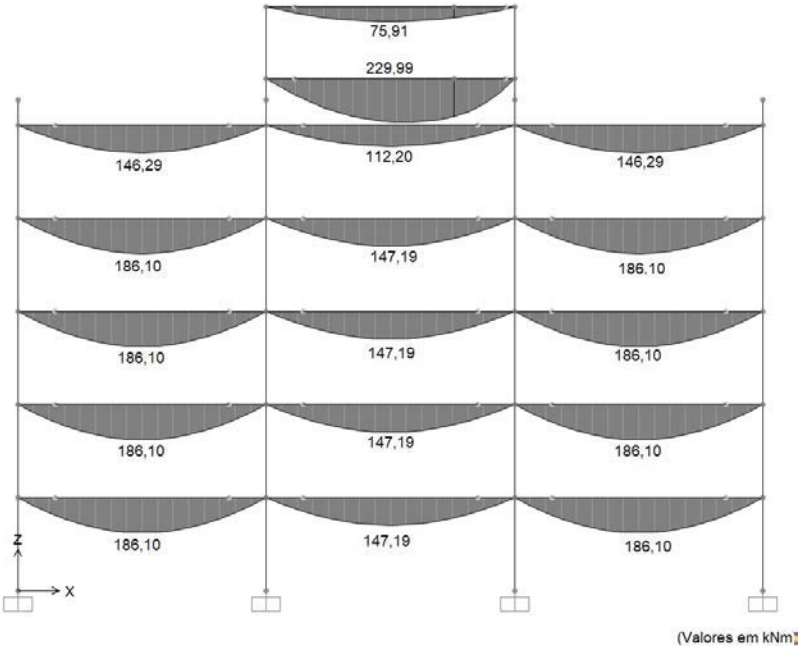
No modelo com ligações rotuladas (Figura 9 (a)), a flexibilidade das extremidades das vigas impede a transmissão de momentos aos pilares. Com isso, os momentos positivos nas vigas são mais elevados, uma vez que elas absorvem a maior parte das cargas. No modelo com ligações semirrígidas (Figura 9(b)), há transferência parcial de momentos das vigas para os pilares, promovendo uma distribuição mais equilibrada dos esforços. Isso resulta em menores momentos máximosnas vigas e maior solicitação nos pilares, evidenciando uma participação mais ativa desses elementos na rigidez do pórtico.

Posteriormente, foi realizada uma análise semelhante para dois pórticos localizados na Fila A (Figura 4), um com ligações engastadas e outro com ligações semirrígidas. Os diagramas de momento fletor estão ilustrados na Figura 10.

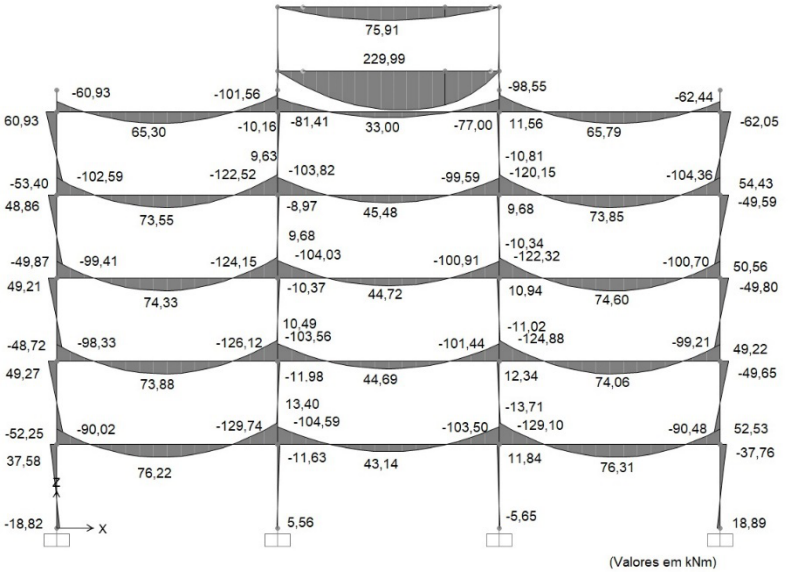
No modelo com ligações engastadas (Figura 10 (a)), a rigidez da ligação permite a transferência significativa de momentos negativos das extremidades das vigas para os pilares, reduzindo os momentos positivos nas regiões centrais. Isso contribui para uma maior rigidez do sistema, mas também aumenta a solicitação nas extremidades. Por outro lado, no modelo com ligações semirrígidas (Figura 10 (a)), observou-se uma redução nos momentos tanto nos pilares quanto nas vigas. A maior flexibilidade das ligações permite certa rotação relativa, reduzindo os picos de momento fletor.

A adoção de ligações semirrígidas influencia significativamente a distribuição dos esforços internos, resultando em menores momentos máximos nas vigas. Essa característica pode ser vantajosa, pois a

redução dos momentos pode levar a menores tensões e deformações, o que contribui para a durabilidade da estrutura e permite, eventualmente, a adoção de vigas mais leves — favorecendo o desempenho técnico e econômico do projeto

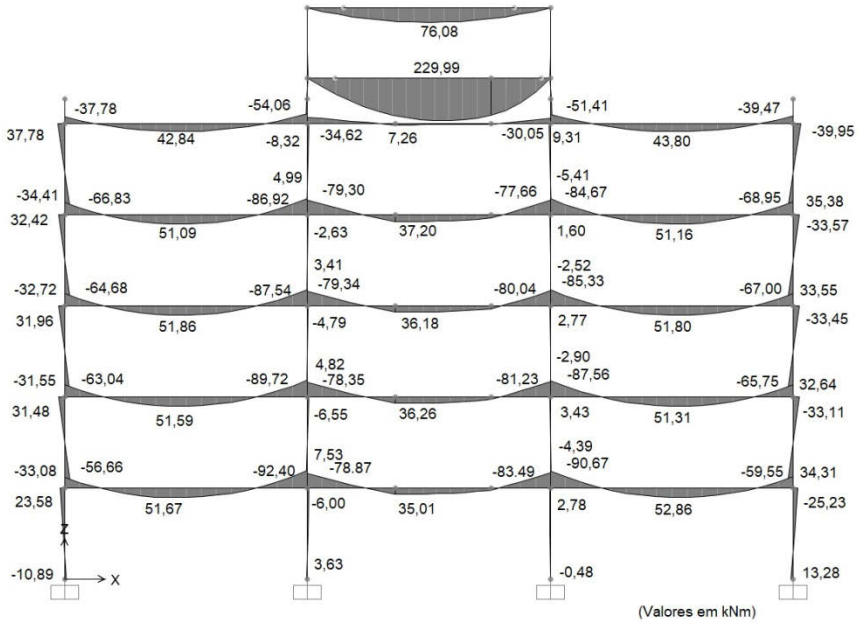



a) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações rotuladas

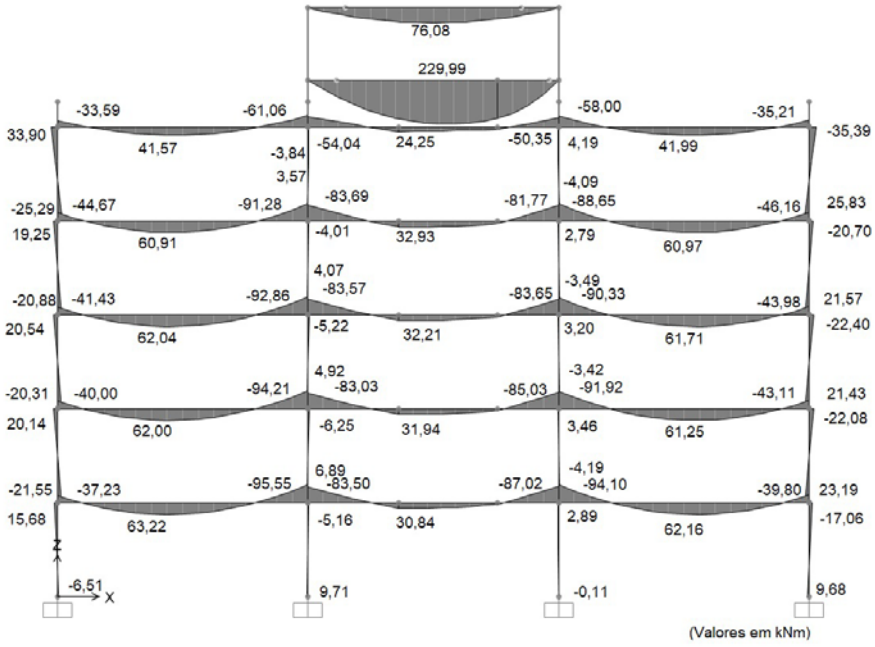



b) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações semirrígidas

Figura 9. Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações rotuladas e semirrígidas – Fila B




a) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações engastadas




b) Momento fletor no pórtico com pilares SHS com ligações semirrígidas

Figura 10. Diagramas de Momento Fletor do pórtico com ligações engastadas e semirrígidas – Fila A

### 3.3 Avaliação da deslocabilidade da estrutura

A deslocabilidade refere-se à capacidade de uma estrutura de se deformar sob a ação das cargas sem comprometer sua integridade estrutural ou funcionalidade. Em outras palavras, mesmo que a edificação sofra deslocamentos, ela deve continuar a exercer sua função de forma segura, sem colocar em risco os ocupantes ou comprometer os sistemas construtivos.

Os deslocamentos são avaliados por meio de combinações de serviço, que representam as ações esperadas durante a vida útil da estrutura. Assim, a deslocabilidade torna-se um importante indicativo da qualidade do projeto estrutural, refletindo sua capacidade de suportar os carregamentos previstos sem apresentar deformações excessivas.

Para fins comparativos, foram avaliados quatro modelos estruturais distintos no SAP2000 [2]:

- Modelo 1 – Estrutura conforme o Projeto Integrado original de Pfeil[3], com pilares em perfil “I”;
- Modelo 2 – Estrutura com substituição dos pilares por seções tubulares SHS;
- Modelo 3 – Estrutura com pilares SHS e rigidezes das ligações inseridas a partir dos resultados obtidos no ANSYS 18.2 [16].
- Modelo 4 - Estrutura com pilares SHS e todas as ligações engastadas.

Na Tabela 10 estão apresentados os valores de deslocamento horizontal, em análises de primeira e segunda ordem, no topo do pilar P1, no sentido longitudinal da edificação, localizado na interseção da Fila D com o Eixo 4 (Figura 4).

Tabela 10. Análise dos deslocamentos horizontais do topo do pilar P1

| ESTRUTURA | DESLOCAMENTO – 1ª ORDEM (mm) | DESLOCAMENTO – 2ª ORDEM (mm) | $\Delta_2/\Delta_1$ |
|---|---|---|---|
| Modelo 1 | 15,36 | 15,85 | 1.03 |
| Modelo 2 | 26,53 | 31,68 | 1.19 |
| Modelo 3 | 25,88 | 29,76 | 1.15 |
| Modelo 4 | 18,59 | 19,84 | 1.07 |

Na análise em primeira ordem, que considera predominantemente as ações gravitacionais e o carregamento do vento, observou-se que a estrutura com pilares SHS e ligações rotuladas (Modelo 2) apresentou os maiores deslocamentos quando comparado com a estrutura com pilares de seção “I” (Modelo 1). Isso se deve à menor inercia dos pilares SHS em relação aos pilares de seção “I”, no eixo de maior inercia. Desta forma permitindo que a estrutura se deforme mais neste sentido. Por outro lado, a estrutura com todas as ligações engastadas (Modelo 4) apresentou os menores deslocamentos quando comparado com a estrutura rotulada (Modelo 2), evidenciando o efeito da rigidez das conexões na estabilidade global do sistema.

Na análise em segunda ordem, que leva em conta os efeitos das deformações nas ações internas (efeito P-Δ), o comportamento das estruturas com ligações mais flexíveis também resultou em deslocamentos mais elevados. A estrutura com ligações semirrígidas apresentou um comportamento intermediário, posicionando-se entre os modelos com ligações totalmente rotuladas e os com ligações completamente engastadas.

A comparação entre os modelos com pilares de seção “I” e os com perfis SHS indica que a substituição por perfis tubulares pode levar a um aumento nos deslocamentos, mesmo que as áreas e as capacidades resistentes sejam semelhantes. Isso ocorre porque os perfis de seção “I” possuem maior inércia em um dos eixos principais, quando comparados aos perfis SHS que possui inercia igual nos dois sentidos. Desta forma, o pilar de seção “I” possui maior rigidez à flexão em determinadosentido, contribuindo para a redução das deformações horizontais.

A ABNT NBR 8800:2024 [17] classifica a sensibilidade estrutural aos deslocamentos laterais com base na razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem ($\Delta_2/\Delta_1$), como segue:

- Pequena deslocabilidade: $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1{,}10$
- Média deslocabilidade: $1{,}10 < \Delta_2/\Delta_1 \leq 1{,}40$
- Grande deslocabilidade: $\Delta_2/\Delta_1 > 1{,}40$

Para a estrutura com pilares em seção SHS e ligações semirrígidas, obteve-se $\Delta_2/\Delta_1 \cong 1{,}15$, o que a enquadra como uma estrutura de média deslocabilidade, de acordo com os critérios normativos.

Vale ressaltar que, embora o modelo com pilares de seção SHS e ligações semirrígidas (Modelo 3) apresente maior deslocabilidade em comparação ao modelo com pilares de seção 'I' (Modelo 1), seu deslocamento no Estado Limite de Serviço permanece dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2024 [17]. De acordo com a norma, o deslocamento horizontal máximo permitido no topo dos pilares, em relação à base, é de 47,0 mm (H/400), sendo que o deslocamento máximo verificado no pilar P1 foi de 29,76 mm.

## 4 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo analisar a influência da tipologia da seção transversal dos pilares e da rigidez das ligações por meio de um estudo de caso de um edifício em estrutura metálica. Os resultados obtidos demonstraram que a rigidez das ligações é um fator importante na análise e no dimensionamento estrutural, impactando significativamente os deslocamentos e o comportamento global da estrutura.

A avaliação das seções adotadas no projeto permitiu verificar que a substituição de perfis em seção “I” por seções tubulares quadradas (SHS) pode proporcionar uma redução expressiva no peso da estrutura. O estudo indicou uma diminuição de aproximadamente 4,23 toneladas, o que pode resultar em economia de material e redução de custos. Além disso, os perfis SHS apresentaram maior rigidez torsional, o que contribui para uma resposta estrutural mais eficiente em determinadas situações de carregamento.

A estrutura analisada foi classificada, conforme os critérios da ABNT NBR 8800:2024 [17], como de média deslocabilidade, com base na razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem. Na comparação entre os modelos com pilares em perfis “I” e em SHS, observou-se que os modelos com pilares tubulares apresentaram deslocamentos superiores. Essa diferença é explicada pela maior inércia dos perfis “I” em seu eixo principal, que proporciona maior rigidez à flexão em determinadas direções.

Adicionalmente, a análise do modelo com pilares SHS e rigidez de ligações incorporada evidenciou a importância da consideração adequada da rigidez das ligações na modelagem estrutural. Quando comparado ao modelo equivalente com ligações rotuladas, o modelo com rigidez semirrígida apresentou deslocamentos significativamente menores, reforçando a relevância desse parâmetro na previsão do desempenho estrutural.

Os resultados obtidos ressaltam que a rigidez das ligações deve ser cuidadosamente considerada em projetos de estruturas metálicas, uma vez que exerce influência direta na distribuição dos esforços, na deslocabilidade e na segurança da edificação. Este estudo contribui, portanto, para o avanço da engenharia estrutural ao evidenciar a importância do uso de modelos mais realistas, que considerem tanto a tipologia da seção transversal quanto o comportamento rotacional das ligações na análise global de edifícios em aço.

**Agradecimentos**

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e Universidade Federal de São João del-Rei (UFSJ).

**REFERÊNCIAS**

1. Bernardes MS. *Projeto de edifícios de aço*. São Paulo: Ed. Blucher; 2011.
2. Computers and Structures Inc. *SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Version 15. Berkeley (CA): CSI; 2011.
3. Pfeil M. *Estruturas de aço*. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC; 2022.
4. Wardenier JPL. *Hollow sections in structural applications*. CIDECT; 2010.
5. Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA). *Estruturas metálicas tubulares de aço* [Internet]. Rio de Janeiro: CBCA; 2009 [citado 2024 mai 29]. Disponível em: https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/biblioteca/estruturas-metalicas-tubulares-de-aco
6. Araújo AH, Sarmanho AM, Batista ED, Requena JA, Fakury RH, Pimenta RJ. *Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço*. Belo Horizonte: Ed. do Autor; 2016.
7. Serrano-López MA, López-Colina C, González J, López-Gayarre F. A simplified FE simulation of welded I beam-to-RHS column joints. *Int J Steel Struct*. 2016;16(4):1095–1105.
8. Bernardes PR. *Análise não-linear de pórticos planos com ligações semirrígidas* [dissertação]. Recife: Universidade Federal de Pernambuco; 2016.
9. Serrano-López MA, López-Colina C, Wang YC, Lozano M, López-Gayarre F. Comparative behaviour of 'I beam–RHS column' joints with and without web weld. *J Constr Steel Res*. 2019;159:330–40.
10. Lopez-Colina C, Garcia-Martin E, Andres-Vallejo M. Stiffness of equal width welded I-beam to RHS column connection. *Eng Struct*. 2019;184:317–29.
11. Barros HT, Oliveira MM, Sarmanho AM, Alves VN. Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections. *EngStruct*. 2022;267:114661.

12. Souza DLC. *Estudo da influência da parede lateral de pilares RHS no comportamento de ligações soldadas com viga de seção "I"* [dissertação]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2024.
13. Gracia J, Lozano M, López-Colina C, Serrano-López MA. Characterisation of new components of unequal-width welded I-beam–RHS-column connections. *J Build Eng*. 2024;86:108626.
14. Oliveira MM, Barros HTG, Sarmanho AMC, Alves VN, Roquete L. Estudo numérico de ligações soldadas entre colunas em perfis tubulares retangulares e vigas de seção I. In: *XXXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – JSAEE 2022*; 2022; Brasil.
15. Oliveira MM. *Análise de ligações entre vigas de perfis I e colunas em perfis tubulares retangulares* [tese]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2024.
16. ANSYS Inc. *ANSYS Mechanical APDL Theory Reference*. Release 18.2. Canonsburg (PA): ANSYS Inc.; 2017.
17. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 8800:2024 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT; 2024.
18. American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and resistance factor design specification for steel hollow structural sections*. Chicago (IL): AISC; 2005.
19. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 16239:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. Rio de Janeiro: ABNT; 2013.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

# BANCO DE DADOS DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA PARA DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE PÓRTICOS PLANOS

José Carlos da Silva Gama Júnior[1]
Gines Arturo Santos Falcón[2]

**Resumo**

O presente artigo apresenta a implementação computacional de um banco de dados de ligações viga-coluna exequíveis denominado BDD_LSR, uma ferramenta para auxílio computacional no dimensionamento otimizado de pórticos de aço considerando ligações de chapa de extremidade estendida semirrígidas. Observa-se que, no projeto de pórticos de aço considerando o comportamento semirrígido das ligações viga-coluna, há um alto custo computacional, principalmente no que tange ao detalhamento das componentes das ligações utilizando algoritmos evolucionistas, em particular os algoritmos genéticos. As combinações possíveis entre as componentes de ligações viga-coluna, como perfis estruturais, chapas, e diâmetros dos parafusos, são inúmeras. Nesse contexto, a BDD_LSR disponibiliza de forma automatizada as características mecânicas principais das ligações viga-coluna a partir das componentes disponíveis no mercado local. O cálculo do comportamento mecânico das ligações momento fletor resistente da ligação e grau de rigidez rotacional das ligações está baseado no Método das Componentes, que considera o comportamento semirrígido das ligações. Assim, o BDD_LSR possibilita a identificação das componentes para os perfis estruturais de vigas e colunas, garantindo que atendam aos graus de rigidez e momentos resistentes exigidos no projeto de pórticos de aço. Os principais resultados mostram uma redução do custo computacional na obtenção de pórticos de aço mecanicamente eficientes.

**Palavras-chave**: Ligação Viga-coluna; Pórticos de Aço; Banco de Dados; Ligações Semirrígidas

# DATABASE OF BEAMN-COLUMN CONNECTIONS FOR OPTIMAL DESIGN OF PLANE STEEL FRAMES

**Abstract**

This article presents the computational implementation of a database for feasible beam-to-column connections, called BDD_LSR, a tool to aid in the computational optimization of steel frame design considering semi-rigid extended endplate connections. It is observed that, in the design of steel frames considering the semi-rigid behavior of beam-to-column connections, there is a high computational cost, especially regarding the detailing of connection components using evolutionary algorithms, particularly genetic algorithms. The possible combinations of beam-to-column connection components, such as structural profiles, plates, and bolt diameters, are numerous. In this context, BDD_LSR provides automated Access to the main mechanical characteristics of beam-to-column connections based on

components available in the local market. The calculation of the mechanical behavior of the connections, including the moment resistance and rotational stiffness, is based on the Component Method, which considers the semi-rigid behavior of the connections. Thus, BDD_LSR allows for the identification of components for structural profiles of beams and columns, ensuring that they meet the required stiffness and moment resistance for the design of steel frames. The main results show a reduction in computational cost for obtaining mechanically efficient steel frames.

**Keywords**: Beam-Column Connection, Database, Steel Frames, Semi-rigid Connections

[1] Engenheiro Civil, Especialista, Discente, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, Brasil.

[2] Engenheiro Mecânico, Doutor, Docente, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A análise e o dimensionamento de ligações viga-coluna em pórticos de aço são etapas indispensáveis no projeto de edifícios de aço, uma vez que estas garantem a continuidade estrutural e a transmissão adequada de esforços entre os componentes estruturais. Dentre as diversas tipologias, as ligações de chapa de extremidade estendida são frequentemente utilizadas devido à sua versatilidade no ajuste da rigidez rotacional, podendo se adequar a condições rígidas, semirrígidas ou flexíveis dependendo da magnitude das cargas e das exigências de rigidez rotacional do projeto.

No contexto do dimensionamento ótimo de pórticos metálicos com algoritmos evolucionistas, um dos principais desafios é a necessidade de realizar um número elevado de cálculos repetitivos dos parâmetros estruturais, como o momento resistente e a rigidez rotacional inicial das ligações viga-coluna. Tais cálculos, quando realizados a cada iteração do algoritmo, tornam o processo de otimização custoso em termos de tempo computacional, devido ao elevado número de operações e à necessidade de reprocessamento dos parâmetros estruturais a cada ciclo.

Para superar esse problema, este artigo propõe a implementação de um sistema automatizado que armazena os resultados desses cálculos em um banco de dados, permitindo que os valores sejam reutilizados sem a necessidade de repetição a cada iteração. Isso acelera o processo de otimização e reduz o custo computacional, pois o acesso aos resultados previamente calculados é direto e imediato, sem a necessidade de recálculo constante. O sistema desenvolvido facilita o processo de análise estrutural, permitindo a configuração de parâmetros como o tipo de ligação, materiais, perfis e coeficientes de segurança, de acordo com a norma EN 1993-1-8 [1].

O banco de dados foi construído a partir de diversas combinações de perfis de vigas e colunas, espessuras de chapas e parafusos, todos disponíveis no mercado local e selecionados para atender critérios construtivos e normativos. Além disso, a integração dos dados em uma tabela organizada facilita a interpretação dos resultados, tornando o processo de projeto mais eficiente e menos propenso a erros.

## 2 LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

No contexto das ligações entre vigas e colunas, um conjunto de forças transmitidas engloba forças axiais e de cisalhamento, momentos fletores e torção, sendo que esta última pode ser desconsiderada em análises de estruturas planas. Na maioria das ligações, os deslocamentos resultantes das forças axiais e de cisalhamento tendem a ser pequenos em comparação com os deslocamentos rotacionais. Como resultado, nos estudos sobre ligações, apenas as rotações são, em geral, consideradas para fins práticos [2]

Na Figura 1, o ângulo $\theta_r$ como representa a rotação relativa ocorrida na viga em relação ao pilar após a aplicação de um momento fletor $M$.

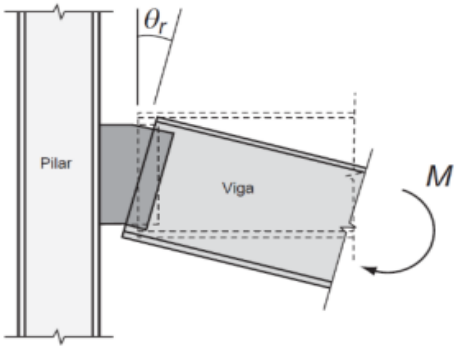



Figura 1 - Rotação $\theta_r$ da ligação pela ação de um momento fletor $M$ (Adaptado de CHEN *et al*, 2011)

O comportamento das ligações ao serem submetidas à flexão pode ser ilustrado por meio de gráficos de momento-rotação ($M$-$\theta_r$). A Figura 1 apresenta a maneira como a ligação, varia em resposta à aplicação do momento fletor ($M$).

Representa-se a resistência das ligações viga-coluna por uma curva que vincula o momento aplicado à rotação, sendo esse um dos dados para a análise estrutural de uma ligação semirrígida. A análise estrutural de uma ligação pode ser representada como uma mola rotacional que conecta a linha média dos membros, considerando três propriedades fundamentais: momento resistente, rigidez rotacional e capacidade de rotação, tal como ilustrado na Figura 2.

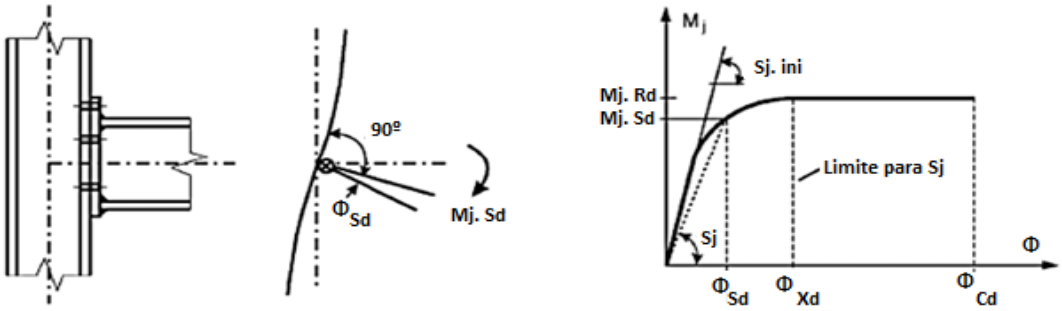



Figura 2 - Comportamento da ligação (CEN, 2005)

Onde $M_{j,Rd}$ é o momento resistente da ligação, $M_{j,Sd}$ é o momento solicitante da ligação, $S_j$ o coeficiente de rigidez secante, $\emptyset_{S_d}$ representa a rotação inicial da ligação, $\emptyset_{X_d}$ é a rotação da ligação, e$\emptyset_{C\,d}$ é a capacidade rotacional.

Em conformidade com as prescrições do Eurocode 3 [1], no âmbito da análise estrutural de ligações, quando o valor de $M_{j,Sd}$ excede dois terços de $M_{j,Rd}$, recomenda-se a adoção da rigidez secante da ligação ($S_j$). Em situações opostas, nas quais $M_{j,Sd}$ não ultrapassa o limite de dois terços de $Mj,_{Ed}$, sugere-se a utilização da rigidez inicial da ligação ($S_{j,ini}$). Via de regra, o primeiro cenário relaciona-se com os ELUs, e o segundo com o ELS. Convém notar que a rigidez inicial ($S_{j,ini}$) da ligação associa-se à inclinação elástica na curva momento-rotação da ligação, conforme abordado por Faella C, Piluso V, Rizzano G [3] eHortencio RS,Falcón GAS [4].

Na Figura 3 - Comportamento da rotação relativa conforme a ação do momento nas ligações (Adaptado de CHEN et al 2011), se exibe a diversidade de curvas possíveis, com grau de rigidez rotacional variando de flexíveis a rígidos, de acordo com a topologia da ligação viga-coluna, organizadas conforme sua capacidade resistente ao momento fletor ($M$) em função da rotação ($\theta$). A curva ilustra, de forma comparativa, a rigidez e resistência de cada modelo de ligação, desde as mais flexíveis, como a cantoneira simples de alma, até as mais rígidas e resistentes, como o modelo T-STUB.

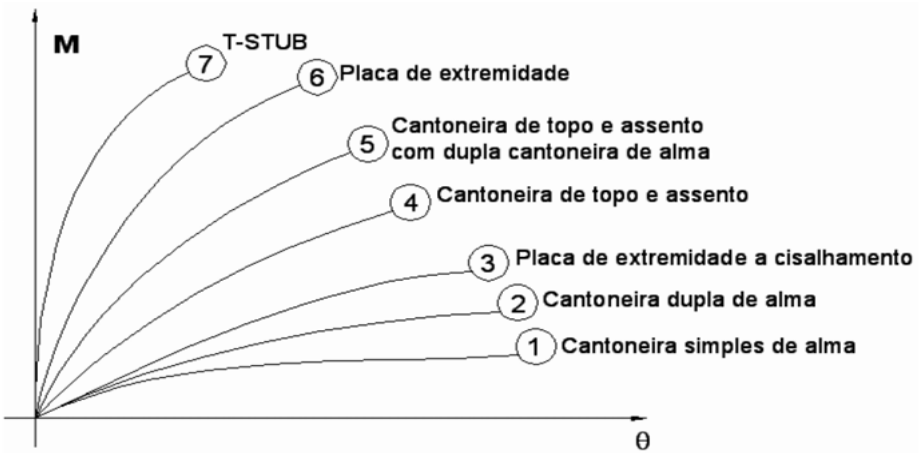



Figura 3 - Comportamento da rotação relativa conforme a ação do momento nas ligações (Adaptado de CHEN et al 2011).

Na Figura 3 observa-se o caráter semirrígido das ligações com placas de extremidade, sendo a espessura da placa e o diâmetro dos parafusos os parâmetros que mais influenciam na definição do grau de rigidez rotacional e do momento resistente da ligação.

**2.1 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Ligações de chapa de extremidade estendida são utilizadas em estruturas metálicas em razão da simplicidade de sua fabricação e montagem, mas sua eficiência depende diretamente de certos parâmetros geométricos. A Figura 1 - Parâmetros geométricos de uma ligação viga-coluna com chapa de extremidade (DÍAZ, 2010)**,** ilustra detalhadamente os parâmetros geométricos de uma ligação viga-coluna com chapa de extremidade estendida, configurada por três linhas de parafusos.

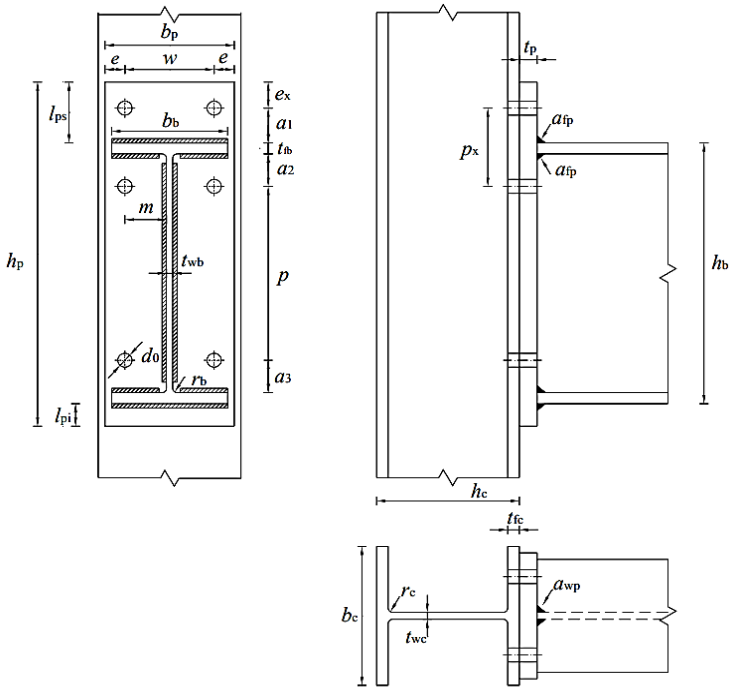



Figura 1 - Parâmetros geométricos de uma ligação viga-coluna com chapa de extremidade (DÍAZ, 2010)

No Quadro 1, encontram-se alguns parâmetros geométricos da ligação, que compõem a configuração da chapa de extremidade e a disposição dos parafusos.

Quadro 1 – Parâmetros geométricos (CEN, 2005)

| Parâmetro | Descrição | Expressão |
|---|---|---|
| $e$ | Distância horizontal da borda da chapa ao furo | $e = 1{,}5 * d_0$ |
| $w$ | Distância entre os eixos dos furos nas extremidades | $w = b_p - 1 * (e * 2)$ |
| $p$ | Espaçamento vertical entre filas de parafusos (2-3) | $p = h_b - 2 * (t_{fb} + (2^5) * a_{wp} + m)$ |
| $p_x$ | Espaçamento vertical entre filas de parafusos (1-2) | $p_x = 1{,}8 * a_{wp} * (2^5) + 2 * m + t_{fb}$ |
| $e_x$ | Distância da primeira fila de parafusos ao topo da chapa | $e_x = 1{,}5 * d_0$ |
| $b_p$ | Largura da chapa de extremidade | $b_p = max(b_{fb}, b_{fc})$ |
| $h_p$ | Altura da chapa de extremidade | $h_p = l_p + h_b + l_{pi}$ |
| $a_{fp}$ | Espessura da garganta de solda nas mesas | $a_{fp} = 0{,}7 * min(t_{fb}, t_p)$ |
| $a_{wp}$ | Espessura da garganta de solda na alma | $a_{wp} = 0{,}6 * d_0$ |

Entre os parâmetros que mais influenciam o custo da ligação, destacam-se: a largura da chapa de extremidade ($b_p$), o espaçamento vertical entre filas de parafusos ($p$ e $p_x$), e a distância da primeira fila de parafusos ao topo da chapa ($e_x$). Esses parâmetros dialogam diretamente com o cálculo do momento resistente e da rigidez inicial da ligação. Além disso, a maioria dessas variáveis é função do diâmetro do parafuso e da espessura da chapa, o que evidencia a relevância desses dois elementos no processo de dimensionamento.

Com base nesses parâmetros geométricos, o estudo seguiu os preceitos descritos na subseção 2.2 para cálculo do comportamento mecânico de ligações de chapa de extremidade estendida.

**2.2 MÉTODOS DAS COMPONENTES**

O Método das Componentes é um enfoque mecânico-analítico que consiste em dividir uma ligação em uma série de elementos de molas (componentes), cada um com sua capacidade de resistência e rigidez a tração, compressão e cisalhamento. Isso permite prever o comportamento da ligação com respaldo nas características geométricas e mecânicas de cada componente.

O Eurocode 3 (CEN, 2005) [1] estabelece 20 componentes básicos presentes no projeto de ligações em estruturas de aço. Na Figura 2 é possível identificar oito deles, os quais formam uma ligação que envolve chapa de extremidade estendida.

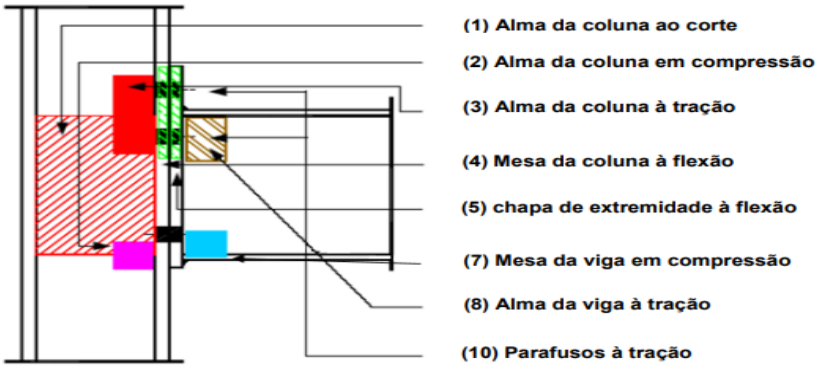



Figura 2 – Componentes de uma ligação com chapa de extremidade (LIMA, 2003)

Conforme observado na Figura 2, para ligações que envolvem chapa de extremidade estendida, os principais componentes estão catalogados no Quadro 2, de acordo com as zonas de tração, compressão e cisalhamento a que estão submetidos.

Quadro 2 – Componentes e Zonas da ligação de chapa de extremidade estendida

| Zona | Componente |
|---|---|
| **Cisalhamento** | componente 1: alma da coluna submetida a cisalhamento; |
| **Tração** | componente 3: alma da coluna sob tração; |
| | componente 4: mesa da coluna sob flexão; |
| | componente 5: chapa de extremidade sob flexão; |
| | componente 8: alma da viga sob tração; |
| | componente 10: parafusos sob tração; |
| **Comprimida** | componente 2: alma da coluna sob compressão; |
| | componente 7: mesa e alma da viga sob compressão. |

Entre os componentes presentes na Figura 2, alguns são sensíveis ao número de linhas de parafusos e à localização delas, a exemplo da alma da coluna sob tração, da mesa da coluna sob flexão, da chapa de extremidade sob flexão, da alma da viga sob tração e dos próprios parafusos sob tração. A avaliação dessas contribuições deve ser feita de maneira individual para cada linha de parafusos, bem como a interação entre as diferentes linhas de parafusos, tratando-as como uma fila coesa de elementos de fixação.

Com as componentes identificadas, pode-se calcular o coeficiente de rigidez correspondente a cada uma, permitindo a construção de um sistema de molas, conforme ilustrado na Figura **3**, que simula o comportamento real com alta precisão.

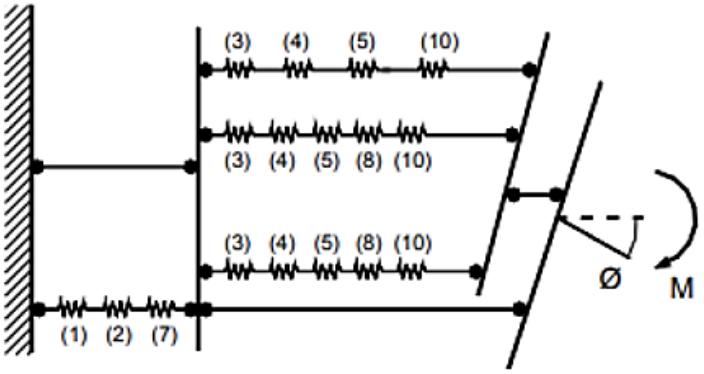



Figura 3 - Componentes da ligação representado em molas (LIMA, 2003)

Para determinar a rigidez rotacional das ligações viga-pilar parafusadas com chapa de extremidade, a norma EM 1993-1-8 [1] propõe o cálculo dos coeficientes de rigidez das componentes (1), (2), (3), (4), (5) e (10), conforme ilustrado na Figura **3**. A metodologia para o cálculo desses coeficientes foidetalhada no Quadro 3.

Quadro 3 - Cálculos das Componentes (Díaz, 2010)

| Componente | Equação | Descrição |
|---|---|---|
| ALMA DA COLUNA AO CORTE (COMPONENTE 1) | $K_1 = 0{,}38\frac{A_{vc}}{\beta\, z}$ | $A_{vc}$ representa a área de corte de escoamento da alma da coluna, $\beta$ é parâmetro de transformação e $z$ representa a distância até o centro de compressão. |
| ALMA DA COLUNA A COMPRESSÃO (COMPONENTE 2) | $K_2 = \frac{0{,}70.\, b_{eff,c,wc}\, t_{wc}}{d_c}$ | Sendo $b_{eff,c,wc}$ refere-se à largura efetiva à compressão da coluna, $d_c$ representa a profundidade da alma da coluna e $t_{wc}$ é a largura da alma da viga |
| ALMA DA COLUNA A TRAÇÃO (COMPONENTE 3) | $K_3 = \frac{0{,}7.\, b_{eff,c,wc}\,.\, t_{wc}}{d_c}$ | Sendo $b_{eff,c,wc}$ refere-se à largura efetiva à compressão da coluna, $d_c$ representa a profundidade da alma da coluna e $t_{wc}$ é a largura da alma da viga. |
| MESA DA COLUNA À FLEXÃO (COMPONENTE 4) | $K_4 = \frac{0{,}9.\, l_{eff}\,.\, t_{fc}^3}{m^3}$ | Em que $l_{eff}$ representa o comprimento efetivo mínimo da fileira de parafusos, $t_{fc}$ é a espessura da mesa da coluna e $m$ refere-se a distância entre o eixo central do parafuso ao eixo central do raio de curvatura do pilar. |
| PLACA DE EXTREMIDADE À FLEXÃO (COMPONENTE 5) | $K_5 = \frac{0{,}9.\, l_{eff}\,.\, t_p^3}{m^3}$ | Onde $t_p$ representa a espessura da placa de extremidade onde os parafusos estão fixados. |
| PARAFUSOS À TRAÇÃO (COMPONENTE 10) | $K_{10} = \frac{1{,}6.\, A_s}{L_b}$ | Sendo $A_s$ a área da seção transversal do parafuso e $L_b$ a dimensão resultante da soma da distância total entra a cabeça e a porca do parafuso, acrescida de metade da espessura da cabeça e da porca. |

### 2.2.7 RIGIDEZ DE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

A determinação da rigidez de ligações semirrígidas envolve a combinação das rigidezes das componentes estruturais, organizadas inicialmente em série e posteriormente em paralelo, conforme ilustrado na Figura 6. A norma EN 1993-1-8 [1] estabelece a formulação da rigidez rotacional de uma ligação parafusada com chapa estendida e múltiplas fileiras de parafusos, especificada pela Equação (1). Para calcular a rigidez total da ligação, deve-se considerar os coeficientes de rigidez das diversas componentes, cujas expressões foram detalhadas nas subseções anteriores. A Equação utilizada para determinar a rigidez rotacional ($S_j$)da ligação contempla a contribuição de cada componente individual, conforme descrito nas Equações (1), (2), (3) e (4). Essas equações incorporam as interações entre os diferentes elementos da ligação e as linhas de parafusos, garantindo uma análise abrangente e precisa.

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{eq}}\right)} \tag{1}$$

Em que:

$$K_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \tag{2}$$

Onde $h_r$ é a distância entre a linha r de parafusos e o centro da zona comprimida, $z_{eq}$ é o braço de alavanca equivalente, determinado de acordo com a Equação (12), e $k_{eff,r}$ é o coeficiente de rigidez efetiva da fileira r de parafusos, determinado conforme a Equação (13)

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (3)$$

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_r \left( \frac{1}{K_{3,r}} + \frac{1}{K_{4,r}} + \frac{1}{K_{5,r}} + \frac{1}{K_{10,r}} \right)} \quad (4)$$

Os valores de $K_{3,r}$, $K_{4,r}$, $K_{5,r}$ e $K_{10,r}$ correspondem, respectivamente, aos valores de $K_3$, $K_4$, $K_5$ e $K_{10}$ para a fileira r de parafusos.

### 2.2.8 MOMENTO RESISTENTE DE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

O momento resistente de cálculo ($M_{j,Rd}$) de uma ligação é obtido a partir das resistências das componentes individuais. Em uma ligação viga-coluna com chapa de extremidade estendida, o momento resistente é determinado pelo componente mais frágil, funcionando como uma "corrente", onde a resistência depende do elo mais fraco. As filas de parafusos são numeradas a partir da mais distante do centro de compressão, conforme ilustrado na Figura 4.

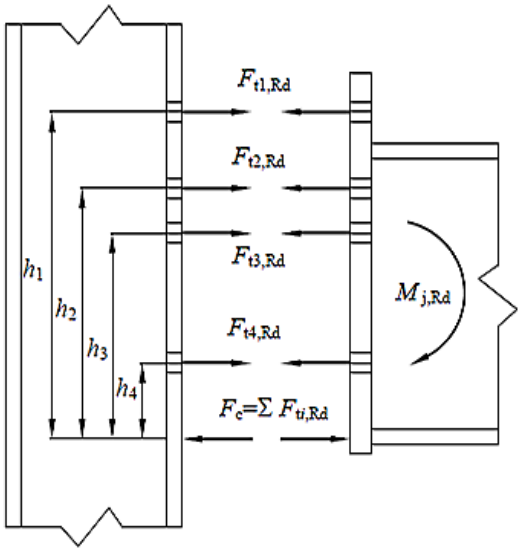



Figura 4 – Distribuição das forças atuando nas fileiras de parafusos (DÍAZ, 2010)

O momento resistente de cálculo é dado pela Equação (5).

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r * F_{tr,Rd} \quad (5)$$

Onde $h_r$ é a distância da linha de parafusos até o centro de compressão, $F_{tr,Rd}$ é a resistência à tração de cada linha de parafuso ($r$), sendo$r$ é o número de linhas de parafusos da zona tracionada.

### 2.2.9 MÓDULO DE ANÁLISE DE LIGAÇÃO Calc_LSR_MC

O programa computacional Calc_LSR_MC[5] desenvolvido com base na norma EN 1993-1-8[1], foi utilizado para calcular a rigidez inicial de cada componente e a resistência de cada fileira de parafusos das ligações com chapa de extremidade estendida. O programa realiza uma análise iterativa de combinações possíveis, registrando os resultados em uma tabela, que é armazenada em planilha eletrônica e arquivo digital, possibilitando a visualização dos dados e os cálculos computacionais, que incluirá dados como $M_{res}$ e $S_{res}$ . No item 3 do terceiro capítulo, será apresentada uma tabela com os resultados gerados pelo programa, incluindo os dados do perfil viga, coluna, chapa e parafuso.

Para uma compreensão mais detalhada do funcionamento do algoritmo desenvolvido, são delineados a seguir, de maneira sequencial, as etapas do processo.

**1. Inicialização**

O processo inicia-se com a definição e inicialização das variáveis, incluindo aquelas relacionadas aos parâmetros de configuração, como tipos de ligação, materiais e coeficientes de segurança. Esta etapa assegura que o ambiente esteja adequadamente preparado para o carregamento das informações e a execução do algoritmo.

**2.Carregamento dos dados do banco de dados**

São carregadas as tabelas que contêm os perfis de vigas e colunas, as chapas, os parafusos e as configurações necessárias para a análise estrutural.

**3. Criação da estrutura de armazenamento de dados**

Uma variável denominada `BDD_LSR` é criada para armazenar os resultados obtidos nas combinações analisadas ao longo do processo.

**4. Loop de combinações exequíveis**

Um loop é iniciado para percorrer todas as combinações exequíveis entre os perfis estruturais de vigas e colunas.

- Para cada combinação, é acionada a função responsável por fornecer as propriedades dos perfis metálicos, tanto das vigas quanto das colunas.
- Verificam-se se as espessuras das chapas e diâmetrossatisfazem os critérios de compatibilidade geométrica.

**5. Cálculo estrutural das ligações**

A função `Calc_LSR_MC` é executada, visando o cálculo do momento resistente ($Mj,rd$) e da rigidez rotacional inicial ($Sj,ini$) para cada tipo de ligação considerada noQuadro 3.

**6. Armazenamento dos resultados**

Os valores do momento resistente e da rigidez são armazenados na estrutura `BDD_LSR`.

**7. Armazenamento final dos dados**

Por fim, os resultados gerados são arquivadosnuma tabela (`BDD_LSR`) e salvos nos formatos Excel e digital para análises subsequentes.

- Assim,o arquivo `BDD_LSR` constitui um banco de dados de ligações viga-coluna (LVC's), considerando perfis de vigas e colunas, chapas de extremidade e parafusos.

### 2.2.10 RESTRIÇÕES CONSTRUTIVAS E CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO

Antes da determinação da rigidez rotacional e do momento resistente das ligações, o módulo computacional Calc_LSR_MC realiza uma verificação detalhada das restrições construtivas relativas às

combinações geradas, assegurando a compatibilidade geométrica das dimensões dos elementos envolvidos. As verificações abrangem aspectos como espessuras das chapas, diâmetros dos parafusos e distâncias entre as fileiras de parafusos.

1. **Largura da viga e da coluna**: A largura da viga não deve ser maior que a largura da coluna, de acordo com a relação:
    - Se $b_{fb} > b_{fc}$, onde $b_{fb}$ é a largura da viga e $b_{fc}$ é a largura da coluna, o cálculo é interrompido.
2. **Distâncias verticais entre parafusos**: As distâncias entre os parafusos nas fileiras devem respeitar os seguintes critérios:
    - Se $p < 3d_p$ ou $p_x < 1{,}5d$ ,onde $p$ é a distância vertical entre o parafuso 1 e 2, $p_x$ é a distância entre o parafuso 2 e 3, e $d$ é o diâmetro nominal do parafuso, o programa considera inválidas as distâncias e o cálculo é interrompido.
3. **Espessura mínima da chapa**: A espessura da chapa deve ser superior a um valor mínimo para garantir que a ligação não tenha uma chapa excessivamente fina em combinação com parafusos robustos. Esse valor mínimo é calculado como:
    - $t_{p,min} = \frac{d_p}{3}$, onde $d_p$ é o valor do diâmetro do parafuso e $t_{p,min}$ é a espessura mínima da chapa. Caso $t_p < t_{p,min}$, o programa interrompe o cálculo.
4. **Espessura das chapas em relação à mesa da viga e da coluna**: A espessura da chapa deve ser maior ou igual às espessuras das mesas da viga e da coluna para garantir a compatibilidade construtiva entre os elementos:
    - Se $t_p < t_{fb}$ ou $t_p < t_{fc}$, conde $t_{fb}$ e $t_{fc}$ são as espessuras das mesas da viga e da coluna, respectivamente, o cálculo é interrompido, invalidando a configuração.

### 2.2.11 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA CALC_LSR_MC

A validação dos resultados obtidos pelo programa Calc_LSR_MC - utilizado neste trabalho -foi realizada com base no modelo experimental T101.010, amplamente referenciado na literatura [6]. Este modelo foi inicialmente utilizado para estudar uma ligação viga-coluna com chapa de extremidade estendida parafusada, submetida a uma carga estática na extremidade da viga, como ilustrado na Figura . Os ensaios experimentais realizados consistiam no aumento progressivo da carga estática até o colapso da ligação ou até que o deslocamento máximo na extremidade da viga atingisse 200 mm. Para esses ensaios, foram empregados parafusos de alta resistência (classe 10.9) com protensão inicial.

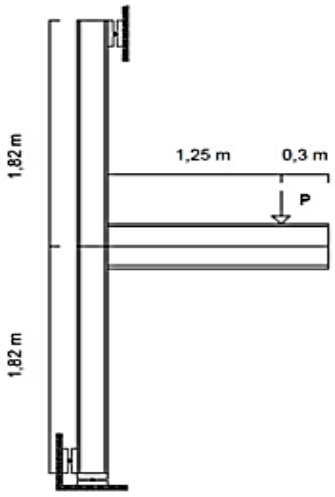



Figura 8 – Modelo Experimental T101.010 (JANSS *et al*,1987)

Ao longo do tempo o, modelo experimental T101.010 foi extensivamente utilizado por diversos autores, como Faella C, PilusoV, Rizzano G [3], Cabrero JM,Bayo E [7], Díaz C [8] e Hortencio RS,Falcón GAS [4], principalmente para validar resultados obtidos por meio de modelos numéricos. A Tabela 1 apresenta uma análise comparativa da rigidez rotacional inicial e do momento resistente da ligação viga-pilar do modelo T101.010, considerando os resultados do modelo JMRC proposto por Faella C, Piluso V,Rizzano G [3], do modelo EC3 de Díaz C [8] e do módulo de análise Calc_LSR_MC, utilizado neste trabalho.

Tabela 1 – Resultados do modelo T101.010

| | **JANSS** | **FAELLA** | **DÍAZ** | **Presente Trabalho** |
|---|---|---|---|---|
| $S_{j,ini}$ $(kn/m)$ | 25316 | 20805 | 24181 | 23572,85 |
| $S_{j,ini}$ (%) | 107,4% | 86,3% | 102,6% | 100% |
| $M_{j,Rd}$ $(kn.m)$ | 96,36 | 100,05 | 93,70 | 91,03 |
| $M_{j,Rd}$ (%) | 105,9% | 109,9% | 102,9% | 100% |

Observa-se que o Programa Calc_LSR_MC reproduziu valores de rigidez inicial e momento resistente da ligação dentro do esperado. A rigidez inicial encontrada foi o segundo menor valor entre os comparados, com uma diferença de 7,4% em relação ao maior valor, obtido por Janss J, Jaspart JP, Maquoi R. [6], e de 14,16% em relação ao menor valor, obtido por Faella C, Piluso V,Rizzano G[3]. O momento resistente apresentado pelo algoritmo foi o menor entre os observados, com uma diferença de até 9,9% em relação aos valores da literatura.

## 3. RESULTADOS

Foram utilizadas perfis e componentes disponíveis no mercado local e foram geradas 158787 ligações viga-coluna, combinações exequíveis de perfis de vigas e colunas, espessuras de chapas e diâmetros de parafusos. Para cada combinação possível, a análise das LVC considera quatro tipos de

configuração da ligação, que variam conforme a posição delas no pórtico, conforme o Quadro 4 e a Figura 9:

**Quadro 4– Tipos e posições da LVC**

| Código | Descrição |
|---|---|
| **V-CC (C)** | Ligação viga-pilar, contínuo, a uma face |
| **V-CF (A)** | Ligação viga-pilar, extremo, a uma face |
| **2V-CC (D)** | Ligação viga-pilar, contínuo, a duas faces |
| **2V-CF (B)** | Ligação viga-pilar, extremo, a duas faces |

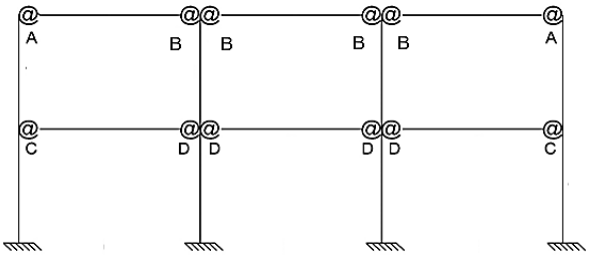



Figura 9 – Pórtico de 2 andares e 3 vãos (adaptado de CABRERO & BAYO, 2005)

Após a execução do código para a criação do banco de dados de combinações de chapas, parafusos e perfis de vigas e colunas. A maneira de exemplo, alguns resultados obtidos para cálculo os momentos resistentes ($M_{j,rd}$) e as rigidezes rotacionais iniciais ($S_{j,ini}$) para os tipos de ligações citados no Quadro 4, são apresentados nas Tabela 2 e 3.

Tabela 2 - Momento resistente ($M_{j,rd}$) das ligações viga-coluna

| $Viga$ | $Coluna$ | $d_p$ | $t_p$ | $v-cc$ | $v-cf$ | $2v-cc$ | $2v-cf$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 12 | 8.0 | 12,38 | 7.90 | 12.39 | 7.90 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 16 | 8.0 | 15,90 | 9.91 | 15.91 | 9.91 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 20 | 8.0 | 17,91 | 12.50 | 17.92 | 12.50 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 22 | 8.0 | 19,46 | 14.77 | 19.46 | 14.77 |

Tabela 3 - Rigidez inicial ($S_{j,ini}$)das ligações viga-coluna

| $Viga$ | $Coluna$ | $d_p$ | $t_p$ | $v-cc$ | $v-cf$ | $2v-cc$ | $2v-cf$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 12 | 8.0 | 1711.500 | 993.60 | 1954.51 | 1073.21 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 16 | 8.0 | 2119.730 | 1392.92 | 2520.47 | 1562.40 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 20 | 8.0 | 2632.117 | 1972.31 | 3303.27 | 2341.04 |
| W 150 x 13 | W 150 x 22.5 (H) | 22 | 8.0 | 2831.851 | 2340.03 | 3635.84 | 2875.72 |

**3.2 ÁBACOS DE DIMENSIONAMENTO**

Adicionalmente, a ferramenta computacional desenvolvida possibilita a geração de ábacospara análise específica de determinadas configurações que podem surgir durante o processo de otimização, permitindo a estimativa preliminar da rigidez inicial e do momento resistente de ligações viga-coluna.

Esses ábacos auxiliam no projeto em fases iniciais, dispensando análises detalhadas. A maneira de exemplo, na Figura 10 apresenta-se um ábaco referente as vigas da série W 200 conectada ao pilar W 200 x 46.1 (H).

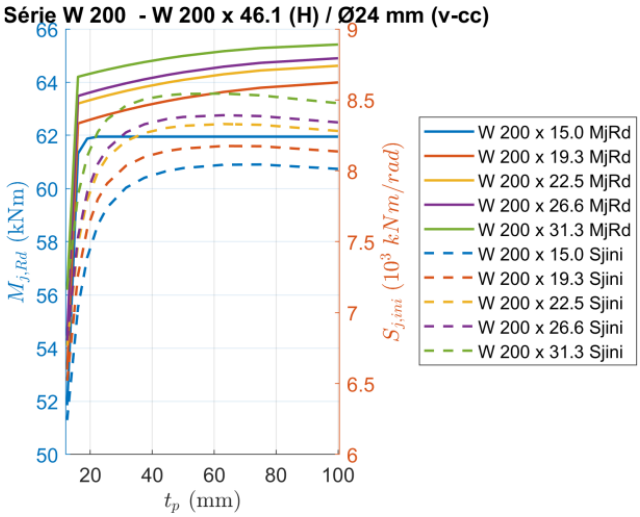



Figura 10- Ábaco de $M_{j,rd}$ e $S_{j,ini}$ para ligações W 200 / W 200x46.1 (H) com Ø24 mm (v-cc)

As curvas contínuas representam os valores de $M_{j,rd}$ (em $kNm$), enquanto as curvas tracejadas indicam os valores de $S_{j,ini}$ (em $10^3 kNm/rad$). Cada par de curvas está associado a uma combinação específica de viga-coluna, conforme indicado na legenda.

### 3.1 APLICAÇÕES UTILIZANDO O BANCO DE DADOS (BDD_LVC) NA OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Na aplicação do BDD_LVC no dimensionamento ótimo de pórticos de aço planos não contraventados, analisou-se um pórtico simples com um vão e dois pavimentos, composto por seis barras e quatro ligações entre vigas e colunas. A Figura 11 apresenta a geometria da estrutura, os carregamentos aplicados e a divisão dos elementos em grupos. Essa estrutura já foi objeto de estudo em trabalhos anteriores, como os de Simões [10] e Ferreira Júnior [11], dentre outros. Para fins de análise, os pilarese vigas foram agrupados em grupos,que utilizam os mesmos perfis estruturais, assim como também as rigidezes iniciais das ligações viga-coluna,agrupadas em grupos que utilizam as mesmas componentes (chapas de extremidade e parafusos).O processo de otimização estrutural foi conduzido por meio de um algoritmo genético, que, a cada iteração, buscava as melhores combinações de perfis e ligações com base em critérios normativos, construtivos, de desempenho mecânico ede minimização de custo.

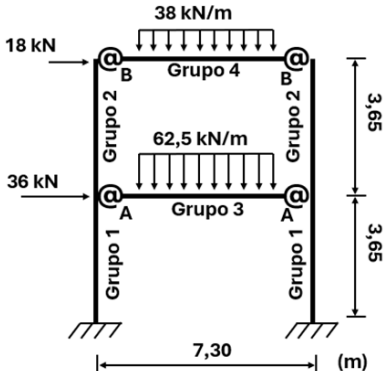



Figura 11 - Pórtico plano: 2 pavimentos e 1 vão, adaptado de Simões (1996)

Os resultados obtidos no presente trabalho foram comparados com aqueles apresentados em estudos anteriores, como os de Simões [10] e Ferreira Júnior [11]. A Tabela 4 e 5,apresenta os perfis estruturais obtidos em cada trabalho citado, juntamente com suas respectivas massas totais e equivalentes, permitindo uma avaliação preliminar dos resultados obtidos para os grupos otimizados.

Tabela 4 - Resultados ótimo dos perfis do pórtico de Simões 1996

| Grupo | Simões (1996) | Ferreira (2018) | Presente Artigo (2025) |
|---|---|---|---|
| 1 | IPE 400 | W 360 x 44,6 | W 310 x 97,0 (H) |
| 2 | IPE 400 | W 360 x 58,0 | W 250 x 62,0 (H) |
| 3 | IPE 500 | W 530 x 82,0 | W 460 x 52,0 |
| 4 | IPE 400 | W 360 x 64,0 | W 310 x 28,3 |
| Massa Total (kg) | 2114,1 | 1814,8 | 1746,9 |

Tabela 5 - Resultados dos componentes das ligações em mm

| Autores | Grupo | $t_p$ | $d_p$ | Massa Equivalente (kg) |
|---|---|---|---|---|
| **Simões (1996)** | A | - | - | 237,70 |
| | | - | - | |
| | B | - | - | |
| | | - | - | |
| **Ferreira (2018)** | A | - | - | 227,94 |
| | | - | - | |
| | B | - | - | |
| | | - | - | |
| **Presente Artigo (2025)** | A | 30 | 22,4 | 205,25 |
| | B | 19 | 33 | |

Importante destacar que os estudos de Simões [10] e Ferreira Júnior [11] apresentaram apenas os valores da massa equivalente das ligações, sem detalhar as dimensões das chapas e parafusos utilizados, enquanto este trabalho traz esses valores de forma explícita, permitindo uma compreensão mais detalhada dos componentes da ligação.

Para a obtenção dos resultados apresentados na Tabela 5, foi utilizado o banco de dados digital BDD_LVC ao longo das iterações do processo de otimização estrutural. A cada iteração do algoritmo genético, o programa acessava o BDD_LVC com o objetivo de identificar, dentre as combinações disponíveis, os conjuntos de chapas e parafusos mais adequados às características estruturais das vigas e colunas selecionadas. O critério de busca adotado considerou simultaneamente o momento solicitante e rigidez rotacional atuante na ligação, garantindo que os componentes escolhidos atendessem aos requisitos de desempenho mecânico. Com isso, reduziu-se significativamente o custo computacional do processo, o que resultou na diminuição do tempo total de execução da otimização da estrutura.

### 3.3 EXPORTAÇÃO E USO DOS DADOS

Os resultados foram armazenados em uma tabela que contém todas as combinações de perfis de vigas e colunas, espessuras de chapas, diâmetros de parafusos, momentos resistentes e rigidezes iniciais. O banco de dados pode ser exportado para um arquivo Excel, permitindo fácil acesso e análise adicional. Além disso,um arquivo digital foi salvo, disponibilizandoo uso dos dados em futuras simulações ou estudos de otimização estrutural.

### 3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos neste trabalho mostram que os objetivos inicialmente propostos foram atingidos com sucesso. Em primeiro lugar, foi desenvolvido um banco de dados (BDD_LVC) que contém todas as combinações exequíveis de perfis de vigas e colunas, espessuras de chapas e diâmetros de parafusos, formando a base para a otimização estrutural. Esse banco de dados foi essencial para eliminar a necessidade de cálculos repetitivos, uma vez que os valores necessários para a análise das ligações viga-coluna estavam previamente armazenados.

Além disso,os resultados obtidos a partir dos cálculos das ligações viga-pilar foram analisados considerando as variáveis de espessura da chapa e diâmetro do parafuso, observou-se que à medida que essas variáveis aumentam,há um incremento significativo tanto no momento resistente ($M_{j,rd}$) quanto na rigidez inicial ($S_{j,ini}$) das ligações.

Nota-se, por meio dos ábacos, que o aumento da espessura da chapa ($t_p$) gera incrementos significativos em $M_{j,rd}$ e $S_{j,ini}$ apenas nas chapas mais finas, com estabilização progressiva a partir de 40 mm. Isso evidencia um limite a partir do qual o ganho estrutural torna-se pouco eficaz. Além disso, os valores de$M_{j,rd}$ e$S_{j,ini}$ de seções mais robustas, como W 200 x 31.3, confirma a sensibilidade desses parâmetros à geometria dos perfis envolvidos. Tais informações contribuem para decisões mais eficientes durante o pré-dimensionamento.

A verificação geométrica das combinações de vigas, colunas, chapas e parafusos indicou que a maioria das combinações atendem adequadamente às exigências construtivas estabelecidas. No entanto, algumas combinações, especialmente aquelas com chapas de espessura reduzida ou parafusos de diâmetro inferior, não cumpriram integralmente os critérios de compatibilidade geométrica, sendo,

portanto, descartadas. Tais restrições garantem que as dimensões dos elementos sejam adequadas para execução, prevenindo discrepâncias que possam comprometer a compatibilidade nas ligações entre os componentes.

No tocante à eficiência computacional,a utilização do BDD_LVC reduziu consideravelmente o tempo de execução do processo de otimização, uma vez que os cálculos não precisaram ser refeitos a cada iteração. O acesso direto aos dados do banco permitiu que o algoritmo genético selecionasse as melhores combinações de perfis e ligações de forma mais rápida, sem a necessidade de cálculos repetitivos para cada combinação.

Além disso, a redução da massa total das estruturas otimizadas foi de até 17% em relação aos modelos de referência, comprovando que o modelo não só melhorou a eficiência computacional, mas também gerou soluções estruturalmente mais leves e econômicas.

Dessa forma, conclui-se que a proposta metodológica é válida, podendo ser aplicada em diferentes contextos de projeto de estruturas metálicas. A ferramenta desenvolvida representa um avanço na automação do dimensionamento de pórticos com ligações semirrígidas e serve como base para estudos futuros.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem à FAPERJ, CAPES, e à UENF (Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro) pelo apoio financeiro e incentivo à realização deste trabalho.

**REFERÊNCIAS**

1. European Committee for Standardization (CEN). Design of steel structure. Part 1.1: general rules and rules for building. EN 1993-1-8, Eurocode 3. Brussels: CEN; 2005.

2. Chen WF, Lui EM. Stability design of steel frames. Boca Raton: CRC Press; 1991.

3. Faella C, Piluso V, Rizzano G. Structural steel semi-rigid connections: theory, design and software. Boca Raton: CRC; 2000.

4. Hortencio RS, Falcón GAS. Optimal design of beam-column connections of plane steel frames using the component method. Lat Am J Solids Struct. 2018;15(11):e68.

5. Falcón GAS, Montrull PM. Dimensionamento ótimo de ligações semirrígidas de pórticos de aço – modelo “pórtico auxiliar”. In: XXXV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering; 2014; Fortaleza, CE. Fortaleza: [publicador não identificado]; 2014

6. Janss J, Jaspart JP, Maquoi R. Experimental study of the non-linear behaviour of beam-to-column bolted joints. In: Bjorhovde R, Brozzetti J, Colson A, editors. Connections in Steel Structures: Behaviour, strength & design. Elsevier Applied Science; 1987. p. 26-32.

7. Cabrero JM, Bayo E. Development of practical design methods for steel structures with semirigid connections. EngStruct. 2005;27:1125-37.

8. Díaz C. *Diseño óptimo uniones semirrígidas mediante simulación numérica y modelos kriging* [tese de doutorado]. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena; 2010.

9. Lima LRO. Comportamento de ligações com placa de extremidade em estruturas de aço submetidas a momento fletor e força axial [tese de doutorado]. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio; 2003.

10. Simões LMC. Optimization of frames with semi-rigid connections. *ComputStruct*. 1996;60:531–9.

11. Ferreira Júnior SS. Projeto ótimo de pórticos de aço com ligações semirrígidas utilizando algoritmos genéticos e elementos finitos híbridos [dissertação]. Campos dos Goytacazes: Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF; 2018.

12. Chen WF, Kishi N, Komuro M. Semi-rigid connections handbook. Fort Lauderdale: J. Ross Publishing; 2011.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Dinâmica e vibração das estruturas de aço: projeto, dimensionamento e monitoramento da resposta às ações dinâmicas.

# CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO DE UMA TORRE METÁLICA DE USINA HELIOTÉRMICA

Arthur Harger[1]
Juliano Pasa de Campos[5]
Henrique Campelo Gomes[2]
Marcos Aurélio Marques Noronha[6]
Patrícia de Oliveira Faria[6]
André Sarkis Müller[4]
Eduardo de Morais Barreto Campello[3]
Paulo Henrique Staciarini[7]
José Bione de Melo Filho[7]

**Resumo**

As usinas de geração de energia limpa têm ganhado nas últimas décadas posição de destaque, sendo uma opção quase exclusiva em projetos com propostas ambientalmente sustentáveis. Neste cenário, as usinas heliotérmicas são uma novidade, especialmente na matriz energética nacional, tendo no sertão de Pernambuco um projeto pioneiro em termos de tecnologia e eficiência de geração de energia. Os requisitos de operação da usina exigem restrições ao comportamento dinâmico do conjunto fundação-estrutura, tanto dos heliostatos (espelhos refletores de radiação solar) quanto da torre receptora, que precisam ser muito bem avaliados na fase de projeto e comprovados durante a operação. Neste trabalho serão analisados os efeitos do vento atuando na torre e nos heliostatos e a resposta do conjunto fundação-torre para atender aos requisitos de operação da usina em questão. As forças devidas ao vento constituem o principal carregamento variável atuante nos componentes e estruturas da usina e, por esta razão, diferentes possibilidades de cálculo previstas na NBR6123:2023, incluindo análises estáticas e respostas dinâmicas, são analisadas e discutidas no trabalho. Alguns aspectos interessantes e relevantes ao projeto de estruturas e de fundação também são apresentados e discutidos.

**Palavras-chave**: Torre metálica; Forças devidas ao vento; Usina heliotérmica; Análise dinâmica.

# ENGINEERING DESIGN ASPECTS OF A HELIOTHERMAL POWER PLANT TOWER

**Abstract**

Clean energy power plants have gained prominence in recent decades, becoming the nearly exclusive choice for environmentally sustainable projects. In this context, heliothermal power plants are a novelty, especially in Brazil's energy matrix, with a pioneering project in Pernambuco notable for its technology

and energy generation efficiency. The plant's operational requirements impose constraints on the dynamic behavior of the foundation-structure system—both for the heliostats (solar radiation reflectors) and the receiver tower—which must be meticulously designed and validated during operation. This study analyzes the effects of wind loads on the tower and heliostats, as well as the foundation-tower system's response to meet the plant's operational demands. Wind-induced forces constitute the primary variable load acting on the plant's components and structures. For this reason, different computational approaches outlined in the Brazilian standard NBR 6123:2023—including static analyses and dynamic responses—are examined and discussed. Additionally, key aspects relevant to the design of foundations and structures are presented and debated.

**Keywords**: Steel tower; Wind loads; Heliothermal power plant; Dynamic analysis.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

[2] Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

[3] Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

[4] Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Federal do Maranhã, São Luís, MA, Brasil.

[5] Graduado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

[6] Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

[7] Diretoria de Pesquisa e Desenvolvimento P&D – Eletrobras, Brasil

## 1 INTRODUÇÃO

Como parte do combate às mudanças climáticas e dos esforços de redução das emissões de carbono na atmosfera, a geração de energia limpa tem ganhado cada vez mais destaque. Uma alternativa que vem sendo desenvolvida nas últimas décadas são as usinas heliotérmicas, que convertem a irradiação solar em calor, utilizado para gerar energia elétrica. Os raios solares são refletidos por painéis – denominados heliostatos – e concentrados em um receptor que acumula calor e aquece um fluido térmico utilizado no ciclo de geração, como descreve Zhang et al. [1]. Apesar do potencial, essa tecnologia ainda corresponde a uma parcela pequena da matriz energética mundial, tendo, em 2025, apenas 7,36 GW de potência total instalada, segundo a *Solar Power and Chemical Energy Systems* (SolarPACES) [2]. Em comparação, a fonte solar fotovoltaica ultrapassou em 2024 a marca de 2,0 TW de potência instalada ao redor do mundo, segundo a *Solar Power Europe* [3].

A capacidade produtiva heliotérmica ainda é concentrada em poucos países, mas tem no Brasil grande potencial a ser explorado dados os altos índices de irradiação normal direta, segundo de Souza et al. [4]. A partir da chamada pública nº 19/2015 – Projeto Estratégico para Desenvolvimento de Tecnologia Nacional de Geração Heliotérmica de Energia Elétrica, será construída uma usina heliotérmica do tipo torre solar em Petrolina - PE com potência prevista de 1 MW, parte do Projeto de PDI ANEEL intitulado: Pesquisa e Desenvolvimento em Plantas Heliotérmicas Localizadas no Centro de Referência em Energia Solar de Petrolina – CRESP. A usina contará com 247 heliostatos que refletirão os raios solares para um receptor posicionado a 40 m de altura no topo de uma torre metálica treliçada, chumbada a um bloco de fundação de concreto.

Os requisitos de operação da usina exigem restrições ao comportamento dinâmico do conjunto fundação-estrutura, que precisam ser muito bem avaliados na fase de projeto e comprovados durante a operação. Os deslocamentos transversais no topo da torre, por exemplo, não devem ultrapassar 5 cm durante a operação, para que os raios solares se concentrem corretamente no receptor e a irradiação seja eficientemente convertida em calor. Nesse contexto, o principal carregamento advém do efeito do vento, que deve ser analisado cuidadosamente, dada a sua natureza dinâmica e estocástica. A força de ação do vento em uma estrutura pode ser genericamente[1] definida por

$$F = qCA, \tag{1}$$

na qual $A$ é a área de referência do elemento ao redor do qual se dá o escoamento, $C$ é um coeficiente aerodinâmico – também denominado coeficiente de força – e $q$ é a pressão dinâmica dada em função da velocidade do vento $V$ e da massa específica do ar $\rho$:

$$q = \frac{1}{2}\rho V^2. \tag{2}$$

[1] Para uma análise mais detalhada, recorrer a referências clássicas como Blessmann [5] e Holmes [6].

Na prática da engenharia civil brasileira os parâmetros das Equações 1 e 2 são costumeiramente obtidos a partir do procedimento padrão apresentado na NBR6123:2023 - Forças Devidas ao Vento em Edificações [7]. Nela é definida a velocidade característica do vento $V_k$ em função da localização, da topografia, da rugosidade do terreno e da altura com relação ao solo; e são apresentados os coeficientes aerodinâmicos de diversos tipos de edificações e elementos estruturais de acordo com suas geometrias e diferentes direções de incidência do vento.

Esse procedimento, porém, representa uma análise estática. Apesar de a velocidade do vento variar no tempo, faz-se uma análise estacionária, considerando-se apenas a velocidade média e desprezando-se as variações aleatórias devidas à turbulência atmosférica. Essa é uma hipótese razoável para edificações comuns, que costumam ser bastante rígidas e ter altas frequências naturais de vibração. Porém, para estruturas mais flexíveis com frequências naturais mais baixas – como a torre solar em questão – a resposta dinâmica passa a ser relevante e deve ser analisada com mais rigor. Buscando adereçar essa questão sem perder a praticidade e a simplicidade que o engenheiro estrutural necessita na fase de projeto, a NBR6123:2023 propõe dois modelos de cálculo para a consideração dos efeitos dinâmicos. O modelo contínuo simplificado pode ser adotado para edificações de seção transversal constante e distribuição aproximadamente uniforme de massa, e resulta em uma expressão direta para a pressão dinâmica ao longo da altura em função de parâmetros geométricos e dinâmicos da edificação. Para estruturas que não se encaixam nessa categoria – como a torre solar, que apresenta grande concentração de massa em seu topo advinda do receptor – é esperado que essa avaliação simplificada leve a resultados inconsistentes. Para esses casos, pode ser utilizado o modelo discreto, que consiste em dividir a estrutura em níveis representados por nós que reúnem suas propriedades, e calcular para cada um as forças devidas às parcelas média e flutuante da ação do vento. Ambos os métodos descrevem os efeitos dinâmicos por expressões analíticas de forças estáticas equivalentes, que devem ser então incorporadas ao modelo estrutural.

Este trabalho tem como objetivo modelar os efeitos do vento atuando na torre solar e analisar a resposta do conjunto fundação-estrutura para atender aos requisitos de operação da usina heliotérmica de Petrolina. Inicialmente, foi implementado o procedimento estático padrão da NBR6123:2023 para três direções de incidência do vento, com algumas adaptações dadas as especificidades da torre. Em seguida, averiguou-se a partir das frequências naturais de vibração da estrutura que era necessário analisar a resposta dinâmica em uma das direções de incidência do vento. Os dois modelos dinâmicos sugeridos pela norma foram implementados e os resultados foram comparados entre si e com as previsões do modelo estático.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caracterização do sistema e modelo estrutural

A torre tem estrutura treliçada de 40 m de altura e seção transversal de 1,9 m x 2,9 m, como apresenta a Figura 1. As barras são perfis metálicos de seção circular vazada, a não ser pelas cantoneiras que apoiam o receptor no topo. Apesar das dimensões da seção transversal da torre permanecerem constantes ao longo da altura, as barras na base são consideravelmente menos esbeltas que as no topo, já que devem

resistir ao peso de toda a estrutura. As quatro bases da torre são chumbadas a um bloco de fundação de concreto com 90 cm de espessura e seção transversal quadrada com 7,6 m de lado. Além de apoiar o receptor com 5,3 t, a torre suporta um escudo de 0,5 t para proteger os perfis metálicos do calor intenso. A disposição desses dois elementos e a posição de seus centros de massa são apresentadas na Figura 2. Além da estrutura e dos componentes mencionados, a torre possui tubulações e cabeamentos (ver Figura 3) sobre os quais também foram considerados os efeitos do vento e da gravidade.

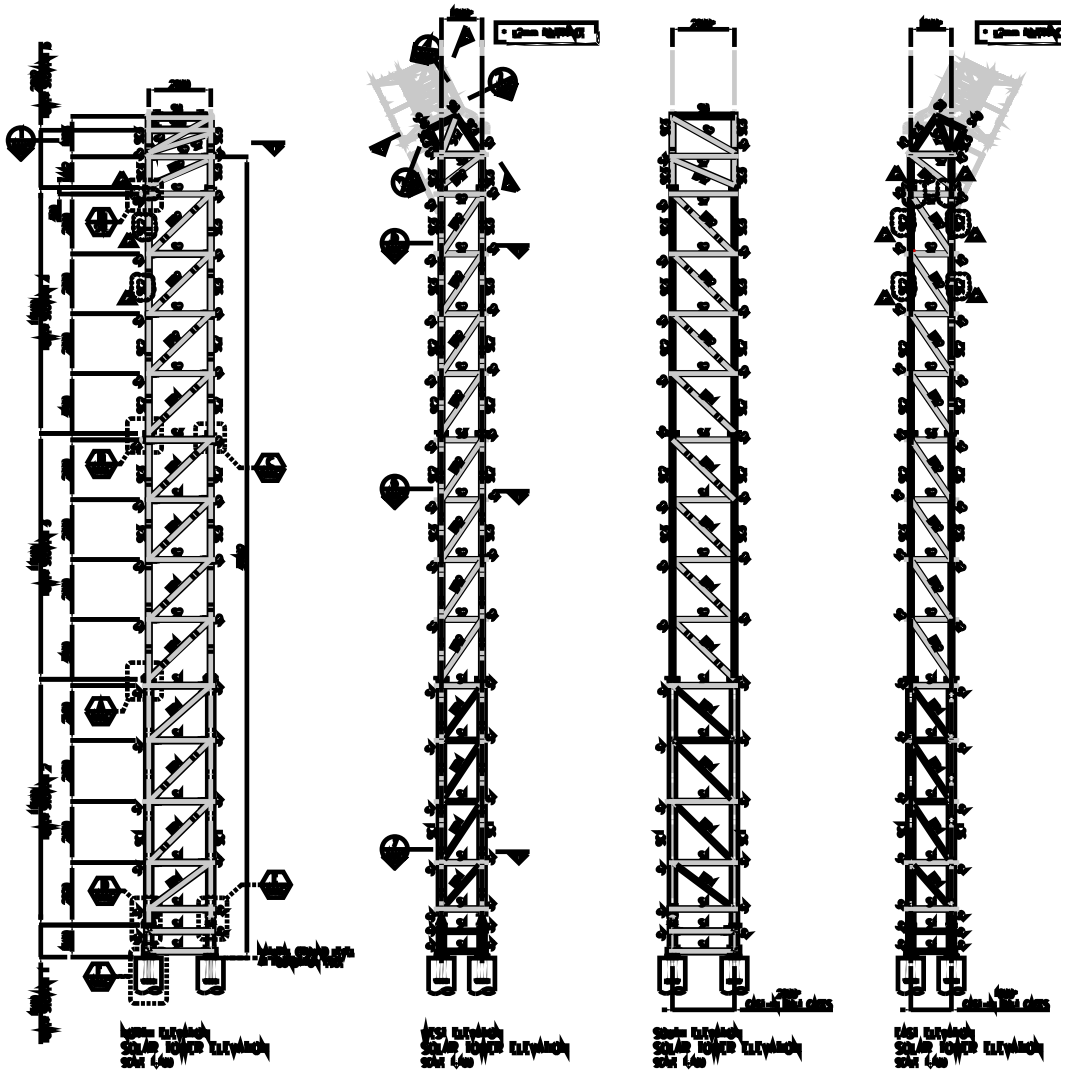


*Figura 1: Elevações da estrutura metálica da torre solar.*

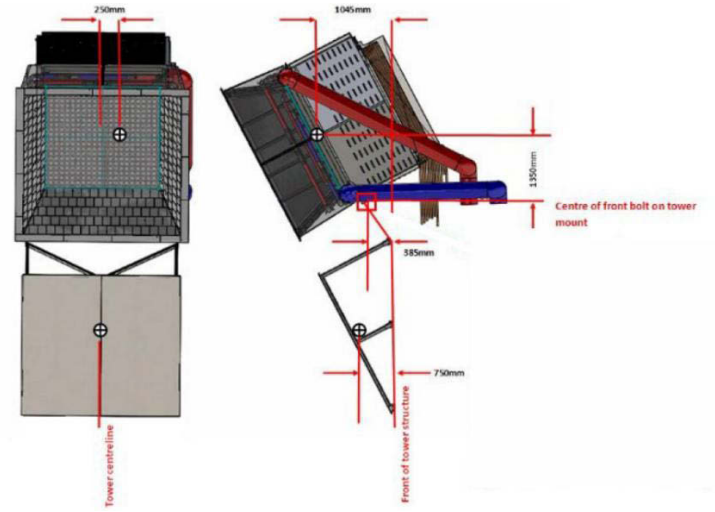



*Figura 2: Detalhamento do conjunto receptor-escudo*

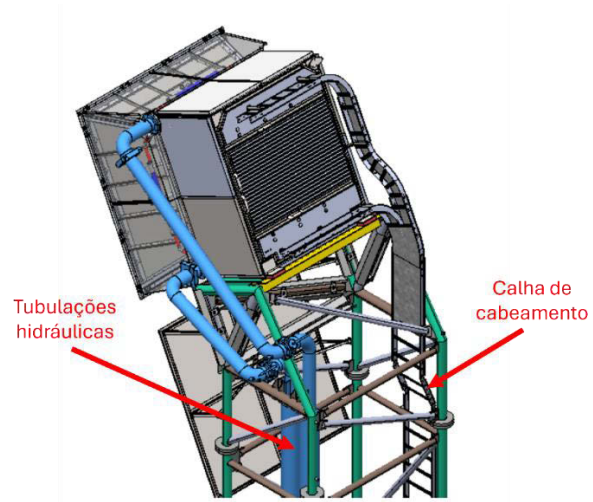



*Figura 3: Posicionamento das conexões de serviço na torre solar.*

O modelo da estrutura foi realizado no *software* STRAP (versão 2024) e é apresentado na Figura 4. O sistema de coordenadas foi definido de forma que o sentido positivo do eixo *X2* esteja alinhado com a direção Sul. Considerou-se que as barras horizontais e diagonais são articuladas nas extremidades e que as bases da torre são engastadas à fundação, sendo esta admitida como rígida. Para que os carregamentos advindos do receptor pudessem ser transmitidos à estrutura, foi definido um nó correspondente ao seu centro de massa, que foi rigidamente conectado a nós intermediários nas cantoneiras. As cargas relacionadas ao escudo são aplicadas aos seus seis pontos de fixação na torre.

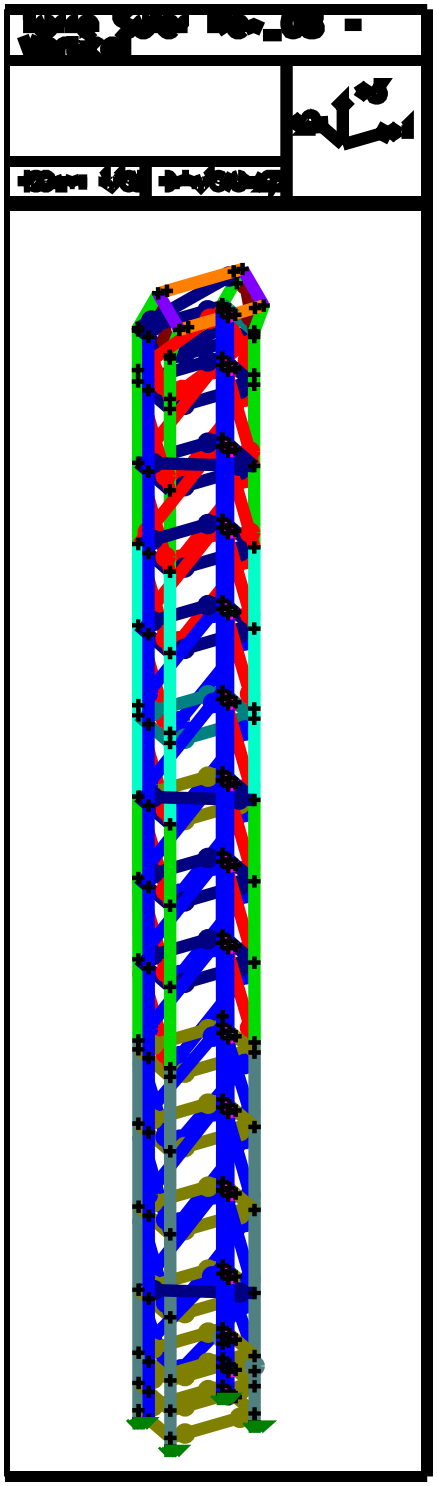


*Figura 4: Modelo estrutura da torre solar no STRAP*

### 2.2 Forças de vento segundo a NBR6123:2023

Além dos pesos do receptor, do escudo, das conexões de serviço e da própria estrutura, a torre solar está sujeita à ação do vento. Para os fins de verificação estrutural foram consideradas as direções de incidência ortogonais às faces e uma direção oblíqua a elas. Dado que o conjunto receptor-escudo tem centro de gravidade excêntrico ao eixo da torre, estando posicionado mais a Norte e mais a Oeste (vide Figura 2), foram analisados os sentidos críticos Sul-Norte, Leste-Oeste e Sudeste-Noroeste, que correspondem a (0, -*X2*), (+*X1*, 0) e (+*X1*, -*X2*) no sistema de coordenadas do modelo STRAP (vide Figura 4), e são denominados 0°, 90° e 45°, respectivamente, como indica a Figura 5. Esta seção descreve os procedimentos recomendados pela NBR6123:2023 para a modelagem das cargas de vento em edificações e os aplica para o caso da torre solar em questão.

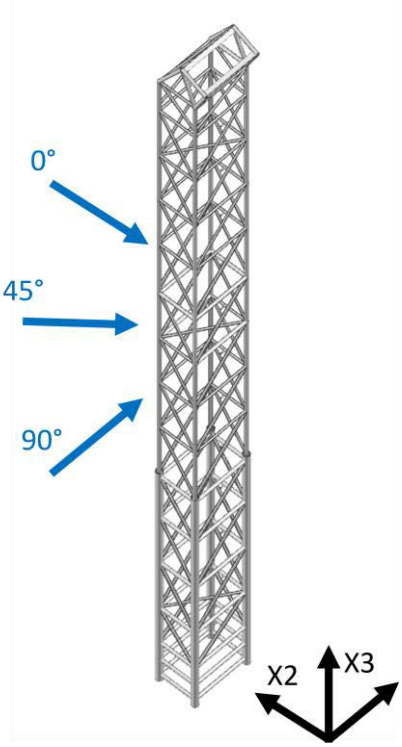



*Figura 5: Direções analisadas de incidência do vento.*

#### 2.2.1 Análise estática

No procedimento padrão da NBR6123:2023 considera-se a massa específica do ar $\rho$ = 1,226 kg/m³ e reescreve-se a pressão dinâmica $q$ em N/m² como

$$q = \frac{1}{2}\rho V_k^2 = 0{,}613\, V_k^2, \tag{3}$$

em que $V_k$ é a velocidade característica em m/s dada por

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3. \quad (4)$$

A velocidade básica do vento $V_0$ é definida pela norma como a velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida em média uma vez em 50 anos. Ela é obtida pelas isopletas apresentadas na Figura 6, sendo igual a 30 m/s em Petrolina. O fator $S_1$ depende da topografia da localidade, e é igual a 1,0 para o terreno plano onde se encontra a usina heliotérmica. O fator $S_3$ depende do grau de segurança requerido e da vida útil da edificação, e é adotado como 0,95, dado que a torre solar não é destinada à ocupação humana e que a circulação de pessoas no seu entorno é reduzida.

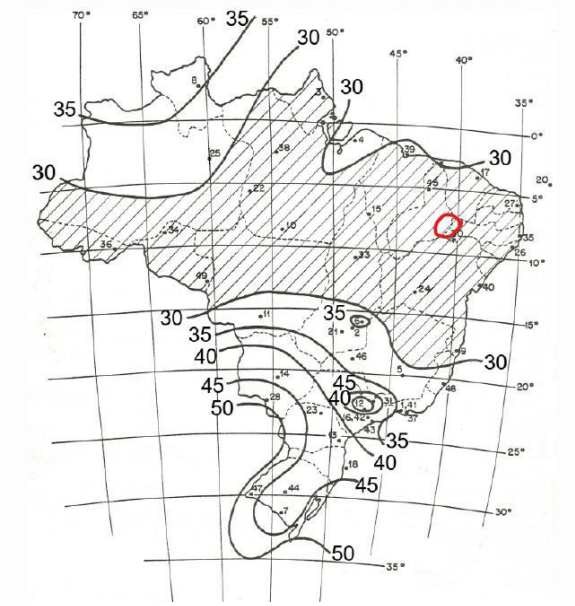



*Figura 6: Isopletas de velocidade básica* $V_0$ *em m/s segundo a NBR6123:2023. O círculo vermelho indica a localização de Petrolina - PE*

O fator $S_2$ é definido como:

$$S_2 = b_m F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p, \quad (5)$$

em que $z$ é a altura acima do solo, em metros, e $b_m$, $F_r$ e $p$ são parâmetros dependentes da rugosidade do terreno e das dimensões da edificação. A usina se encontra em um terreno aberto com obstáculos baixos e pouco numerosos ao seu redor, o que caracteriza a categoria de rugosidade II. Sendo a maior dimensão da torre (altura de 40 m) maior que 20 m e menor que 50 m, ela é uma edificação da classe B. Para a categoria II e classe B, tem-se $b_m$ = 1,0, $F_r$ = 0,98 e $p$ = 0,09.

Substituindo-se todos os parâmetros na Equação 4, obtém-se o perfil da velocidade característica $V_k$ (m/s) em função da cota $z$ (m):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 30 \cdot 1{,}0 \cdot \left[1{,}0 \cdot 0{,}98 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}09}\right] \cdot 0{,}95 = 27{,}93 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}09}. \quad (6)$$

Observa-se, porém, que a norma define a Equação 5 para alturas $z$ maiores ou iguais a 5 m, estabelecendo um fator $S_2$ mínimo para cotas abaixo desse limite, igual a 0,92 para categoria de rugosidade do terreno II e classe da edificação B. A velocidade característica é então limitada inferiormente a 26,2 m/s. O limite superior nesta análise é definido pela altura da torre e corresponde a 31,6 m/s.

Considera-se que as cargas de vento na torre são majoritariamente advindas do arrasto em seus elementos, ou seja, que a força aerodinâmica atua majoritariamente na direção do escoamento. Dessa forma, a Equação 1 é reescrita como:

$$F = F_a = q C_a A, \quad (7)$$

em que $F_a$ e $C_a$ são a força e o coeficiente de arrasto. A Equação 7 pode ser diretamente utilizada para calcular as forças de arrasto no receptor e no escudo, dadas as pressões dinâmicas calculadas para as cotas dos seus centros de gravidade, as áreas de referência indicadas na Figura 7 e os coeficientes de arrasto adequados. O receptor é considerado um prisma de seção retangular com $C_a$ = 2,2 de acordo com a norma australiana AS/NZS 1170.2:2002 – *Structural Steel design actions, Part 2: Wind actions* [8]. Apesar de placas sofrerem menor arrasto do que corpos rombudos, segundo Holmes [6], adota-se a favor da segurança que o escudo tenha o mesmo coeficiente $C_a$ = 2,2 do receptor.

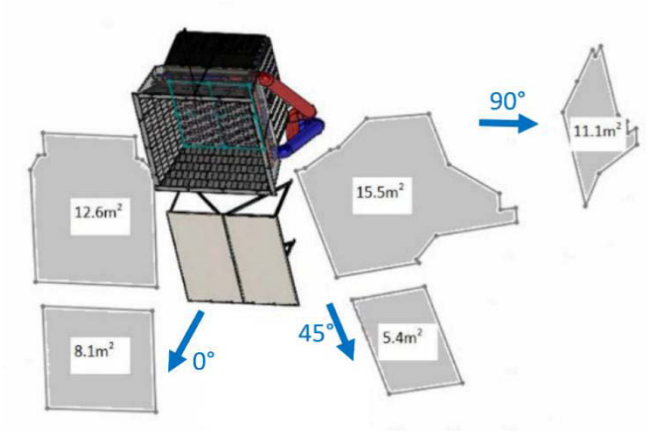



*Figura 7: Áreas de referência do conjunto receptor-escudo para as diferentes direções de ataque do vento, calculadas por projeções em CAD.*

Para os perfis metálicos e as conexões de serviço, considera-se a força de arrasto distribuída ao longo de seus comprimentos. A Equação 7 é então reescrita como:

$$f_a = \frac{F_a}{l} = q\, C_a\, \phi\, K, \tag{8}$$

admitindo $A = l\phi$, sendo $l$ o comprimento do elemento e $\phi$ a largura de referência de sua seção transversal em relação ao escoamento, que corresponde ao diâmetro no caso de barras circulares; e sendo $K$ um fator de redução para barras de comprimento finito, que será discutido mais adiante.

Para os elementos circulares – como os perfis metálicos e as tubulações – a NBR6123:2023 recomenda coeficientes de arrasto de acordo com a Tabela 1 em função do número de Reynolds $Re$, dado pela expressão:

$$Re = 70000\, V_k\, \phi, \tag{9}$$

com $V_k$ em m/s e $\phi$ em m. Aplicando-se a Equação 9 para cada perfil metálico da torre, verifica-se que o número de Reynolds varia entre 2,36 x $10^5$ e 6,51 x $10^5$. Nota-se que parte dos elementos estará no regime subcrítico e parte estará acima do regime crítico, e que há uma diferença significativa nos valores de coeficiente de arrasto entre eles. Essa transição brusca entre os regimes é ilustrada na Figura 8.

*Tabela 1: Coeficientes de arrasto $C_a$ para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito. Fonte: NBR6123:2023.*

| Regime de escoamento | Re = 70 000 $V_k$ $d$ ($V_k$ em m/s; $d$ em m) | $C_a$ |
|---|---|---|
| Subcrítico | $Re < 4{,}2 \times 10^5$ | 1,2 |
| Acima do crítico | $4{,}2 \times 10^5 \leq Re < 8{,}4 \times 10^5$<br>$8{,}4 \times 10^5 \leq Re < 2{,}3 \times 10^6$<br>$Re \geq 2{,}3 \times 10^6$ | 0,6<br>0,7<br>0,8 |

Dadas as incertezas do modelo, foram adotados conservadoramente regime subcrítico e coeficiente de arrasto $C_a$ = 1,2 para todos os elementos prismáticos de seção circular com eixo ortogonal ao escoamento. Para os perfis metálicos circulares com eixos oblíquos ao vento foram adotados os coeficientes de arrasto recomendados pela NBR6123:2023 para barras prismáticas de seção elíptica, novamente no regime subcrítico, correspondentes a $C_a$ = 0,7. Os perfis com eixo paralelo à direção do escoamento tiveram suas forças de arrasto desprezadas.

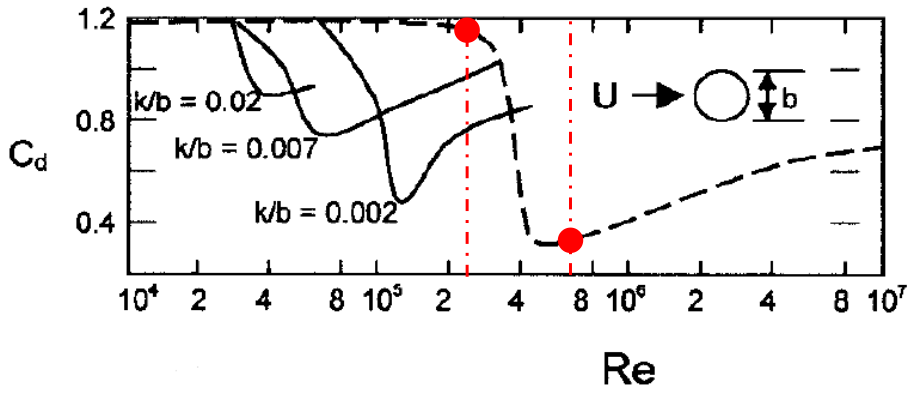



*Figura 8: Efeito do número de Reynolds no coeficiente de arrasto[2] em barras prismáticas de seção circular. Fonte: Holmes [6]*

O fator de redução $K$ para barras de comprimento finito previsto pela NBR6123:2023 varia de acordo com o regime de escoamento e com a relação entre o comprimento $l$ da barra e a largura de referência $\phi$ de sua seção transversal, de acordo com a Tabela 2, na qual $d$ e $c_\alpha$ correspondem a $\phi$ para seções circulares e não circulares, respectivamente. De acordo com a discussão acima sobre os coeficientes de arrasto, considera-se que todas as barras estejam em regime subcrítico. Ainda, a modelagem é simplificada a favor da segurança, adotando-se a redução correspondente à barra com a maior relação $l/\phi$ – a saber 35,4 – para todas as demais. Assim, aplica-se $K$ = 0,8 a todos os perfis metálicos e às conexões de serviço.

*Tabela 2: Valores de fator de redução K para barras de comprimento finito. Fonte: NBR6123:2023.*

| **ℓ / $c_\alpha$ ou ℓ / *d*** | 2 | 5 | 10 | 20 | 40 | 50 | 100 | ∞ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico (Re $< 4{,}2 \times 10^5$)** | 0,58 | 0,62 | 0,68 | 0,74 | 0,82 | 0,87 | 0,98 | 1,0 |
| **Barras prismáticas da seção circular em regime acima do crítico (*Re* $\geq 4{,}2 \times 10^5$)** | 0,80 | 0,80 | 0,82 | 0,90 | 0,98 | 0,99 | 1,0 | 1,0 |
| **Barras prismáticas de faces planas** | 0,62 | 0,66 | 0,69 | 0,81 | 0,87 | 0,90 | 0,95 | 1,0 |

Dada a complexidade da ação do vento na torre e a modularidade de sua estrutura treliçada, optou-se por discretizá-la em níveis, dentro dos quais consideraram-se pressões dinâmicas uniformes correspondentes – novamente de maneira conservadora – às velocidades no topo de cada nível. Com a pressão dinâmica em cada trecho, as forças aerodinâmicas nos perfis metálicos e nas conexões de serviço foram calculadas de acordo com a Equação 8 e aplicadas no modelo STRAP como carregamentos estáticos distribuídos.

### 2.2.2 Análise dinâmica

[2] A palavra em inglês para arrasto é *drag*, o que justifica o uso de $C_d$ no título do eixo vertical do gráfico.

O vetor velocidade instantânea $\boldsymbol{V}(t)$ do vento varia aleatoriamente ao longo do tempo, sendo costumeiramente modelado como a superposição de uma parcela flutuante $\widehat{\boldsymbol{V}}(t)$ sobre uma parcela média $\overline{\boldsymbol{V}}$ constante. Esta gera efeitos estáticos nas edificações – designados de resposta média – enquanto aquela pode causar oscilações – designadas de resposta flutuante – em edificações flexíveis e pouco amortecidas. Segundo a NBR6123:2023, o efeito da parcela flutuante é pequeno em edificações com período natural menor ou igual a 1,0 s, sendo suficiente a análise estática do procedimento padrão descrito na Seção 2.2.1. Estruturas com período maior que 1,0 s, porém, podem apresentar oscilações dinâmicas relevantes devidas às flutuações da velocidade do vento, que devem ser devidamente modeladas e então somadas à resposta média para compor a ação do vento na estrutura.

Para verificar essa condição, foi realizada a análise modal da estrutura da torre solar no módulo de dinâmica do STRAP. Nele, os pesos definidos como carregamentos no módulo de estática são automaticamente convertidos a valores de massa e atribuídos aos nós da estrutura. O *software* então resolve o problema de auto-valor e calcula os primeiros períodos naturais e os respectivos modos de vibrar. A Figura 9 apresenta as duas primeiras formas modais, que estão relacionadas a flexão nos planos *X2-X3* e *X1-X3* e são aquelas excitadas de maneira mais relevante pelos ventos a 0° e 90°, respectivamente. Nota-se que apenas o primeiro modo tem período natural maior que 1,0 s – apresentando frequência natural $f_1$ = 0,853 Hz –, e constata-se que não há um modo de vibrar claramente relacionado à direção de incidência do vento a 45°, o que permite concluir que as amplificações dinâmicas devidas à turbulência são relevantes para a torre solar apenas na direção do vento a 0°. Dessa forma, os modelos dinâmicos da NBR6123:2023 descritos a seguir são aplicados apenas a esse caso.




*Figura 9: Dois primeiros modos de vibrar da estrutura da torre solar calculados no STRAP.*

No lugar da velocidade característica $V_k$ da análise estática, a norma exige para a análise dinâmica a utilização da velocidade de projeto $\bar{V}_p$, correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura do solo em terreno da categoria II, calculada por:

$$\bar{V}_p = 0{,}69 V_0 S_1 S_3, \tag{10}$$

que resulta em 19,67 m/s para $V_0$ = 30 m/s, $S_1$ = 1,0 e $S_3$ = 0,95. É importante notar que apesar dos modelos descritos a seguir levarem em conta a natureza dinâmica do vento, eles ainda resultam em forças estáticas a serem aplicadas no modelo estrutural convencional. Não é realizada uma análise transiente para obter a resposta da edificação a cada instante de tempo.

**Modelo contínuo simplificado**

O modelo contínuo simplificado é recomendado apenas para edificações de seção transversal constante, distribuição aproximadamente uniforme de massa e apoiadas exclusivamente na base. Nele é considerada na resposta dinâmica apenas a contribuição do modo fundamental, que é admitido ser bem aproximado pela relação:

$$x = \left(\frac{z}{h}\right)^{\gamma}, \tag{11}$$

em que $h$ é a altura da edificação, $x$ é a amplitude de vibração na cota $z$ e $\gamma$ é um parâmetro dependente do tipo da estrutura, que vale 1,7 para torres de aço.

Por mais que as dimensões da seção transversal da torre permaneçam constantes até muito próximo do topo, é evidente que a distribuição de massa é pouco uniforme. Além da relativa concentração do peso da estrutura metálica na sua base – dado que os perfis nessa região têm maiores diâmetros – há uma grande concentração de massa no topo, advinda do conjunto receptor-escudo. Essa desconformidade com relação às premissas do modelo simplificado pode ser visualizada no gráfico da Figura 10, que confronta o modo de vibrar correspondente à relação da Equação 11 com o resultado obtido pela análise modal realizada no STRAP. É importante notar que neste gráfico os deslocamentos no topo são os mesmos por definição, já que as amplitudes são medidas relativas de deslocamento e precisam ter uma referência estabelecida – nesse caso, o topo da torre, com amplitude unitária nos dois casos. Vê-se que o modelo simplificado prevê um modo menos abaulado (curvatura mais suave do eixo da torre), ou seja, com menores deslocamentos relativos entre o topo e o restante da torre, mostrando que a forma fundamental de vibração não é bem aproximada pela Equação 11 para a estrutura em apreço.

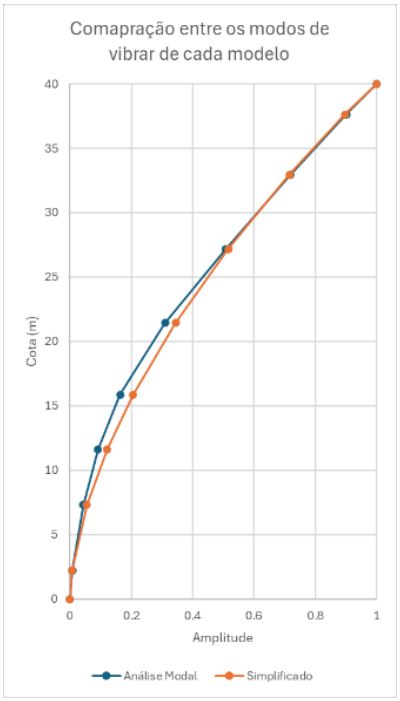



*Figura 10: Comparação entre o modo fundamental utilizado no modelo simplificado e o calculado numericamente para a torre solar.*

Ainda assim, esse modelo é aplicado neste trabalho a título de comparação com o modelo discreto descrito mais adiante, para avaliar a sensibilidade da previsão de resposta dinâmica com relação ao atendimento de suas hipóteses.

O modelo contínuo simplificado se resume ao cálculo da pressão dinâmica $q$ ao longo da altura dada por

$$q(z) = \bar{q}_0 b_m^2 \left[ \left(\frac{z}{z_r}\right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r}\right)^{2p} \left(\frac{z}{h}\right)^{\gamma} \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right], \quad (12)$$

em que $\bar{q}_0$ é a pressão dinâmica correspondente à velocidade de projeto $\bar{V}_p$, ou seja, $\bar{q}_0 = 0{,}613\ \bar{V}_p^2$; $b_m$ e $p$ são parâmetros que dependem da rugosidade do terreno, porém com valores diferentes daqueles da análise estática, correspondendo aqui a 1,0 e 0,15, respectivamente; $z_r$ é a altura de referência acima do solo, igual a 10 m; $h$ e $\gamma$ são os mesmos da Equação 11; e $\xi$ é um fator dinâmico dado em função das dimensões da edificação (altura $h$ e largura de referência $l_1$), da razão de amortecimento crítico $\zeta$ e da frequência natural $f$ (por meio do adimensional $\bar{V}_p/fL$), pelo gráfico da Figura 11[3].

[3] O gráfico da Figura 11 corresponde à categoria II de rugosidade do terreno e taxa de amortecimento de 1%, relevante neste caso. Para as demais categorias e diferentes valores de amortecimento, consultar a NBR6123:2023.

Nota-se que a primeira parcela dentro dos colchetes corresponde à resposta média, sendo a pressão dinâmica proporcional ao quadrado do perfil de velocidades, como no procedimento estático. O segundo termo, correspondente à resposta flutuante, é proporcional à forma modal da Equação 11 e aumenta com o fator dinâmico $\xi$, que deve ser avaliado cautelosamente. Nota-se que: 1) fixada a geometria da fachada sujeita ao vento, $\xi$ aumenta com a velocidade de projeto e com o período natural da estrutura (inverso da frequência); 2) fixada a altura $h$ e o adimensional $\bar{V}_p/fL$, o fator dinâmico diminui com o aumento da largura de referência; 3) mantendo-se a proporção da geometria $l_1/h$ e a relação entre a velocidade e a frequência natural, o fator dinâmico diminui com a altura da edificação. Em resumo, quanto mais flexível a estrutura e mais esbelta a edificação, maior será a amplificação dinâmica.

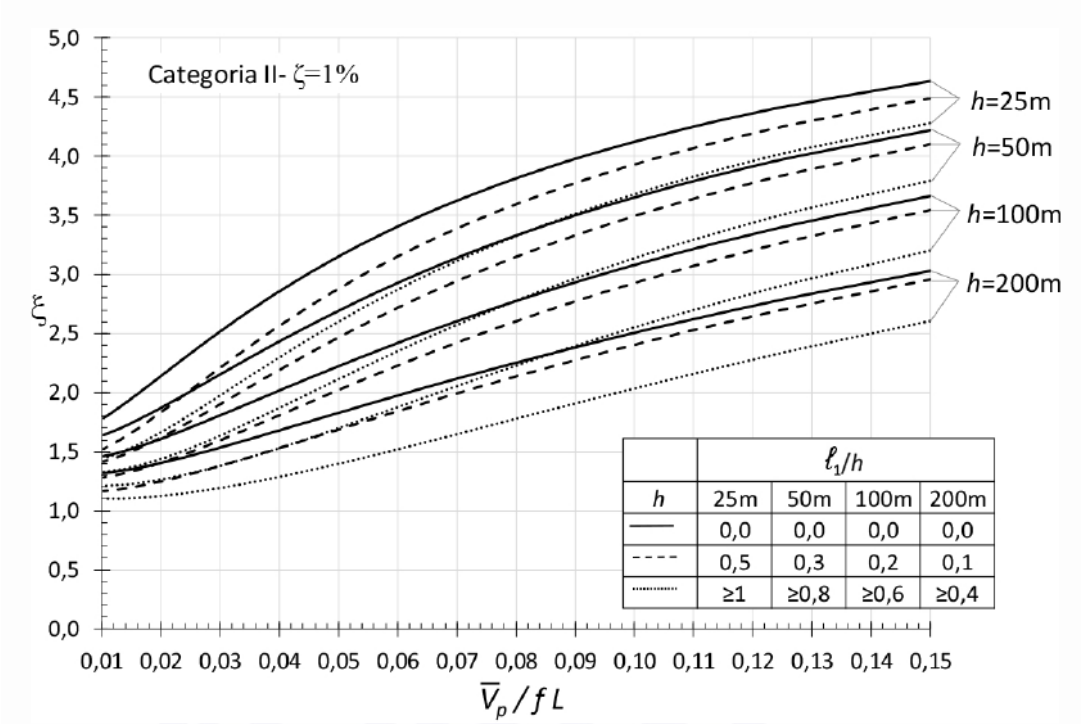



*Figura 11: Fator dinâmico ξ para categoria II e ζ = 1% (*L *= 1800 m;* h *em metros). Fonte: NBR6123:2023*

O resultado do método simplificado é o cálculo da força de arrasto por unidade de comprimento vertical em função da pressão dinâmica, análogo à Equação 8:

$$f_a = qC_a l_1. \tag{13}$$

Para edificações correntes, adequadas para o modelo contínuo, a largura de referência $l_1$ é constante e igual à largura da edificação na direção transversal ao escoamento, e $C_a$ é o coeficiente de arrasto da edificação como um todo, também constante. No caso da torre solar, considerar a largura de referência como a largura da fachada seria desconsiderar o fato de ela ser um reticulado vazado, ou seja, seria

considerar uma área de referência maior do que a que de fato obstrui o escoamento. Dessa forma, optou-se por definir $l_1$ como a largura que, multiplicada pela altura da torre, resulta na soma das áreas de referência dos perfis metálicos, das conexões de serviço e do conjunto receptor-escudo, ou seja:

$$l_1 = \frac{\sum A_j}{h}. \tag{14}$$

em que $A_j$ são as áreas de referência dos elementos da torre, definidos na Seção 2.2.1. Mesmo com essa consideração, utilizar a Equação 13 diretamente significa assumir que a área de referência é distribuída uniformemente ao longo da altura, o que não corresponde à realidade, já que o conjunto receptor-escudo representa uma obstrução ao escoamento muito maior do que o restante da estrutura, que por si só também apresenta variações ao longo da altura. Dado que o mesmo pode ser dito sobre o coeficiente de arrasto, optou-se por utilizar a mesma discretização vertical proposta para a análise estática e calcular para cada nível $i$ uma força de arrasto:

$$F_{ai} = q(z_i) C_{ai} A_i. \tag{15}$$

em que $z_i$ é a cota do topo do nível (a favor da segurança, como na análise estática); $A_i$ é a área de referência do nível, igual à soma das áreas dos elementos pertencentes a ele; e $C_{ai}$ é o coeficiente de arrasto do nível, calculado pela média dos coeficientes de arrasto dos elementos ponderados pelas respectivas áreas de referência. Para implementar essas forças no modelo STRAP, optou-se por criar elementos de placa fictícios na face Sul da torre, que distribuem as forças de arrasto nas áreas delimitadas pelos contornos de cada nível, como ilustra a 123.

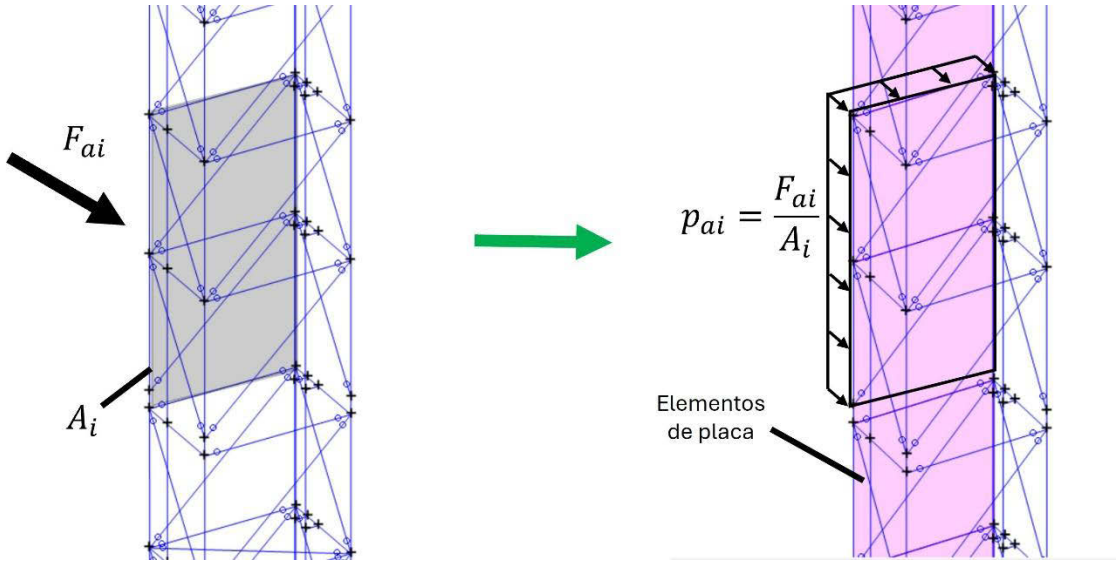



*Figura 123: Aplicação das forças do modelo simplificado i como carregamentos distribuídos em elementos de placa.*

**Modelo discreto**

No modelo discreto, a edificação é dividida em níveis representados por nós que reúnem suas propriedades geométricas e aerodinâmicas, conforme ilustra a Figura 134, permitindo descrever as não-homogeneidades geométricas e de massa, que são então consideradas na análise dinâmica.

$$\ell_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} Ai}{h}$$

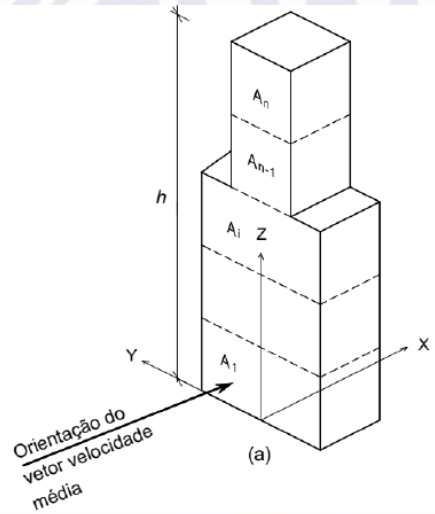



*Figura 134: Esquema para um modelo dinâmico discreto. Fonte: NBR6123:2023*

Para cada um dos $n$ nós, são definidos:

- $x_i$: amplitude da forma modal correspondente à coordenada $i$;
- $A_i$: área de influência correspondente à coordenada $i$;
- $m_i$: massa discreta correspondente à coordenada $i$;
- $C_{ai}$: coeficiente de arrasto correspondente à coordenada $i$;
- $z_i$: é a altura do nó $i$ sobre o nível do terreno;

Nota-se pela Figura 134 que para o modelo discreto, a NBR6123:2023 define a largura de referência a partir da Equação 14, para capturar mudanças de largura ao longo da altura da edificação. O resultado da análise discreta são as forças estáticas $X_i$ nos nós compostas pela superposição de parcelas médias $\bar{X}_i$ e parcelas flutuantes $\hat{X}_i$:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i. \tag{16}$$

A força média $\bar{X}_i$ é dada por:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b_m^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r}\right)^{2p}, \tag{17}$$

sendo $\bar{q}_0$, $b_m$, $p$ e $z_r$ os mesmos definidos para o modelo contínuo. Assim como no modelo simplificado, a parcela média corresponde à força de arrasto calculada no modelo estático, sendo proporcional às áreas de referência, aos coeficientes de arrasto e ao quadrado da velocidade, que tem perfil exponencial ao longo da altura. A diferença com relação ao modelo simplificado é que as não-homogeneidades geométrica e aerodinâmica já são descritas pela natureza discreta do modelo, sem necessidade de adaptações como as feitas para obter a Equação 15.

Para a parcela flutuante, define-se uma medida de força $F_H$:

$$F_H = \bar{q}_0 b_m^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^{n} \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^{n} \Psi_i x_i^2} \xi, \tag{18}$$

em que quantidade $\beta_i$ engloba os coeficientes de arrasto, medidas relativas de área e o perfil de velocidades, sendo definida como:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r}\right)^p, \tag{19}$$

e $\Psi_i$ indica a distribuição de massa, dada por:

$$\Psi_i = \frac{m_i}{m_0}. \tag{20}$$

$A_0$ e $m_0$ são a área e a massa de um nó de referência arbitrário e $\xi$ é o fator dinâmico obtido pelo gráfico da Figura 11. A força $\hat{X}_i$, representa a amplitude máxima da parcela flutuante, e é então definida como a força $F_H$ ponderada em cada nó pelas respectivas medidas relativas de massa e amplitudes de deslocamento modal:

$$\hat{X}_i = F_H \Psi_i x_i, \tag{21}$$

Para a discretização da torre, foi utilizada a mesma divisão por níveis da análise estática, com a adição de um novo nível no topo representado pelo receptor e a consideração do escudo no penúltimo nível. O cálculo das propriedades reunidas em cada nó é feito da seguinte forma:

- cota $z_i$ é definida no centro de cada nível;
- a área $A_i$ e a massa $m_i$ são calculadas somando-se as massas e as áreas de sombra dos elementos;
- o coeficiente de arrasto equivalente $C_{ai}$ é dado pela média ponderada dos coeficientes de arrasto dos elementos pelas suas áreas de sombra.

Para o cálculo de $\hat{X}_i$ utiliza-se o nível mais alto, correspondente ao receptor, como referência para $A_0$ e $m_0$. As amplitudes de deslocamento $x_i$ de cada nó são obtidas a partir da forma de vibrar calculada pelo STRAP (vide **Erro! Argumento de opção desconhecido.**), selecionando a média dos deslocamentos dos nós mais próximos do centro de cada nível. O auto-vetor de deslocamentos é escrito de forma que o deslocamento

no último nível seja unitário. A aplicação das forças $X_i$ é feita como carregamentos distribuídos nos elementos de placa fictícios, assim como descrito para o modelo simplificado (vide *Figura 123*).

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Um primeiro resultado para avaliar o efeito do vento na torre solar e comparar os diversos métodos utilizados para modelá-lo são os esforços transmitidos para a fundação. A Figura 14 ilustra, a título de exemplo, as reações de apoio calculadas pelo STRAP nas bases engastadas da torre para o caso de carregamento do vento a 0° pelo modelo estático. Para facilitar a comparação entre os carregamentos, foram calculadas também as reações equivalentes no centro da fundação, como se a torre fosse uma viga engastada na base. Elas são apresentadas na , na qual são explicitadas as reações geradas por cada caso de carregamento, separando as cargas permanentes das acidentais.

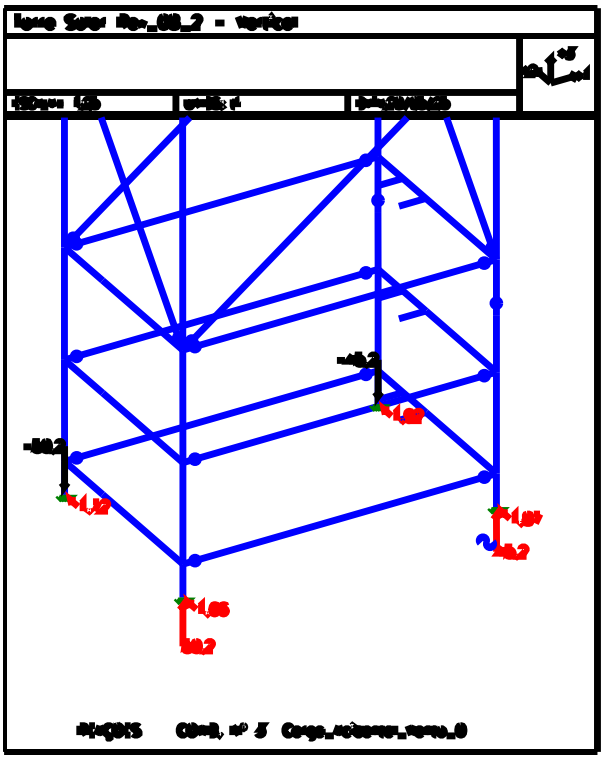


*Figura 145: Reações de apoio da carga de vento a 0° pelo modelo estático.*

Nota-se, primeiro, que as excentricidades do conjunto receptor-escudo e das conexões de serviço com relação ao eixo da torre geram momentos na fundação – como esperado –, mas que estes são de pequena relevância quando comparados com aqueles gerados pela ação do vento. Vê-se, além disso, que a direção

de incidência do vento a 0° é a que gera os maiores momentos na base da torre[4], o que também é de se esperar, dado que a área de exposição nessa situação é maior do que aquela do vento a 90°, e que a "face plana" nesse caso é menos aerodinâmica do que a "cunha" do caso 45°.

*Tabela 3: Reações de apoio equivalentes na base da torre advindos das cargas permanentes e da ação do vento nas três direções de incidência segundo a modelagem estática.*

| Carregamento Característico | FX1 (kN) | FX2 (kN) | FX3 (kN) | MX1 (kN.m) | MX2 (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Cargas permanentes | 0,0 | 0,0 | 277,12 | -85,89 | -85,31 |
| Vento 0º | 0,0 | 69,82 | 0,00 | -1758,8 | 0,0 |
| Vento 90º - Estático | -67,56 | 0,0 | 1,0 | 0,932 | -1511,4 |
| Vento 45º - Estático | -50,21 | 52,56 | 0,0 | -1216,6 | -1148,9 |
| Vento 0º - Dinâmico | 0,0 | 77,17 | 0,0 | -2328,9 | 0,000 |

É importante notar, porém, que apesar de o momento total gerado pelo vento a 0° ser maior do que o gerado a 45°, a diferença é pequena, e este pode acabar se tornando mais crítico do que aquele na verificação estrutural do bloco de fundação. A sapata quadrada tem lados paralelos aos eixos *X1* e *X2* e, portanto, apresenta momento de inércia nessas direções maior do que na direção diagonal, mais próxima da qual aponta o vetor momento gerado pelo vento a 45°.

*Tabela 4: Reações equivalentes na base da torre para o vento a 0° segundo o modelo contínuo simplificado (valores característicos).*

| Vento a 0° - Modelo contínuo simplificado | FX1 (kN) | FX2 (kN) | FX3 (kN) | MX1 (kN.m) | MX2 (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Resposta média | 0,0 | 39,91 | 0,00 | -1052,7 | 0,0 |
| Resposta flutuante | 0,0 | 59,03 | 0,0 | -1930,2 | 0,0 |
| **Resposta total** | **0,0** | **98,94** | **0,0** | **-2982,9** | **0,0** |
| **Variação com relação ao modelo estático (%)** | **-** | **42%** | **-** | **70%** | **-** |

*Tabela 5: Reações equivalentes na base da torre para o vento a 0° segundo o modelo discreto (valores característicos).*

| Vento a 0° - Modelo discreto | FX1 (kN) | FX2 (kN) | FX3 (kN) | MX1 (kN.m) | MX2 (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Resposta média | 0,0 | 34,62 | 0,00 | -898,03 | 0,0 |
| Resposta flutuante | 0,0 | 42,56 | 0,0 | -1430,9 | 0,0 |
| **Resposta total** | **0,0** | **77,17** | **0,0** | **-2328,9** | **0,0** |
| **Variação com relação ao modelo estático (%)** | **-** | **11%** | **-** | **32%** | **-** |

As  e 5 apresentam os resultados das reações equivalentes no centro da fundação decorrentes dos modelos dinâmicos recomendados pela NBR6123:2023 para o vento a 0°, explicitando as contribuições das parcelas média e flutuante. Primeiramente, nota-se que ambos os modelos preveem esforços maiores do que aqueles previstos pelo modelo estático, o que é coerente com o fato de eles considerarem as

[4] A comparação com o vento a 45° é feita calculando-se o momento total $M = \sqrt{M_{X1}^2 + M_{X2}^2}$.

amplificações dinâmicas, desprezadas no procedimento padrão da norma. A relevância dessas amplificações se torna clara quando se vê que a resposta flutuante é significativamente maior do que a média, principalmente com relação aos momentos gerados na base – típico de estruturas altas com concentração de massa no topo, que se assemelham a um pêndulo invertido.

Além disso, é importante observar que o modelo contínuo – que exigiu uma série de adaptações para que pudesse ser implementado de maneira coerente com as características da torre – superestima os esforços na fundação em até 28% com relação ao modelo discreto. Ou seja, apesar de mais conservador em relação a este último – ao menos para a estrutura estudada –, não apresenta grande robustez. Assim, dentre os três métodos de cálculo da ação do vento a 0°, o modelo dinâmico discreto foi eleito como aquele a ser usado para as verificações estruturais do conjunto estrutura-fundação.

*Tabela 6: Deslocamentos do centro de massa do receptor devidos à ação do vento nas três direções de ataque calculados pelo modelo estático do STRAP.*

| Direção do vento | U_X1 (cm) | U_X2 (cm) | U (cm) |
|---|---|---|---|
| 0° | 0,48 | -23,2 | 23,20 |
| 90° | 7,31 | -0,55 | 7,33 |
| 45° | 5,88 | -10,9 | 12,38 |

O principal requisito de desempenho estrutural da torre solar em serviço é a restrição de deslocamento transversal do receptor, que não deve superar 5 cm, para que os raios solares sejam captados adequadamente. A Tabela 6 apresenta os deslocamentos do nó correspondente ao centro de gravidade do receptor devidos às forças de vento calculados pelo modelo estático do STRAP para as diferentes direções de ataque do vento. Vê-se que o limite de 5 cm é violado para as três direções do vento. É importante lembrar, porém, que esses valores resultam da ação da velocidade básica $V_0$ = 30 m/s, que corresponde a um período de retorno de 50 anos, sendo esperado que ela seja alcançada raramente durante a vida útil da usina heliotérmica. Considerando a linearidade do modelo estrutural e a relação quadrática entre a velocidade e as forças de arrasto (vide Equações 3 e 7), pode-se calcular a velocidade máxima até a qual a captação dos raios solares é adequada – ou seja, até a qual os deslocamentos no topo da torre são inferiores a 5 cm –, que, considerando a direção crítica do vento a 0°, resulta em aproximadamente 14 m/s. É de se esperar que esse limite seja superado poucas vezes ao longo do período de operação da usina.

## 4 CONCLUSÃO

Com vistas a avaliar o atendimento dos requisitos de operação da torre concentradora da usina heliotérmica de Petrolina, este trabalho buscou estudar o comportamento dinâmico da sua estrutura em relação à ação do vento. Foi aplicado o procedimento padrão da NBR6123:2023 a três direções de incidência do vento, propondo-se adaptações de acordo com as especificidades da torre solar. Verificou-se que para a direção frontal de 0° as oscilações devidas à parcela flutuante da ação do vento são

relevantes, fazendo-se necessário considerar a dinâmica do problema. Para isso, foram aplicados os métodos contínuo simplificado e discreto recomendados pela NBR6123:2023, que resultaram em respostas maiores do que a previsão estática. A comparação entre os métodos dinâmicos confirmou a expectativa de que o método simplificado não é adequado à torre solar, dada a variação da sua geometria ao longo da altura e a sua distribuição não-uniforme de massa. Apesar de se mostrar mais conservador para a estrutura estudada, o método contínuo é pouco robusto neste caso. Por fim, foram analisados os deslocamentos transversais do receptor pela ação do vento nas três direções de interesse, concluindo-se que a restrição de 5 cm é ultrapassada para velocidades do vento maiores que 14 m/s.

**Agradecimentos**

Este artigo apresenta resultados auferidos na execução do projeto PDI ANEEL da Eletrobras Chesf (PD-00048-0419/2020). Os autores agradecem a Eletrobras Chesf e ANEEL, pelos dados observacionais compartilhados, suporte técnico e financeiro para pesquisa.

**REFERÊNCIAS**

1 ZHANG, Huili L. et al. Concentrated solar power plants: Review and design methodology. **Renewable and sustainable energy reviews**, v. 22, p. 466-481, 2013.

2 **CSP Projects Around the World**. Disponível em: <https://www.solarpaces.org/worldwide-csp/csp-projects-around-the-world/>.

3 SolarPower Europe (2025): Global Market Outlook for Solar Power 2025-2029.

4 DE SOUZA, Fernando Gonçalves et al. USO DA ENERGIA TERMOSSOLAR NO BRASIL: PANORAMA ATUAL E POTENCIAL DE DESENVOLVIMENTO. In: **Anais Congresso Brasileiro de Energia Solar-CBENS**. 2024.

5 BLESSMANN, Joaquim. **Aerodinâmica das construções**. Ed. da UFRGS, 2011.

6 HOLMES, John D. **Wind loading of structures**. CRC press, 2007.

7 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento nas edificações**. Rio de Janeiro. 2023.

8 GENERAL DESIGN REQUIREMENTS AND LOADING ON STRUCTURES. **Structural design actions, Part 2: Wind actions**. Australia. 2011.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Dinâmica e vibração das estruturas de aço: projeto, dimensionamento e monitoramento da resposta às ações dinâmicas.

# CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELAS DE PEDESTRES

Matheus Simon Vicente[1]
Eduardo de Morais Barreto Campello[2]
Henrique Campelo Gomes[3]

**Resumo**

Passarelas de pedestres, estruturas leves e esbeltas, estão naturalmente sujeitas a problemas de vibração. Este trabalho apresenta um levantamento dos principais métodos de análise dinâmica propostos por normas, manuais técnicos e pela literatura especializada. Identifica-se uma inconsistência relevante no cálculo das acelerações presente na ABNT NBR 7187. Um estudo de caso é realizado com base na modelagem computacional de uma passarela metálica localizada sobre o Rio Capibaribe, em Recife/PE. Quatro metodologias de análise são propostas: três a partir de modelagem computacional e uma utilizando método analítico da resposta espectral. Mostram-se variações significativas nos valores de aceleração obtidos entre os métodos, afetando a avaliação das condições de conforto. Conclui-se que a passarela apresenta suscetibilidade ao desconforto dos usuários.

**Palavras-chave**: Passarelas de pedestres; Análise dinâmica; Modelagem computacional; Avaliação de conforto.

# CONSIDERATIONS ON THE DYNAMIC ANALYSIS OF FOOTBRIDGES

**Abstract**

Footbridges, lightweight and slender structures, are naturally prone to vibration issues. This study presents a review of the main dynamic analysis methods proposed by standards, technical manuals, and specialized literature. A relevant inconsistency is identified in the acceleration calculation presented in ABNT NBR 7187. A case study is carried out based on computational modeling of a steel footbridge located over the Capibaribe River, in Recife/PE. Four analysis methodologies are proposed: three based on computational modeling and one using an analytical method through spectral response analysis. Significant variations in acceleration values are observed among the methods, affecting the assessment of pedestrian comfort conditions. It is concluded that the footbridge is susceptible to user discomfort.

**Keywords**: Footbridges; Dynamic analysis; Computational modelling; Comfort assessment.

[1] Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
[2] Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica,Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
[3] Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica,Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Passarelas de pedestres são estruturas naturalmente susceptíveis a efeitos dinâmicos durante a passagem de pedestres, mas esse fato nem sempre foi rigorosamente abordado durante o projeto dessas estruturas. No final do século XX e início do século XXI, em Paris e Londres, durante os dias de inauguração das passarelas *Solferino* (1999) e *Millenium Bridge* (2000), respectivamente, foram registrados deslocamentos transversais excessivos e consequente desconforto dos pedestres durante a travessia. Ingólfsson & Jönsson (1) e Dallard et al. (2) apresentaram estudos abrangentes sobre esses casos, descrevendo aspectos estruturais das passarelas, desde a sua concepção inicial até detalhes construtivos da infraestrutura e superestrutura.Os estudos subsequentes resultaram na elaboração de diversos manuais e guias técnicos para o dimensionamento e avaliação dinâmica de passarelas de pedestres, que são hoje referências no assunto. Dentre eles, os principais são o guia Sétra (*Service d´Études Techniques dês Routes et Autoroutes*, Sétra (3)), o HiVoSS (*Human induced vibrations of Steel Structures*, Feldmann et al. (4)), e os guias apresentados em Butz et al. (5) e no JRC-ECCS Joint Report (Joint Research Centre (JRC) and European Convention for Constructional Steelworks (ECCS), JRC-ECCS (6)), da Comissão Europeia, esses últimos originados a partir dos dois primeiros.

No presente artigo, é apresentado um levantamento dos métodos propostos pelos principais manuais, guias técnicos e literatura referentes à análise dinâmica de passarelas de pedestres, e, posteriormente,esses métodos são utilizados para avaliar o comportamento de uma passarela metálica sobre o Rio Capibaribe, na cidade do Recife/PE, que faz parte de um grande projeto de infraestrutura urbana em implantação na cidade, o parque linear das margens do Rio Capibaribe. O estudo também identifica uma importante inconsistência na expressão do cálculo das acelerações pela ABNT NBR 7187:2021 (7) e mostra que há divergências significativas na avaliação de conforto segundo os diversos métodos.

### 1.1 OSCILADOR MASSA-MOLA-AMORTECEDOR

O oscilador massa-mola-amortecedor pode ser utilizado para simplificar o comportamento dinâmico da estrutura. Entretanto, embora essa abordagem conduza a um equacionamento relativamente simples, sua efetiva aplicação para a determinação das características dinâmicas de uma estrutura complexa não é imediata. A taxa de amortecimento da estrutra ($\xi$), por exemplo, é de difícil determinação e não pode ser conhecida a priori (na fase de projeto) com confiabilidade, mas sim somente depois de a estrutura estar executada. Em estruturas da engenharia civil, o valor de $\xi$ é tipicamente baixo (da ordem de no máximo 5%, mas quase sempre bem menor do que isso, especialmente em estruturas de aço), levando, portanto, a valores de amplificação dinâmica altos. Da mesma forma, a massa mobilizada também é de difícil determinação e deve incluir parcelas associadas a elementos estruturais, não estruturais e associadas aos carregamentos dinâmicos. Assim, a abordagem por meio do oscilador de um grau de liberdade deve ser utilizada como uma primeira estimativa do comportamento real da estrutura.

### 1.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PASSARELAS SEGUNDO O GRAU DE CONFORTO EXPERIMENTADO PELOS USUÁRIOS

Embora haja diferenças entre as abordagens dos diversos guias de passarelas, três fatores são geralmente considerados por todos eles (Ricciardelli et al. (8)): (a) faixas críticas de frequência natural da

estrutura para as quais há necessidade da análise dinâmica da estrutura; (b) faixas ou valores máximos de aceleração aceitáveis oriundos da passagem de um pedestre, um grupo de pedestres ou um fluxo de pedestres; e (c) número crítico de pedestres sobre a passarela que induziria a ocorrência de instabilidade lateral. Na Tabela 1 são apresentadas as faixas críticas de frequências naturais, segundo o harmônico do caminhar e direção do modo de vibração analisados, para as quais a excitação dos carregamentos de pedestres tem maior probabilidade de gerar desconforto nos usuários. Em JRC-ECCS (6), cita-se que excitações devidas ao segundo harmônico do caminhar também podem ocorrer, embora não haja registros de problemas de vibrações em passarelas correlacionados ao carregamento devido ao segundo harmônico do caminhar. Passarelas com frequências dentro das faixas apresentadas na tabela abaixo requerem análise dinâmica.

Tabela 1 – Faixas críticas de frequências naturais ($f_c$) para passarelas de pedestres.

| Direção do modo de vibração da estrutura | Harmônico do caminhar | Sétra (3) | JRC-ECCS (6) |
|---|---|---|---|
| Vertical e longitudinal | 1° | 1,0 Hz ≤ $f_c$ ≤ 2,6 Hz | 1,25 Hz ≤ $f_c$ ≤ 2,3 Hz |
| | 2° | 2,6 Hz < $f_c$ ≤ 5,0 Hz | 2,5 Hz < $f_c$ ≤ 4,6 Hz |
| Transversal | 1° | 0,3 Hz ≤ $f_c$ ≤ 1,3 Hz | 0,5 Hz ≤ $f_c$ ≤ 1,2 Hz |
| | 2° | 1,3 Hz < $f_c$ ≤ 2,5 Hz | Não indicado |

A definição dos valores desses fatores depende situações em serviço projetadas para a passarela. A partir delas, são definidas as chamadas classes de conforto (CC) e de tráfego (CT) da passarela, relativas respectivamente aos níveis máximos de aceleração durante a travessia e de densidade de pedestres. As classes de conforto utilizadas pelos principais guias de passarelas são apresentadas na Tabela 2. NaABNT NBR 7187 (7), também são utilizadas as mesmas classes de conforto, e as respectivas faixas de aceleração.

Tabela 2 – Classes de conforto e faixas de acelerações aceitáveis segundo os guias Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6).

| Classe de conforto | Nível de conforto | Faixa de aceleração vertical e longitudinal (m/s²) | Faixa de aceleração transversal (m/s²) |
|---|---|---|---|
| CC.1 | Máximo | Inferior a 0,5 | Inferior a 0,1* |
| CC.2 | Médio | 0,5 – 1,0 | 0,1* – 0,3 |
| CC.3 | Mínimo | 1,0 – 2,5 | 0,3 – 0,8 |
| CC.4 | Desconforto inaceitável | Superior a 2,5 | Superior a 0,8 |

*Somente para Sétra (3), o valor considerado é 0,15.

Cada classe de conforto pode ser associada a uma condição distinta de análise durante a vida útil da passarela. As recomendações dos principais guias e manuais indicam a adoção de classes de tráfego conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Densidade de pedestres (pessoas/m²) para cada classe de tráfego (CT) definida de acordo as referências utilizadas.

| Referência | CT.1 | CT.2 | CT.3 | CT.4 | CT.5 |
|---|---|---|---|---|---|
| Sétra (3) | 0,5 | 0,8 | 1 | - | - |
| HiVoSS (2007), Butz et al. (5), JRC-ECCS (6) | 15 pessoas* | 0,2 | 0,5 | 1 | 1,5 |

* Para esta classe de tráfego, as referências permitem o cálculo de uma densidade de pedestres equivalente dividindo 15 pessoas pela área da passarela.

### 1.3 CÁLCULO DA ACELERAÇÃO MÁXIMA PELO MÉTODO ANALÍTICO DA RESPOSTA ESPECTRAL

Este método oferece uma alternativa relativamente simples, baseada em expressões analíticas para o cálculo das acelerações máximas, dispensando uma análise computacional.Teorias estocásticas e simulações de Monte-Carlo são utilizadas para incluir a aleatoriedade dos eventos de travessia, a partir de diversas configurações de geometria e carregamentos verticais e horizontais, variando a densidade de pedestres, a largura do deck, a frequência de passada e a velocidade de travessia, conforme descrito em Butz et al. (5). Envolve a determinação das funções de densidade espectral durante a passagem de pedestres em função das forças de excitação modal, e a posterior integração numérica da função de resposta espectral de acelerações, para obtenção da variância do espaço amostral das acelerações máximas obtidas nas simulações. O valor da aceleração máxima em serviço ($a_{max\,,k}$) é então dado por

$$a_{max\,,k} = \frac{1000 k_{a,k}}{m_i^*}\sqrt{k_F N k_1 \xi^{k_2} C}\ \ [m/s^2], \qquad (1)$$

em que $k_{a,k}$, $k_F$ (em kN²) e $C$ são constantes que dependem da densidade de pedestres sobre a passarela; $\xi$ é a taxa de amortecimento da estrutura; $m_i^*$ (em kg) é a massa modal generalizada para o modo de vibração $i$; e $k_1$ e $k_2$ são constantes, com valores definidos em Butz et al. (5), dependentes da frequência natural da estrutura ($f_i$). O fator de multiplicação 1000 é adicionado à formulação original apresentada em Butz et al. (5) para o ajuste de unidades, resultando em aceleração na unidade m/s². São assumidas algumas hipóteses para a aplicação deste método, dentre elas: (a) a frequência média de passada dos pedestres sobre a passarela é igual à frequência natural da estrutura; (b) a massa da passarela é uniformemente distribuída ao longo de sua extensão; (c) os formatos dos modos de vibração são senoidais; (d) não há acoplamento modal; (e) o comportamento da estrutura é elástico-linear. Tais hipóteses restringem a aplicabilidade do método, principalmente em casos de passarelas com geometrias mais complexas, nos quais o acoplamento de modos de vibração geralmente é observado.

Este método de obtenção da aceleração máxima em serviço é proposto pela ABNT NBR 7187 (7), em seu Anexo C, como alternativa para a realização da análise dinâmica da passarela. Entretanto, a apresentação da formulação na norma está inconsistente, e leva o projetista a cometer erros relevantes na avaliação de conforto dos usuários, subestimando sobremaneira os valores de aceleração resultantes. Na equação de obtenção de $a_{max\,,k}$apresentada pela norma, que é similar à equação (1), não é incluído o fator de ajuste 1000. Esta correção é necessária para realizar o ajuste dimensional da equação apresentada na norma (já que o coeficiente $k_F$ tem unidade kN²) para que o valor de aceleração resultante tenha unidade m/s². Como a norma não informa a unidade em que a aceleração é

obtida, o usuário é levado a presumir que seja m/s². Assim, os valores de aceleração máximos obtidos com a equação da ABNT NBR 7187 (7) são três ordens de grandeza inferiores ao valor correto fornecido pelo método e, portanto, conduzem a uma avaliação de conforto severamente comprometida, muito provavelmente indicando nível de conforto máximo.

### 1.4 CÁLCULO DA ACELERAÇÃO MÁXIMA POR ANÁLISE DINÂMICA COMPUTACIONAL

O cálculo de acelerações máximas é recomendado quando a estrutura apresenta frequências naturais dentro das faixas críticas da Tabela 1. Nesses casos, as acelerações podem ser obtidas por análise dinâmica computacional. Embora os programas computacionais tenham se tornando ferramentas corriqueiras de projeto, sua utilização para análise dinâmica não é trivial, e exige, dentre outros aspectos, a definição rigorosa dos carregamentos dinâmicos.

Em uma passarela, de forma geral, os carregamentos induzidos por pedestres são forças pontuais variáveis no tempo e no espaço. Por se tratar de uma ação aleatória, sua determinação durante a passagem sobre a estrutura é complexa. A dificuldade em definir parâmetros analíticos para a modelagem deste carregamento levou alguns pesquisadores a desenvolverem modelos experimentais, utilizando estruturas monitoradas com sensores. Ebrahimpour et al. (9), Sétra (3) e Butz et al. (5) apresentam experimentos com objetivo de avaliar os carregamentos verticais e horizontais aplicados durante o caminhar, a adequação da frequência de passada durante o movimento e a tendência de sincronização do caminhar quando os pedestres são expostos a vibrações laterais e verticais da estrutura. Em Butz et al. (5), é apresentada uma relação entre a velocidade do caminhar ($v_s$) e a frequência de passada ($f_s$) para um faixa de 1,3 Hz a 1,8 Hz, sendo:

$$v_s = 1{,}271 f_s - 1\ [m/s]. \tag{2}$$

Esses monitoramentos mostraram em sua maioria que, apesar da complexidade inerente, os carregamentos aplicados pelos pedestres podem ser aproximados por funções periódicas, conforme mostrado por Bachmann et al. (10), e que, portanto, podem ser descritos por séries de Fourier, da seguinte maneira:

$$F_v(t) = G_0 + G_0 \sum_{i}^{nh} \alpha_i sen(i2\pi f_s t - \phi_i), \tag{3}$$

em que $F_v$ é a componente vertical do carregamento, $G_0$ é o peso estático do pedestre (700 N por convenção), $\alpha_i$ é o coeficiente de magnitude de força do harmônico $i$, $f_s$ é a frequência da passada, $\phi_i$ é o ângulo de fase entre o harmônico $i$ e o primeiro harmônico, e$nh$ representa o número de harmônicos considerados. A descrição do carregamento de pedestres não se limita a uma componente vertical, mas inclui também componentes horizontais laterais ($F_h$) e longitudinal ($F_l$), nas quais a parcela devida ao peso vertical estático do pedestre não deve ser considerada, de modo que a equação (3) possa ser adaptada para

$$F_h(t) = G_0 \sum_{i}^{nh} \alpha_i sen(i\pi f_s t - \phi_i)\,. \tag{4}$$

$$F_l(t) = G_0 \sum_{i}^{nh} \alpha_i sen(i2\pi f_s t - \phi_i)\,. \quad (5)$$

Destaca-se que a frequência do carregamento para a componente lateral é a metade da frequência para as componentes vertical e longitudinal, já que, no primeiro caso, o carregamento se repete a cada 2 passadas e, no segundo, a cada passo.

Bachmann et al. (10) determinaram os valores dos coeficientes de Fourier com base em diversas atividades humanas como caminhada, corrida, pulo, dança, dentre outros. Na análise de passarelas de pedestres, utilizam-se correntemente os coeficientes referentes a atividades de caminhada e corrida, que são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes de Fourier para atividades de caminhada e corrida segundo Bachmann et al. (10).

| Atividade | Componente | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | $\phi_2$ | $\alpha_3$ | $\phi_3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Caminhada | Vertical | 0,4 | 0,1 | $\pi/2$ | 0,1 | $\pi/2$ |
| | Longitudinal | 0,2 | 0,1 | ~0 | ~0 | ~0 |
| | Transversal | 0,1 | 0,1 | ~0 | ~0 | ~0 |
| Corrida | Vertical | 1,6 | 0,7 | 0 | 0,2 | 0 |

* São apresentados os coeficientes para os três primeiros harmônicos apenas.

Os guias de análise de passarelas sugerem que, caso seja necessário efetuar uma análise dinâmica (por integração no tempo, por superposição modal etc.), o carregamento aplicado sobre a passarela deve tomar como base o carregamento de um único pedestre, porém adaptado para um carregamento distribuído sobre toda a estrutura, levando em consideração o número equivalente de pedestres com movimentação perfeitamente sincronizada ($N_{eq}$). A partir das simulações computacionais mostradas em Sétra (3) e em Butz et al. (5), nas quais foram realizadas passagens aleatórias de $N$ pedestres ao longo do vão de uma passarela, resultando em uma densidade de pedestres $d$, variando o amortecimento da estrutura ($\xi$), foi inferida a seguinte expressão para $N_{eq}$:

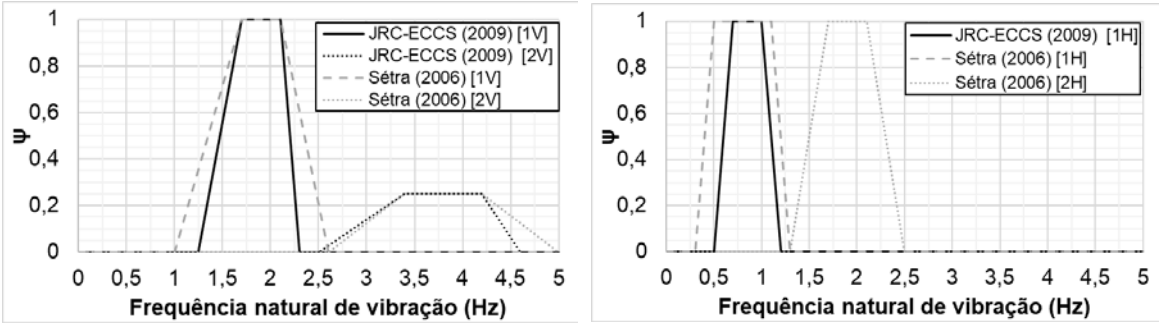
$$N_{eq} = \begin{cases} 10{,}8d\sqrt{\xi/N}\,, & d < 1 \\ 1{,}85d\sqrt{1/N}\,, & d \geq 1 \end{cases} \left[\frac{\text{Pessoa}}{m^2}\right]. \quad (6)$$

Assim, o carregamento periódico distribuído sobre a passarela, em N/m², é dado por

$$p(t) = \alpha_1 G_0 N_{eq} \psi cos(2\pi f_c t), \quad (7)$$

em que $f_c$ é a frequência natural da estrutura para o modo de vibração considerado e $\psi$ é fator redutor do carregamento distribuído, definido logo mais a seguir. Os valores de $\alpha_1$ são aqueles apresentados na Tabela 4. Observa-se que o carregamento periódico indicado considera somente o primeiro termo da série de Fourier, e impõe que a frequência do carregamento seja igual à frequência natural do modo de vibração analisado. No caso dos modos horizontais transversais, o valor de $\alpha_1$ determinado por Bachmann et al. (10) é de 0,1. Entretanto, nos guias Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6), esse valor é de 0,05.

Além do fator $N_{eq}$, são observados dois pontos de divergência entre as equações (3), (4) e (7). O primeiro deles é a inclusão do fator $\psi$ em (5), que visa estabelecer uma redução do carregamento distribuído quando a frequência natural da estrutura se afasta da frequência média de passo do pedestre (considerada em torno de 2 Hz). Sétra (3) e JRC-ECCS (6) definem os valores deste coeficiente em função da direção do carregamento (vertical [V] ou horizontal [H]) e do harmônico do carregamento do caminhar analisado (1° [1] ou 2° [2]). Butz et al. (5) utilizam os mesmos valores de Sétra (3). Na Figura 1 são apresentados os valores de $\psi$ até a frequência de 5 Hz.




(a) Modos verticais e longitudinais (b) Modos laterais

Figura 1 – Coeficiente de redução do carregamento dinâmico ($\psi$) segundo Sétra (3) e JRC-ECCS (6).

O segundo ponto de divergência é a ausência do termo constante referente ao valor médio da função periódica ($G_0$) na equação (7). De fato, existe uma divergência em relação à apresentação das formulações, mas que não implica a obtenção de respostas dinâmicas diferentes, já que o peso estático dos pedestres, de acordo com a densidade considerada em cada caso, não tem influência sobre os valores de aceleração da estrutura. Em Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6), menciona-se que o peso dos pedestres deve ser considerado na análise, incluído como massa incorporada à massa da estrutura.

No guia Sétra (3), indica-se que toda a massa dos pedestres deve ser incorporada. Para Butz et al. (5), a incorporação da massa dos pedestres na estrutura também deve ser integral, porém feita somente se a massa modal dos pedestres for superior a 5% da massa modal da passarela. Os experimentos realizados por Pfeil et al. (11), por sua vez, levaram a correlações para determinação da massa modal de um pedestre que corresponderam a 69% a 86% da massa total do pedestre.

Uma consideração adicional presente em Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6) estabelece que o sentido do carregamento periódico distribuído deve estar em fase com a deformada da estrutura, conforme mostrado esquematicamente na Figura 2. Essa apropriação de carregamento representa uma situação pouco provável, mas que é adotada com o objetivo de maximizar as acelerações obtidas, de forma conservadora, para cada um dos modos de vibração.

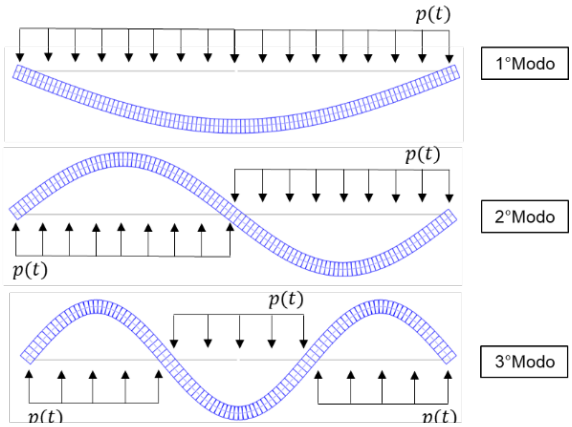


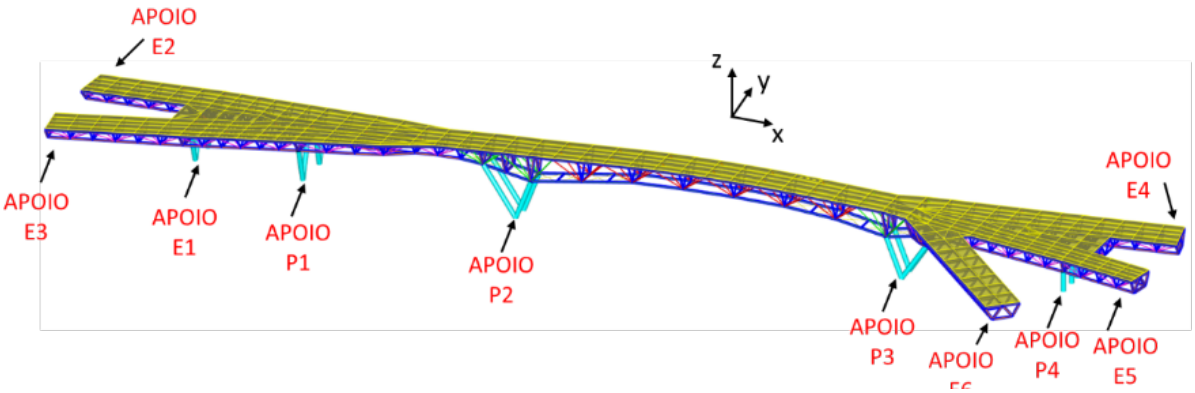

Figura 2 – Sentido do carregamento periódico distribuído em fase com a deformada da estrutura, segundo em Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6).

Além dessas metodologias apresentadas pelos principais manuais, foram desenvolvidos na literatura modelos alternativos de análise de passarelas de pedestres. Em alguns deles, modela-se a interação entre pedestre e estrutura ("Human-Structure Interaction", HSI), particularmente importante em estruturas leves, com frequências naturais baixas (próximas da frequência do caminhar) e baixas taxas de amortecimento. Diversos trabalhos visaram determinar os parâmetros para a modelagem da HSI, desenvolvendo modelos analíticos e/ou experimentais denominados frequentemente como modelos biodinâmicos. Em Pfeil et al. (11), foi proposto um modelo biodinâmico que descreve o pedestre como um sistema massa-mola-amortecedor de um grau de liberdade na direção vertical com excitação de base. Gonzaga et al. (12) utilizaram esse modelo para estabelecer equações simplificadas para previsão do coeficiente de amortecimento e frequência natural da estrutura. Schweizer et al. (13) buscaram representar a aleatoriedade da movimentação de um pedestre, propondo um modelo que utiliza o conceito de incertezas polimórficas, associado à utilização da transformadas de Fourier difusas (*Fuzzy Fourier Transform*), definindo critérios e variáveis para representar a incerteza associada à movimentação de pedestres em uma passarela de pedestres, tanto na magnitude e direção do carregamento, como no posicionamento dos pedestres ao longo da estrutura. As análises apresentadas por Rezende et al. (14) também utilizam um modelo probabilístico para considerar a variabilidade da movimentação de pedestres, representando de forma mais realística situações de carregamento dinâmico a partir da determinação de parâmetros de forma estocástica.

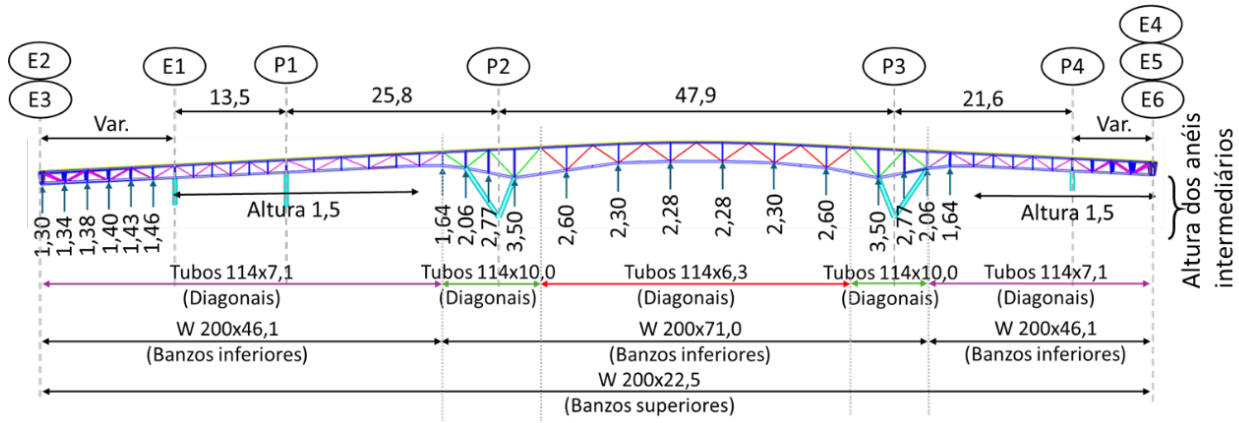
## 2 ANÁLISE DINÂMICA DE PASSARELA METÁLICA SOBRE O RIO CAPIBARIBE NO RECIFE/PE

Um grande projeto de infraestrutura urbana a ser implantado na cidade do Recife/PE é o parque linear das margens do Rio Capibaribe, do qual fazem parte um conjunto de várias passarelas de pedestres para transpor o rio ao longo de sua extensão na zona norte da cidade. Uma dessas estruturas é a passarela metálica da travessia Santana-Torre, alvo do estudo de caso apresentado a seguir. Os desenhos do projeto básico foram gentilmente disponibilizados pela projetista, a GAFAU Projeto e Consultoria, e correspondem à fase de desenvolvimento da solução estrutural em que os problemas de vibração surgiram e motivaram este trabalho.

A concepção estrutural da passarela prevê superestrutura formada por treliças tridimensionais em perfis metálicos, com seis tramos, que dão suporte à laje de piso em steel deck. As treliças tridimensionais estão apoiadas diretamente sobre blocos de coroamento sobre estacas (nas extremidades) ou sobre pilares circulares de concreto de 60 cm de diâmetro (nos tramos centrais), conforme ilustrado na Figura 3. O vão central (entre os eixos P2 e P3) possui 47,9 m de comprimento. As exigências arquitetônicas do projeto executivo e o nível máximo do Rio Capibaribe em época de cheia resultaram na necessidade de treliças transversais e longitudinais com alturas reduzidas no vão central, de no máximo 2,28 m, conforme indicado na Figura 3. O acesso ao vão central é feito por ramos laterais, que possuem a mesma concepção do vão central. O tabuleiro sobre a passarela é composto por laje mista de aço e concreto (tipo MF50) com capa de concreto, resultando em espessura total de 14 cm. Sobre o tabuleiro há acabamento de argamassa de 10 cm, cuja massa foi considerada no modelo matemático. Sua área total é de 1158 m². Na direção longitudinal, foram concebidas treliças com banzos em perfis laminados e diagonais em tubos circulares. Estas são conectadas transversalmente por treliças de altura constante, denominadas anéis intermediários, nos quais foram utilizados perfis metálicos laminados. Para melhor visualização da estrutura, consultar desenhos apresentados em Vicente (15).




(a) Vista isométrica e identificação dos apoios.




(b) Elevação longitudinal e perfis dos elementos estruturais.

Figura 3 – Geometria da passarela Torre-Santana. Dimensões em metros.

A interface entre superestrutura e a mesoestrutura, composta pelos pilares de concreto, é feita por meio de aparelhos de apoio de neoprene fretados, cujos dados são mostrados na Tabela 5. Para os eixos em que a estrutura metálica está apoiada diretamente sobre os blocos de coroamento (eixos E2 a E6), a interface entre superestrutura e infraestrutura, composta por blocos de coroamento apoiados sobre estacas, também é feita por aparelhos de apoio, do mesmo tipo que os demais.

Tabela 5 – Dimensões dos aparelhos de apoio da passarela.

| Tipo | Eixos | Largura [cm] | Comprimento [cm] | Espessura* [cm] |
|---|---|---|---|---|
| A | P2 e P3 | 25 | 40 | 2 |
| B | E1 a E6 e P1 | 25 | 30 | 4 |

* A espessura total das camadas de elastômetro é de 1,6 cm e 3,2 cm para os tipos A e B, respectivamente. A espessura restante faz referência às chapas de aço no interior dos aparelhos de apoio.

## 2.1 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Foi elaborado um modelo computacional da passarela com o auxílio do programa de elementos finitos SAP2000. Pilares de concreto, perfis metálicos e aparelhos de apoio foram modelados com elementos de barra (“Frame” no manual técnico do programa), com dimensões típicas de 1,0m e 2,0m para os dois primeiros. Para os aparelhos de apoio a dimensão do elemento é equivalente à sua espessura (ver Tabela 5). A laje steel deck foi modelada com elementos de casca (“thin-plate shell”), com dimensões típicas de 3,5m x 1,25 m. O aço (concreto) foi considerado com módulo de elasticidade de 200 GPa (31 GPa), coeficiente Poisson de 0,3 (0,2), módulo de elasticidade transversal de 77 GPa (11 GPa) e massa específica de 7850 kg/m³ (2500 kg/m³). As ligações entre os diversos elementos estruturais foram modeladas da seguinte forma: as diagonais das treliças longitudinais (perfis em tubos) foram articuladas nos encontros com os banzos; os elementos de um mesmo anel intermediário têm ligações rígidas entre si; os anéis intermediários têm ligações rígidas com os banzos das treliças longitudinais; e os contraventamentos no nível inferior da passarela têm ligações articuladas em ambas as extremidades. Os aparelhos de apoio, por sua vez, foram admitidos com as bases rigidamente conectadas aos pilares de concreto ou aos elementos de fundação (Eixos E2 a E6), e articulados no topo junto à estrutura metálica.

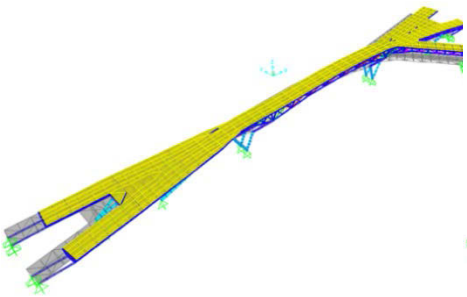
As fundações foram consideradas como apoios ou engastes ideais nas bases dos pilares. Na Tabela 6 são apresentadas as condições de vínculo associadas a cada um dos blocos de fundação, seguindo o seguinte critério: as translações nas três direções ($d_x$, $d_y$ e $d_z$) foram restritas em todos os blocos; a rotação em torno do eixo vertical ($r_z$) foi restrita em todos os blocos; as rotações em torno dos eixos horizontais ($r_x$ e $r_y$) foram restritas nos blocos que possuem três ou mais estacas alinhadas na direção dos respectivos eixos e, caso contrário, liberadas.Conforme mostrado nos guias Sétra (3), JRC-ECCS (6) e Butz et al. (5), as taxas de amortecimento médias determinadas para estruturas de aço e estruturas mistas (aço e concreto) são de 0,4% e 0,6%, respectivamente. Para a análise a seguir, o valor de $\xi$ considerado para todos os modos de vibração foi de 0,5%, compatível com os valores recomendados na literatura. A análise dinâmica foi realizada pelo método da superposição modal (Linear Modal History na terminologia do SAP2000), utilizando os 20 primeiros modos de vibração, com passo de tempo de 0,1

segundo, que corresponde a aproximadamente 50% do período do 20º modo de vibração (último utilizado na análise dinâmica) e a 20% do período do 5º modo de vibração (último modo para o qual as acelerações em serviço foram determinadas, conforme apresentado abaixo).

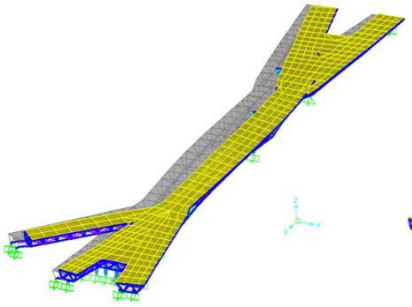
Tabela 6 – Condições de vínculo dos blocos de fundação junto às bases dos pilares. Vínculos restritos são marcados com "x".

| Bloco(s) | $d_x$ | $d_y$ | $d_z$ | $r_x$ | $r_y$ | $r_z$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E2 a E6 | x | x | x | | | x |
| E1/P1 | x | x | x | | | x |
| P2/P3 | x | x | x | x | | x |
| P4 | x | x | x | x | | x |

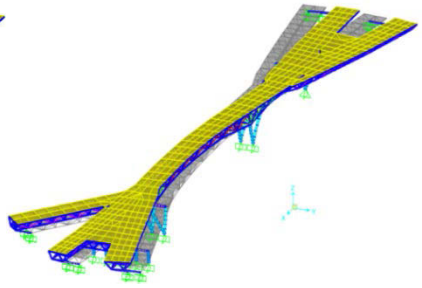
A partir das condições apresentadas, foram determinados inicialmente os primeiros modos de vibração da estrutura, via análise modal convencional, que são mostrados na Figura 4. Como o foco principal da análise é avaliar o comportamento dinâmico do vão central (pelas características da passarela), são mostrados os seis primeiros modos de vibração referentes a esse trecho da estrutura. Também há modos de vibração associados às vias de acesso para entrada e saída da passarela, mas que não são objeto de análise neste trabalho.



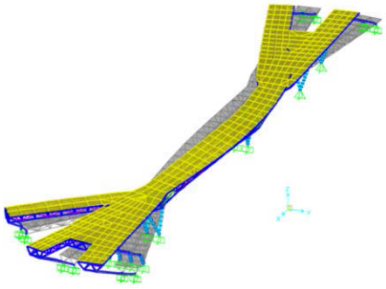
(a) 1° Modo – 0,475 Hz (Longitudinal)



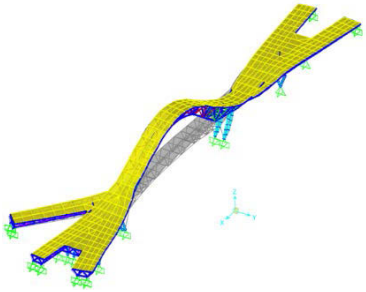
(b) 2° Modo – 0,689 Hz (Transversal + torção – 1° Harmônico)



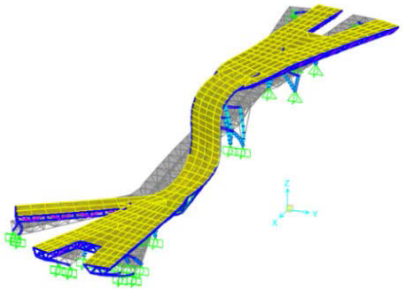
(c) 3° Modo – 0,907 Hz (Transversal – 2° Harmônico)



(d) 4° Modo – 1,218 Hz (Transversal – 3° Harmônico)



(a) 5° Modo – 2,047 Hz (Vertical – 1° Harmônico)



(b) 6° Modo – 2,617 Hz (Transversal – 4° Harmônico)

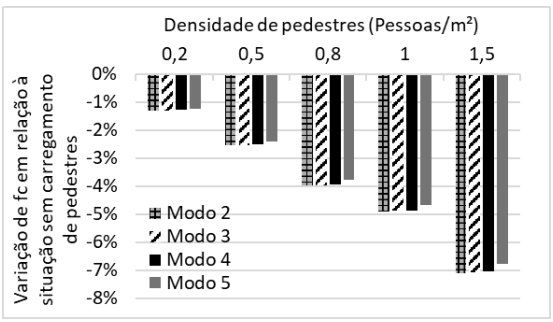
Figura 4 – Modos de vibração do vão central da passarela. Configuração indeformada na cor cinza.

Conforme indicado nos guias Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6), conclui-se que a análise de conforto do vão central é principalmente recomendada para os modos de vibração 2 a 5, cujas frequências incidem dentro da respectiva faixa crítica (vide seção 2.2), indicando a necessidade de análise dinâmica da estrutura. Aqui, esta será feita por superposição modal, utilizando carregamentos de pedestres baseados nas formulações da seção 2.3, e descritos a seguir.

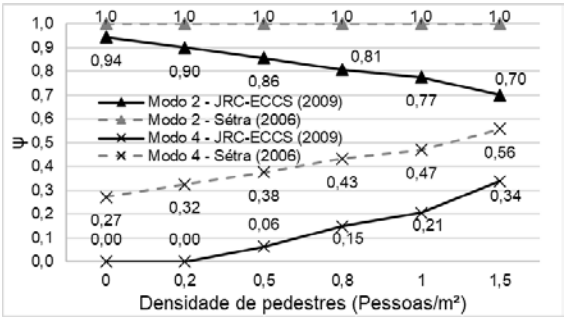
## 2.2 METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DETERMINAÇÃO DAS ACELERAÇÕES MÁXIMAS DA PASSARELA

Foram adotadas quatro metodologias de análise da passarela para obtenção das acelerações máximas em cada caso, denominadas I, II, III e IV. As três primeiras envolvem a utilização de modelagem computacional para aplicação de carregamentos de pedestres sobre a estrutura. A metodologia IV é referente à determinação analítica das acelerações máximas, segundo o método da resposta espectral apresentado no capítulo 1.3, que também é utilizado na ABNT NBR 7187 (7).

A metodologia I segue as diretrizes propostas nos guias Sétra (3), Butz et al. (5) e JRC-ECCS (6). Assim, o valor do carregamento distribuído resultante sobre a passarela é obtido a partir da equação (7). As densidades de pedestres consideradas foram de 0,2, 0,5, 0,8, 1,0 e 1,5 pessoas/m². Na Figura 5(a), são apresentadas as variações percentuais da frequência natural da estrutura obtida com a consideração da massa dos pedestres em relação ao valor obtido sem essa consideração, para cada densidade. Observa-se que a variação é relativamente pequena, atingindo os valores máximos (de cerca de 7%) no caso de maior densidade de pedestres, como esperado. A partir das frequências obtidas, foram determinados os valores do coeficiente de redução $\psi$ de acordo com as proposições de JRC-ECCS (6) e Sétra (3), i.e., utilizando os gráficos da Figura 1. Os resultados estão apresentados na Figura 5(b) (somente os modos 2 e 4 são mostrados, já que para os modos 3 e 5, tem-se $\psi = 1$).




(a) Variação da frequência natural da estrutura




(b) Valores do coef. redução $\psi$ segundo Sétra (3) e JRC-ECCS (6)

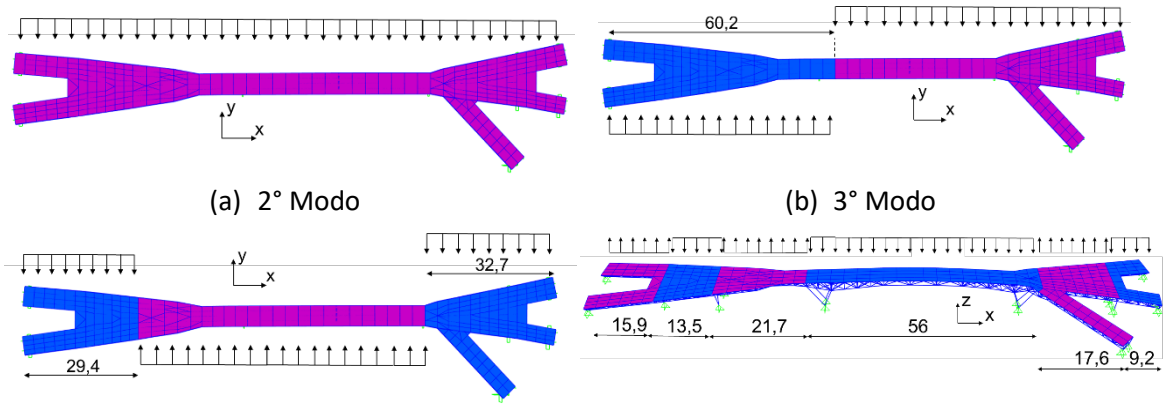
Figura 5 – Parâmetros estruturais considerados na análise dinâmica de acordo com a densidade de pedestres sobre a passarela.

Os valores de $N_{eq}$ (conforme (6)) para as densidades de pedestres 0,2, 0,5, 0,8, 1,0 e 1,5 pessoas/m², são 0,0100, 0,0159, 0,0201, 0,0544 e 0,0667, respectivamente.

Na Figura 6, mostram-se esquematicamente a direção e o sentido do carregamento distribuído sobre a passarela, que foi aplicado em fase com a deformada da estrutura para cada modo de vibração,

conforme as diretrizes dos guias. Note-se que nas Figura 6(a) a 6(c) a direção do carregamento é horizontal, enquanto na Figura 6(d), ela é vertical.

A metodologia II de aplicação do carregamento de pedestres segue, em linhas gerais, as mesmas diretrizes da metodologia I, porém com algumas adaptações. A primeira se refere à massa de pedestres considerada sobre a passarela. Conforme indicado por Pfeil et al. (11), a consideração de toda a massa dos pedestres reduz artificialmente os valores das frequências naturais da estrutura, já que a massa efetivamente mobilizada durante o caminhar seria de no máximo 69% a 86% da massa total dos pedestres. A partir disso, utiliza-se na metodologia II o valor intermediário de 75% da massa dos pedestres sobre a passarela.




(a) 2° Modo (b) 3° Modo

(c) 4° Modo (d) 5° Modo

Figura 6 – Aplicação do carregamento distribuído sobre o deck – Metodologia I.

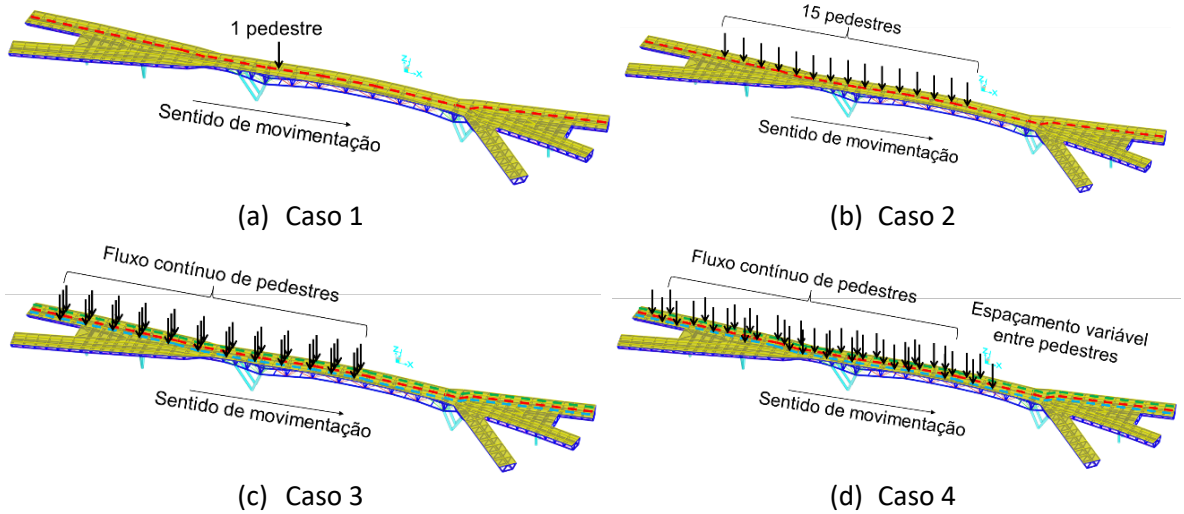
A segunda adaptação se refere à aplicação do coeficiente de redução $\psi$. Conforme indicado nos guias, a inclusão deste coeficiente na determinação do carregamento distribuído leva em consideração a probabilidade de a frequência de passada se aproximar da frequência natural da estrutura. Entretanto, tal consideração é válida somente quando a frequência imposta para o carregamento periódico é igual à frequência natural do modo de vibração analisado. Assim, assume-se que a frequência do carregamento periódico é $f_s$, que será considerada no intervalo entre 1,6 Hz e 2,4 Hz, faixa indicada por Bachmann et al. (10), e que engloba faixas indicadas por outras referências, em intervalos de 0,05 Hz. Assim, a utilização de $f_s$ na equação (7) implica desconsiderar o fator de redução do carregamento $\psi$, de tal forma que a equação possa ser reescrita como

$$p(t) = \alpha_i G_0 N_{eq} cos(2\pi f_s t), \tag{8}$$

A metodologia III, por fim, busca modelar os carregamentos de pedestres como cargas pontuais e variáveis no tempo e no espaço, conforme descrito na Figura 7, sem a consideração de carregamentos distribuídos sobre o deck. Para isso, os carregamentos de cada pedestre são descritos pelas equações (3) e (4), com os coeficientes da transformada de Fourier apresentados na Tabela 4 e o peso estático do pedestre de 700 N. Com base nas indicações de Sétra (3) e JRC-ECCS (6) acerca de experimentos com passagem de comboios de pessoas em passarelas reais para avaliação das condições de conforto dos

usuários após a construção da estrutura, são então definidos os seguintes casos de análise para esta metodologia:

- Caso 1: passagem de um único pedestre andando (Figura 7(a));
- Caso 2: passagem de um grupo de 15 pedestres andando em fila única, separados de 3 em 3 metros (Figura 7(b));
- Caso 3: passagem de um fluxo contínuo e ordenado de pedestres igualmente espaçados caminhando em filas, em duas situações (Figura 7(c)):
    - Situação A: o fluxo é tal que resulte em uma densidade de pedestres de 0,2 pessoa/m² no vão central (total de 48 pessoas, divididos em 3 filas);
    - Situação B: o fluxo é tal que resulte em uma densidade de pedestres de 0,5 pessoa/m² no vão central (total de 120 pessoas, divididos em 3 filas);
- Caso 4: passagem de um fluxo contínuo e não ordenado de pedestres desigualmente espaçados caminhando em fila, em 2 situações (Figura 7(d)):
    - Situação A: o fluxo é tal que resulte em uma densidade de pedestres de 0,2 pessoa/m² no vão central (total de 48 pessoas, divididos em 3 filas, com espaçamento escolhido aleatoriamente entre 1m e 5m);
    - Situação B: o fluxo é tal que resulte em uma densidade de pedestres de 0,5 pessoa/m² no vão central (total de 120 pessoas, divididos em 3 filas, com espaçamento escolhido aleatoriamente entre 1m e 2m);




(a) Caso 1 (b) Caso 2

(c) Caso 3 (d) Caso 4

Figura 7 – Aplicação dos carregamentos pontuais sobre o deck – Metodologia III.

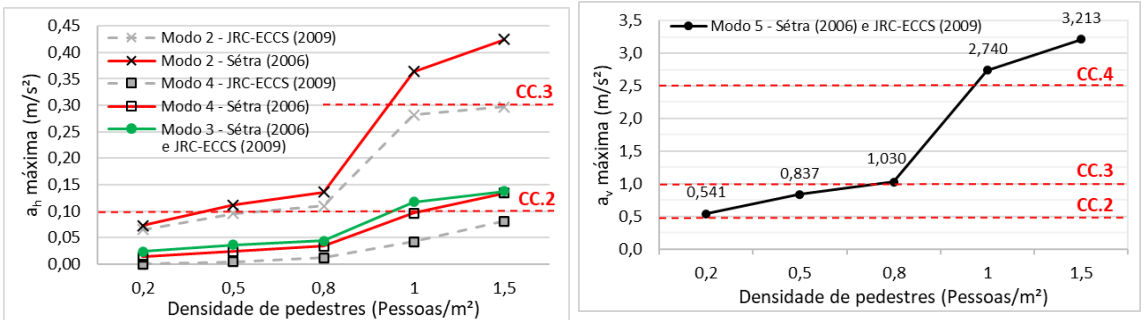
Em Vicente (15), os casos 1 e 2 também foram analisados para pedestres correndo sobre a passarela.

A velocidade dos pedestres é considerada conforme a equação (2), para frequências de passada entre 1,6 Hz e 1,8 Hz. Para frequências de passada acima de 1,8 Hz, utiliza-se a velocidade fixa de 5 km/h, que corresponde a um caminhar típico de pedestres exercendo atividade física. A inclusão da massa dos pedestres para a determinação das frequências naturais da passarela é feita nos casos 3 e 4 apenas (por

serem os de maior número de pedestres), de acordo com as respectivas densidades de pessoas e considerando a contribuição de 75% da massa dos pedestres para a massa modal da estrutura, conforme Pfeil et al. (11). Nos casos 1 e 2, como a densidade de pedestres é baixa, a adição da massa tem influência pequena sobre a frequência natural da estrutura, sendo, portanto, desprezada.
Na metodologia IV, as acelerações máximas também foram calculadas segundo o método analítico da resposta espectral. Os valores da massa modal mobilizada são variáveis de acordo com a densidade de pedestres considerada e foram determinados com o software de elementos finitos SAP2000. Os valores de $m_i^*$ para as densidades de pedestre 0,2, 0,5, 0,8, 1,0 e 1,5 Pessoas/m² são 134, 138, 142, 144, 151 toneladas.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As acelerações verticais e horizontais da passarela foram calculadas por análise computacional para cada uma das quatro metodologias de análise, e monitoradas no ponto localizado no meio do vão central. Na Figura 8, são apresentadas as acelerações máximas obtidas com a metodologia I para cada uma das densidades de pedestres consideradas. Para os modos 2 e 4, como há divergência entre os valores de $\psi$ para os guias Sétra (3) e JRC-ECCS (6), os resultados estão apresentados separadamente conforme o guia. Para os modos 3 e 5, contudo, os valores de $\psi$ são os mesmos para os dois guias, e logo os resultados são únicos. Observa-se que para os modos 2 e 4 o guia Sétra (3) mostra-se mais conservador, resultando em valores de $a_{max}$ consideravelmente superiores aos de JRC-ECCS (6) (até 494,2% maiores para o modo 4 e 43,0% para o modo 2, vide Tabela 7). Além disso, a classificação de conforto resultou discrepante entre os dois casos com densidade de pedestres de 1 e 1,5 pessoa/m², para os modos de vibração 2 e 4, que possuem coeficientes $\psi$ distintos para cada guia. Para esses modos, a propósito, nota-se que a diferença no valor da aceleração transversal entre os dois guias é muito próxima à diferença do coeficiente $\psi$ entre ambos, conforme apresentado na Tabela 7.




(a) Acelerações transversais (b) Acelerações verticais

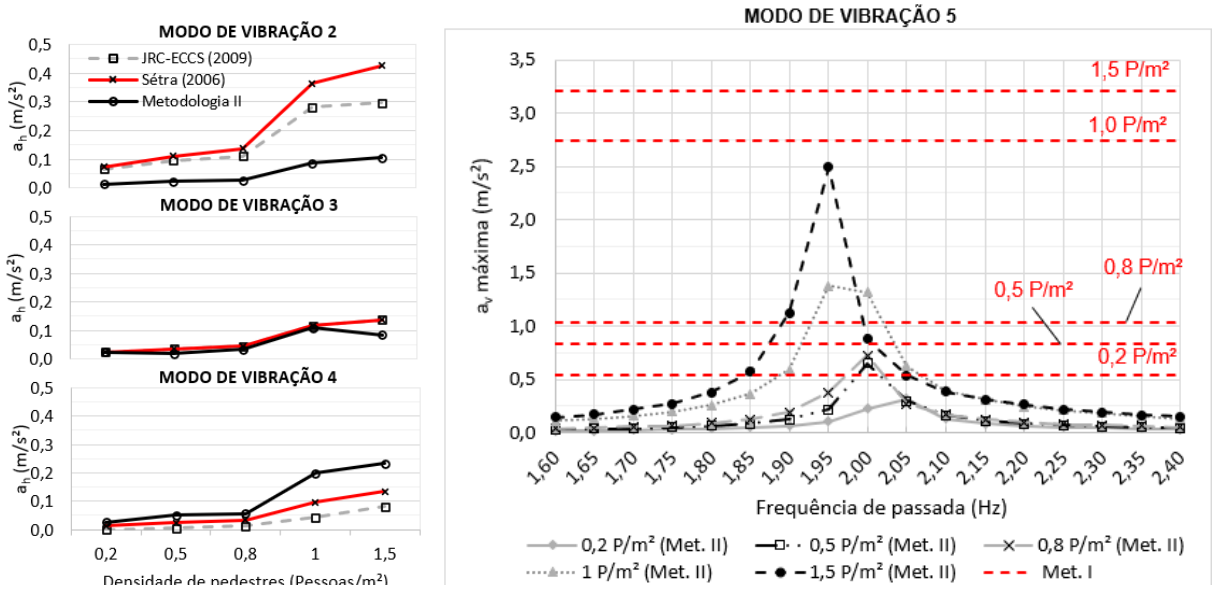
Figura 8 – Acelerações máximas obtidas no meio do vão central utilizando a Metodologia I. As linhas vermelhas horizontais (tracejadas) indicam as transições entre as diversas classes de conforto, conforme definido na Tabela 2.

Tabela 7 – Diferença nos valores de $a_{max}$ e $\psi$ obtidos com Sétra (3) em relação aos valores obtidos com JRC-ECCS (6) para os modos 2 e 4 – Metodologia I.

| Modo | Direção | Parâmetro | 0,2 P/m² | 0,5 P/m² | 0,8 P/m² | 1,0 P/m² | 1,5 P/m² |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | Transversal | $a_{max}$ | 11,1% | 16,6% | 23,8% | 29,1% | 43,0% |
| | | $\psi$ | 11,2% | 16,8% | 24,0% | 29,0% | 43,0% |
| 4 | Transversal | $a_{max}$ | -* | 494,2% | 189,4% | 129,2% | 65,4% |
| | | $\psi$ | -* | 499,5% | 189,9% | 129,2% | 65,3% |

* Coeficiente $\psi$ nulo para o guia JRC-ECCS (6)

Na Figura 9 são apresentados os resultados obtidos com a metodologia II. Também são inseridos os resultados da metodologia I, para comparação. Para o modo de vibração 2 (transversal), observa-se que a metodologia II conduz a acelerações bem menores do que a metodologia I, implicando em conforto máximo para todas as densidades de pedestres consideradas. Para o modo 3, os resultados de ambas as metodologias são bastante próximos. Para o modo 4, as avaliações para as densidades menores (0,2, 0,5 e 0,8 P/m²) foram próximas entre as duas metodologias e discrepantes para densidades maiores (1,0 e 1,5 P/m²), com a metodologia II se revelando mais conservadora. Para o modo de vibração vertical, por sua vez, a classificação de conforto para a densidade de 0,5 P/m² resultou igual para ambas as metodologias (CC.2) e, para as demais, a avaliação pela metodologia II revelou-se menos conservadora, com valores de aceleração inferiores aos da metodologia I.

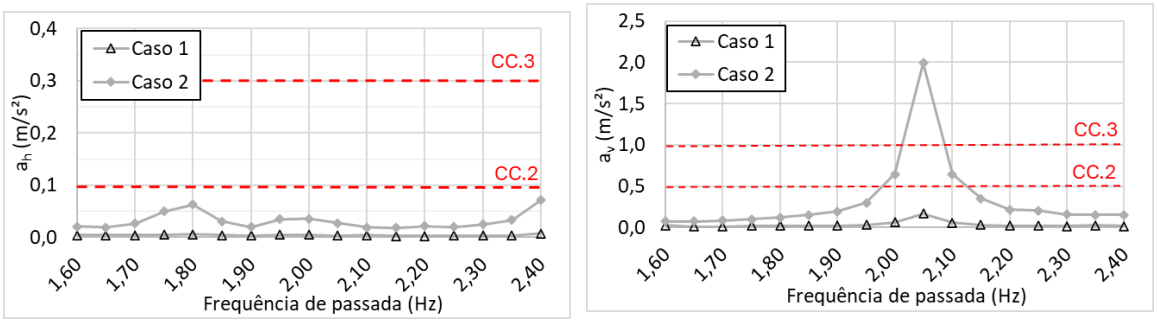



(a) Acelerações transversais (b) Acelerações verticais

Figura 9 – Acelerações máximas obtidas no meio do vão central utilizando a metodologia II. As linhas vermelhas horizontais (tracejadas) indicam os valores de aceleração vertical obtidos com a metodologia I (vide Figura 8(b)).

A diferença entre os resultados das duas metodologias é explicada pelas considerações acerca da massa dos pedestres (que é menor na metodologia II), o coeficiente de redução $\psi$ (que é desconsiderado na metodologia II) e a frequência do carregamento distribuído, que é diferente nas duas metodologias. Na metodologia I, a estrutura é induzida ao comportamento ressonante, já que a frequência do carregamento é igualada à frequência natural em cada um dos modos de vibração. Já na metodologia II, a frequência do carregamento é igualada à frequência de passada dos pedestres (admitida dentro da faixa 1,6 Hz e 2,4 Hz) em intervalos de 0,05 Hz, não equivalendo à frequência natural da estrutura. Nos casos em que essa discretização se aproxima do valor de $f_c$, os valores de aceleração atingem valores máximos, como pode ser observado na Figura 9(b).

Na Figura 10 são apresentados os resultados obtidos com a metodologia III, casos 1 e 2. Considerando os valores máximos dentre os pontos de análise, conclui-se que o nível de conforto para acelerações transversais é máximo (CC.1) para os casos 1 e 2. Na direção vertical, a classe de conforto para o caso 1 é máxima (CC.1), em todas as frequências de passada. Entretanto, para o caso 2, a classe de conforto para o grupo de pedestres é mínima (CC.3) para $f_s$ de 2,05 Hz, média (CC.2) para $f_s$ de 2 Hz e 2,1 Hz e máxima para as demais frequências.

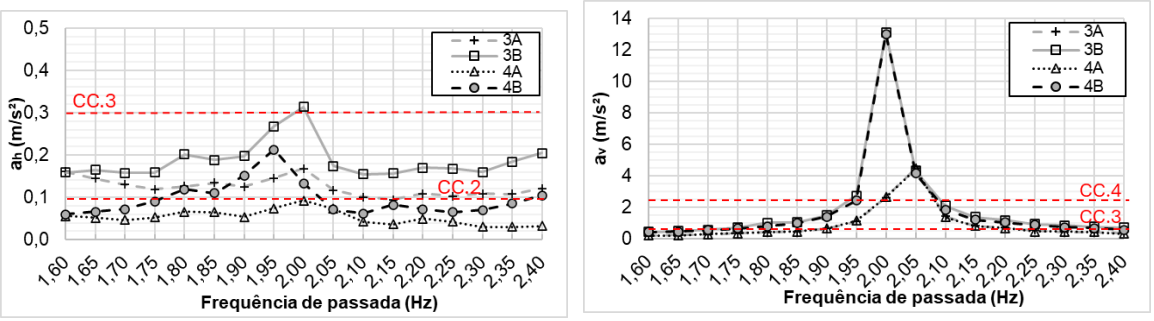



(a) Acelerações transversais

(b) Acelerações verticais

Figura 10 – Acelerações máximas obtidas no meio do vão central utilizando a metodologia III – Casos 1 e 2. As linhas vermelhas horizontais (tracejadas) indicam as transições entre as diversas classes de conforto.

Na Figura 11, são apresentados os resultados obtidos com a metodologia III, casos 3 e 4. Para os casos 3A e 4A, nos quais a densidade de pedestres é de 0,2 P/m², os valores de aceleração vertical são altos e indicam nível de desconforto inaceitável para $f_s$ de 2,0 Hz e 2,05 Hz, e nível de conforto mínimo para $f_s$ de 1,95 Hz e 2,1 Hz. Essa faixa de frequências está em torno da frequência natural do modo vertical de vibração. Já nos casos 3B e 4B, nos quais a densidade de pedestres é de 0,5 P/m², obtém-se valores de aceleração extremamente elevados, que indicam desconforto inaceitável no intervalo entre 1,95 Hz e 2,05 Hz (novamente, em torno da frequência natural de vibração do modo vertical).




(a) Acelerações transversais (b) Acelerações verticais

Figura 11 – Acelerações máximas obtidas no meio do vão central utilizando a metodologia III – Casos 3 e 4. As linhas vermelhas horizontais indicam as transições entre as diversas classes de conforto.

Adicionalmente, as respostas dinâmicas verticais da estrutura são praticamente as mesmas para os casos 3A e 4A e para os casos 3B e 4B, evidenciando que a aleatoriedade do posicionamento dos pedestres durante a travessia pouco influencia os valores máximos de aceleração vertical. Na direção transversal, o nível de conforto é médio para os casos 3A e 4A e mínimo para os casos 3B e 4B. No geral, observa-se que a metodologia III conduz a valores de aceleração vertical significativamente maiores (uma ordem de grandeza acima) do que aqueles obtidos com as metodologias I e II (que possuem a mesma ordem de grandeza entre si, ainda que a metodologia I seja mais conservadora do que a II).
A Tabela 8 sumariza as diferenças entre os carregamentos de pedestres das três metodologias.

Tabela 8 – Comparação entre os carregamentos verticais aplicados para as metodologias I a III.

| Item | Metodologia I | Metodologia II | Metodologia III |
|---|---|---|---|
| Modo de aplicação do carregamento | Distribuído ao longo do deck | Distribuído ao longo do deck | Pontual e móvel |
| Frequência do carregamento periódico | Frequência natural do modo de vibração analisado ($f_c$) | Frequência da passada ($f_s$) | Frequência da passada ($f_s$) |
| Valor do carregamento vertical | $0{,}4G_0N_{eq}\psi cos(2\pi f_c t)$ | $0{,}4G_0N_{eq}cos(2\pi f_s t)$ | $G_0\sum_1^3 \alpha_i sen(i2\pi f_s t - \phi_i)$ |

Para as metodologias I e II, o carregamento é aplicado de forma distribuída e sempre de forma concordante com a deformada do modo de vibração analisado. Já na metodologia III, o carregamento é aplicado de forma pontual e variável no espaço, em função da movimentação dos pedestres. Em relação à frequência utilizada para os carregamentos periódicos, as metodologias II e III utilizam os valores da frequência de passada dos pedestres, enquanto a metodologia I utiliza o próprio valor da frequência natural do modo de vibração analisado. Além disso, o coeficiente $N_{eq}$, cujo valor é de 0,01 e 0,0159 para

as densidades de 0,2 P/m² e 0,5 P/m², respectivamente, resulta significativa diferença no valor do carregamento vertical.

Na metodologia IV, as acelerações máximas foram calculadas segundo o método analítico da resposta espectral. Na Figura 12 são apresentados os resultados desta metodologia em comparação com as metodologias I e II. Para estas últimas, os valores de aceleração são obtidos separadamente para cada um dos modos de vibração analisados, assim como no método analítico. As acelerações verticais máximas obtidas para o modo 5 com a metodologia IV são significativamente maiores em comparação às obtidas com as metodologias I e IIpara as densidades de 0,2, 0,5, 0,8 pessoas/m², superando-as em 347%, 230%, 197%, respectivamente. Entretanto, para as densidades de pedestres de 1,0 e 1,5 pessoas/m², os valores obtidos com a metodologia I superam os valores da metodologia IV (em até 32%, para a densidade de 1,5 pessoas/m²). Para a densidade de pedestres de 1,0 pessoa/m², os valores obtidos com a metodologia II superam os valores da metodologia IV em 12%. Especificamente para estas duas densidades, os coeficientes utilizados pelo método da resposta espectral são alterados em comparação às densidades abaixo de 1,0 pessoas/m².

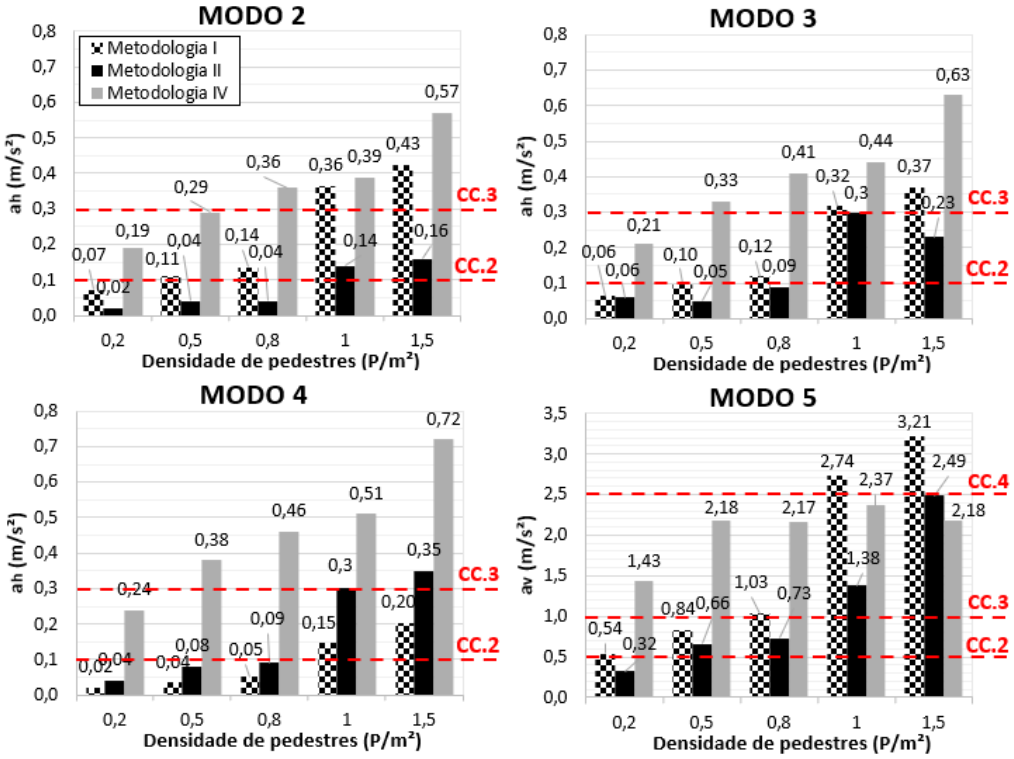
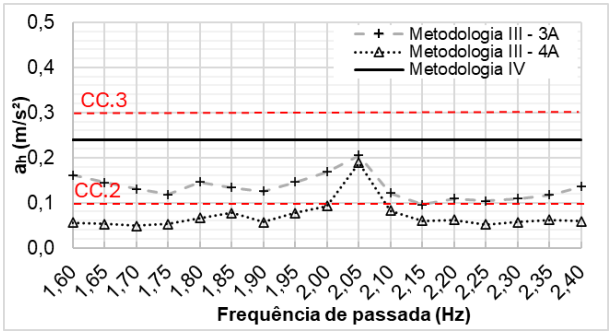


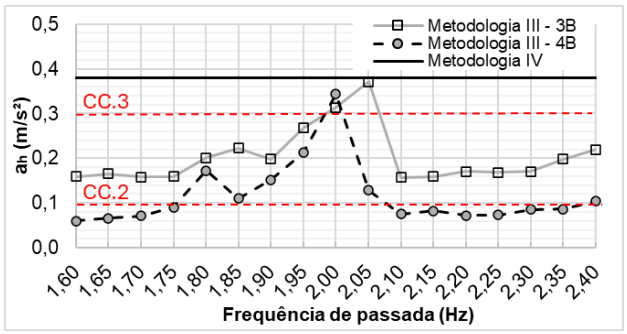

Figura 12 – Comparação entre acelerações máximas para as metodologias I, II e IV.

Para a metodologia III, a definição dos valores máximos de aceleração não são feitos para cada modo de vibração, devido à natureza da aplicação dos carregamentos sobre a passarela (de forma pontual). Desta forma, para cada frequência de passada, foram considerados os maiores valores de aceleração entre os

pontos de análise. Na Figura 11 são apresentadas as acelerações transversais obtidas pela metodologia III, em seus casos 3 e 4, e pelo método analítico.



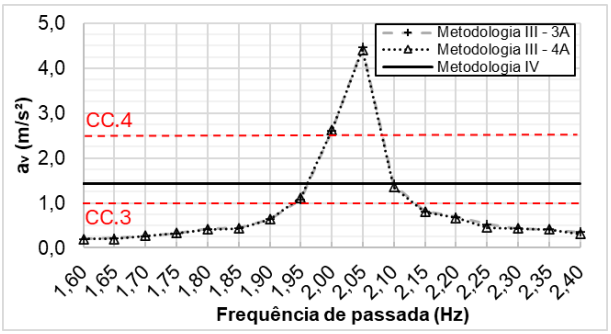

(a) 0,2 pessoas/m².



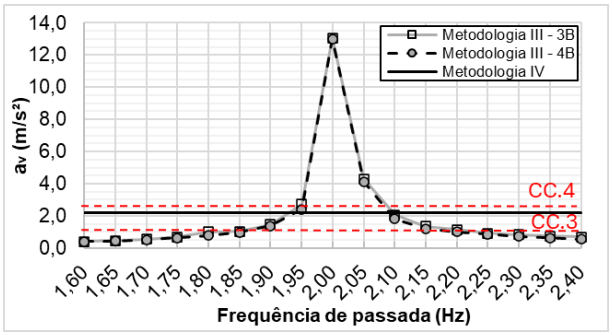

(b) 0,5 pessoas/m².

Figura 13 – Comparação entre valores de aceleração transversal obtidos pelaMetodologia IV e pela Metodologia III, nos casos 3 e 4.

Os valores de aceleração transversal máximos para cada uma das densidades de pedestres analisadas utilizando a metodologia III são muito próximos aos valores fornecidos pelo método analítico da resposta espectral (Metodologia IV). Por outro lado, as acelerações verticais não seguem o mesmo padrão de comportamento, conforme mostrado na Figura 14.




(a) 0,2 pessoas/m².




(b) 0,5 pessoas/m².

Figura 14 – Comparação entre valores de aceleração vertical obtidos pela Metodologia IV e pela Metodologia III, nos casos 3 e 4.

As acelerações verticais obtidas pela metodologia III são superiores na faixa de frequências de passada entre 1,95 Hz e 2,10 Hz em comparação ao método analítico. Para as demais frequências de passada, os valores de aceleração obtidas pelo método analítico são mais conservadores.Para as acelerações transversais, os valores obtidos com o método da resposta espectral são maiores do que os obtidos com as metodologias I e II, e próximos aos valores obtidos com a metodologia III. Um maior detalhamento desses valores é apresentado em Vicente (15).

## 4 CONCLUSÃO

Este artigo apresenta um levantamento dos principais métodos para análise dinâmica de passarelas de pedestres, conforme manuais, guias técnicos e literatura especializada, com aplicação ao estudo de caso da passarela Santana-Torre, localizada em Recife/PE. A passarela em questão apresenta configuração estrutural não convencional, distinta das tipologias usuais compostas por vigas ou treliças biapoiadas com seção constante. Foram consideradas quatro metodologias distintas de análise da passarela: (i) conforme os guias internacionais de passarelas (carregamentos distribuídos fixos), (ii) com pequenas adaptações em relação aos guias (também com carregamentos distribuídos), (iii) com carregamentos pontuais móveis simulando o caminhar de pedestres, (iv) com avaliação analítica das acelerações pelo método da resposta espectral. Os resultados mostraram que a metodologia I fornece estimativas mais conservadoras em relação à metodologia II, tanto na direção vertical quanto na transversal. Dentro da própria metodologia I, diferenças entre os guias Sétra (3) e JRC-ECCS (6) conduzem à atribuição de diferentes classes de conforto, dependendo do modo de vibração e da densidade de pedestres. A metodologia III resultou em acelerações verticais significativamente maiores — até uma ordem de grandeza acima — em comparação às metodologias I e II, devido à maior representatividade do carregamento dinâmico móvel. Para acelerações transversais, os valores obtidos foram similares entre as três metodologias. Na metodologia IV, os resultados obtidos por meio do método analítico da resposta espectral mostraram-se, em sua maioria, mais conservadores do que os obtidos pelas demais metodologias, que se valeram de análise dinâmica computacional. Foi identificada uma inconsistência relevante na expressão de cálculo das acelerações máximas proposta pela ABNT NBR 7187 (7), que pode resultar na subestimação das acelerações e, consequentemente, em avaliações equivocadas quanto ao conforto dos usuários.

Apesar das variações entre métodos, os resultados indicam que a passarela Santana-Torre apresenta suscetibilidade a problemas de conforto, tanto na direção vertical quanto transversal, em situações com diferentes densidades de pedestres. Dada a indefinição quanto ao início da construção, recomenda-se a revisão da concepção estrutural com o objetivo de aumentar a rigidez global da estrutura e mitigar os efeitos dinâmicos identificados. Recomenda-se, ainda, a implantação de um sistema de monitoramento estrutural logo após a conclusão da obra, a fim de aferir a taxa real de amortecimento e os níveis de aceleração durante o uso. Se necessário, devem ser previstos dispositivos de controle de vibração, como amortecedores viscosos ou TMDs (Tuned Mass Dampers), cuja instalação deve ser compatível com o projeto estrutural. Esta prática é comum em projetos internacionais de passarelas. Exemplos adicionais de aplicação dos métodos aqui analisados, bem como fundamentos teóricos complementares, podem ser encontrados em Vicente (15).

## 5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à GAFAU Projeto e Consultoria pelo fornecimento dos desenhos de projeto (projeto básico estrutural) da passarela Santana-Torre.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) INGÓLFSSON, E. T.; GEORGAKIS, C. T.; JÖNSSON, J. Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridges: A literature review. **Engineering Structures**, v. 45, p. 21–52, 2012.

(2) DALLARD, P.; FITZPATRICK, A.J.; FLINT, A.; LE BOURVA, S.; LOW, A.; SMITH, R.M.R; WILLFORD, M. The London Millennium Footbridge. **The structural Engineer**, v. 79, n. 22, p. 17–21, 2001.

(3) SÉTRA (service d´Études techniques des routes et autoroutes). Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading, 2006.

(4) FELDMANN, M.; HEINEMEYER, C.; LUKIĆ, M. Human-induced vibration of steel structures (Hivoss). European Commission, Directorate-General for Research and Innovation, 2007.

(5) BUTZ, C.; FELDMANN, M.; HEINEMEYER, C.; SEDLACEK, G.; CHABROLIN, B.; LEMAIRE, A.; LUKIC, M.; MARTIN, P.O.; CAETANO, E.; CUNHA, A.;GOLDACK, A.; KEIL, A.;SCHLAICH, M. Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges, **Research Fund for Coal and Steel series**, Luxembourg, 2008.

(6) HEINEMEYER, C.; BUTZ, C.; KEIL, A.; SCHLAICH, M.; GOLDACK, A.; TROMETER, S.; LUKIC, M.; CHABROLIN, B.; LEMAIRE, A.; MARTIN, P.O.; CUNHA, A.; CAETANO, E. Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. **JRC-ECCS Joint Report, JRC Scientific and Technical Reports.** Editors: G. Sedlacek, Chr. Heinemeyer, Chr. Butz together with M. Géradin, JRC first edition**.**, 82p, 2009.

(7) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro, 2021

(8) RICCIARDELLI, F.; DEMARTINO, C. Design of Footbridges against Pedestrian-Induced Vibrations. **Journal of Bridge Engineering**, v. 21, n. 8, 2016.

(9) EBRAHIMPOUR, A.; HAMAM, A.; SACK, R.L.; PATTEN, W.N. Measuring and Modeling Dynamic Loads Imposed by Moving Crowds. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, n. 12, p. 1468–1474, 1996.

(10) BACHMANN, H.;AMMANN, W.J.; DEISCHI, F.;EISENMANN, J.; FLOEGL, I.;HIRSCH, G.H.;KLEIN, G.K.;LANDE, G.J.;MAHRENHOLTZ, O.;NATKE, H.G.; NUSSBAUMER, H.;PRETLOVE, A.J.; RAINER, J.H.;SAEMANN, E.U.;STEINBEISSER, L.J. Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines. Basel, 1995.

(11) PFEIL, M.S; VARELA, W.D.; DA COSTA, N. DE P. A. Experimental calibration of a one degree of freedom biodynamic model to simulate human walking-structure interaction. **Engineering Structures**, v. 262, 11p., 2022.

(12) GONZAGA, I. G. N; PFEIL, PFEIL, M.S; VARELA, W.D. Modal parameters to estimate the dynamic response of footbridges considering the human-structure interaction. **Engineering Structures**, v. 323, p. 119271, 2025.

(13) SCHWEIZER, M.; FINA, M.; WAGNER, W.; KASIC, S.; FREITAG, S. Uncertain pedestrian load modeling for structural vibration assessment in footbridge design. **Engineering Structures**, v. 311, p. 118070, 2024.

(14) REZENDE, F. A.; BRUNET JUNIOR, O.; CARVALHO, E. M. L.; VARELA, W.D.; PEREIRA, A. M. B. Vibration-based sensitivity analysis of a flexible steel footbridge using probabilistic walking models. **Engineering Structures**, v. 302, p. 117343, 2024.

(15) VICENTE, M. S. Contribuições para a análise dinâmica de passarela de pedestres. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2025.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# **VIGAS CELULARES DE AÇO: CONCEITO, CARACTERÍSTICAS E APLICAÇÕES** (trabalho completo)

Gustavo de Souza Veríssimo [1]
Felipe Isamu Harger Sakiyama [2]
Luis Augusto Lancellotti Zapparolli Pupin [3]
Raylane de Souza Castoldi [4]

**Resumo**

As vigas celulares são uma evolução das vigas casteladas, viabilizada pelas tecnologias de projeto e fabricação assistidos por computador, que se desenvolveram a partir dos anos 1980. Usualmente são fabricadas a partir do corte de um perfil I em duas metades, sendo o corte realizado de tal forma que resulta um perfil com uma sequência de aberturas circulares de mesmo diâmetro, regularmente espaçadas ao longo do vão. No Brasil ainda não existem prescrições normativas específicas nem material técnico de apoio para arquitetos e engenheiros utilizarem esse tipo de elemento estrutural em projetos de edificações. Este artigo apresenta uma visão geral sobre vigas celulares de aço, bem como recomendações e procedimentos que podem auxiliar profissionais de arquitetura e engenharia a conhecerem e utilizarem esses elementos estruturais em projetos, tirando o melhor proveito de seus atributos. O artigo aborda o conceito das vigas celulares, para que servem, compara seu comportamento e desempenho estrutural com vigas de alma cheia, descreve seus modos de falha, comenta sobre eventuais dificuldades com as configurações de corte e apresenta uma ferramenta computacional voltada especificamente para projeto e dimensionamento de vigas celulares, compatível com a normalização brasileira para o projeto de estruturas de aço.

**Palavras-chave**: Vigas celulares; Vigas Alveolares; Sistema de piso.

## **STEEL CELLULAR BEAMS: CONCEPT, CHARACTERISTICS, AND APPLICATIONS**

**Abstract**

Cellular beams are an evolution of castellated beams, made possible by computer-aided design and manufacturing technologies that have developed since the 1980s. They are usually produced by cutting an I-profile into two halves, with the cut performed in such a way that it results in a profile with a series of evenly spaced circular openings of the same diameter along the span. In Brazil, there are still no regulatory prescriptions or technical support materials for architects and engineers to use this type of structural element in building projects. This article provides an overview of steel cellular beams, along with recommendations and procedures that can help architecture and engineering professionals understand and apply these structural elements in their designs, making the most of their attributes. It covers the concept of cellular beams, their applications, a comparison of their structural behavior and

performance with solid-web beams, descriptions of their failure modes, potential challenges related to cutting configurations, and a computational tool specifically designed for the design and sizing of cellular beams, compatible with Brazilian standards.

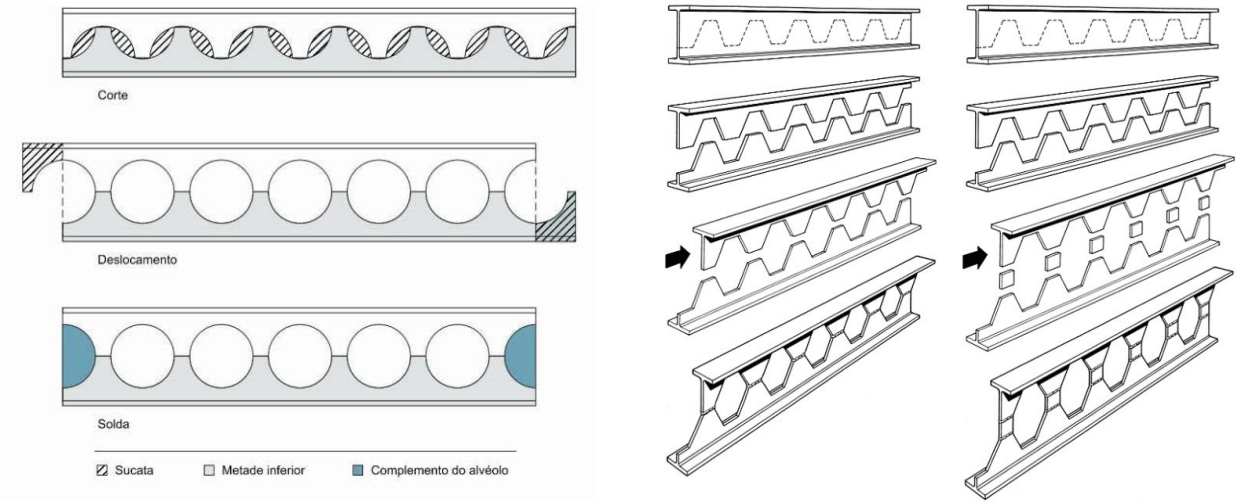
**Keywords**: Cellular Beams; Alveolar Beams; Floor System.

[1] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia, Professor Adjunto, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal dos Vales Jequitinhonha e Mucuri, Teófilo Otoni, MG, Brasil.
[3] Engenheiro Mecânico, Especialista, Engenheiro de P&D, ArcelorMittal Brasil, São Paulo, SP, Brasil.
[4] Engenheira Civil, Doutora em Estruturas, Especialista de Desenvolvimento da Construção, Departamento Comercial, ArcelorMittal Brasil, Serra, ES, Brasil.

# 1 GENERALIDADES SOBRE VIGAS CELULARES

## 1.1 Origem e conceito das vigas celulares

As vigas celulares (Figura 1a) são uma evolução das vigas casteladas (Figura 1b), obtidas por meio de um corte mais complexo viabilizado pelas tecnologias de projeto e fabricação assistidos por computador, que se desenvolveram a partir dos anos 1980, resultando num perfil com aberturas circulares na alma (Fares, Coulson e Dinehart, 2016).




(a) (b)

**Figura 1 – Representação esquemática da fabricação a partir do corte de um perfil I laminado (a) viga celular; (b) viga castelada** (adaptado de GRÜNBAUER, 2012).

As primeiras vigas casteladas surgiram por volta dos anos 1930, como uma solução alternativa para suprir a gama limitada de perfis I disponíveis na época. Normalmente, essas vigas são obtidas a partir de um perfil I de alma cheia cortado longitudinalmente, como mostrado na Figura 1. Após o corte, as duas metades obtidas são deslocadas de certo comprimento e soldadas, dando origem a um novo perfil com altura superior à do perfil original e uma sequência de aberturas na alma. Originalmente, essas vigas foram chamadas de vigas casteladas, pelo fato de a metade cortada lembrar a muralha de um castelo medieval com suas ameias (aberturas no alto da muralha onde os arqueiros se posicionavam para defender uma fortaleza). O processo de fabricação é usualmente referido como “castelação”.

O processo de corte da viga celular foi criado no Reino Unido, por Peter A. Walker, e patenteado em 1990. A companhia britânica *Wescol Structures Limited* foi cessionária da invenção e detentora das patentes das vigas celulares até 2009, quando a tecnologia se tornou de domínio público (Oliveira, 2012).

### 1.2 Vantagens das vigas celulares

As vigas celulares apresentam diversas vantagens em relação ao perfil original de alma cheia, tais como:

- maior inércia com relação ao principal eixo de flexão e, portanto, maior rigidez e maior resistência ao momento fletor;
- capacidade de vencer vãos maiores do que os perfis que as originam;
- as aberturas na alma facilitam a passagem da luz natural, a circulação do ar e a evacuação de fumaça, além de possibilitarem a integração das instalações prediais com a estrutura;
- sua aparência leve, aliada à alta resistência, permite aos arquitetos explorar novas formas estruturais;
- são muito versáteis para reforço e requalificação de edifícios antigos;
- podem ser fabricadas com eixo curvo, para facilitar a drenagem em sistemas de coberturas ou satisfazer requisitos formais de arquitetura.

Esse conjunto de vantagens tem motivado arquitetos e engenheiros em todo o mundo a empregar perfis celulares das mais diversas formas.

### 1.3 Fabricação

Antes do advento das máquinas CNC, o corte na alma das vigas casteladas era feito manualmente, em segmentos retos, com o auxílio de gabaritos. Atualmente, a viga pode ser projetada com o auxílio de um software, e o corte pode ser realizado automaticamente, por máquinas CNC (Figura 2). Após o corte, as metades são reposicionadas, formando-se as aberturas circulares, e a alma é soldada, obtendo-se uma viga celular. Os perfis I originais tanto podem ser laminados como soldados.



**Figura 2 – Corte na alma para produção das metades de uma viga celular.**
(foto: ArcelorMittal Europa)

### 1.3.1 Vigas celulares com eixo reto

As vigas celulares com eixo reto são as que apresentam o processo de fabricação mais simples. Elas são obtidas pela sequência de corte longitudinal, deslocamento e solda conforme ilustrado na Figura 1.

### 1.3.2 Vigas celulares com eixo curvo

Podem-se obter vigas celulares de eixo curvo de duas maneiras: fabricando uma viga reta e, posteriormente, aplicando uma contraflecha; ou cortando-se dois perfis originais com alvéolos (ou células) de tamanhos ligeiramente diferentes (Figura 3).

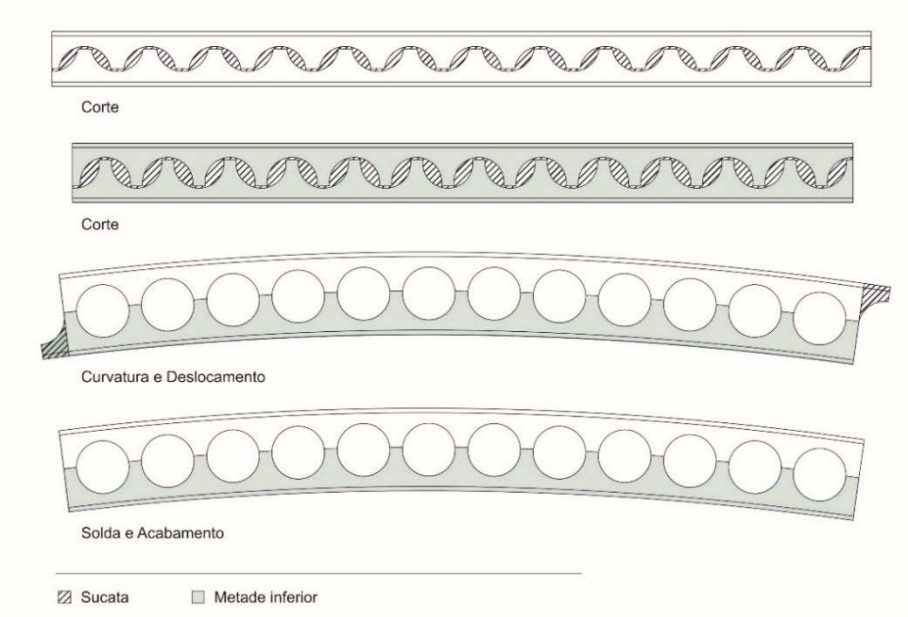



**Figura 3 – Viga celular com eixo curvo.**

No caso do corte de dois perfis com alvéolos diferentes, as metades do perfil com células maiores irão constituir os dois têssuperiores de duas vigas curvas, e as metades do perfil com células menores irão constituir os dois têsinferiores dessas mesmas vigas. Para o corte em cada um dos perfis é necessário considerar o raio de curvatura da viga celular, bem como as implicações da curvatura no traçado dos cordões superior e inferior. Geometricamente, o comprimento do vão do arco, sua flecha e seu raio se relacionam, de modo que, conhecendo-se o raio ($R$) e o vão ($L$), pode-se determinar a flecha ($\delta$) por meio da Eq.(1).

$$\delta = R - \frac{\sqrt{4R^2 - L^2}}{2} \tag{1}$$

A curvatura das vigas celulares pode ser necessária por dois motivos: exigência arquitetônica de elementos de cobertura e compensação da flecha devido às ações permanentes.

### 1.3.3 Vigas celulares com altura variável

Com um pequeno ajuste no alinhamento do traçado do corte é possível fabricar uma viga celular de altura variável. Estabelecendo-se um alinhamento que faça um pequeno ângulo com o eixo do perfil original, pode-se cortá-lo em diagonal e rebater uma das metades em relação à outra, obtendo-se uma viga de inércia variável, como ilustrado na Figura 4. Essa configuração é interessante para estruturas com grande momento fletor em uma das extremidades, como coberturas em balanço e coberturas de galpões.

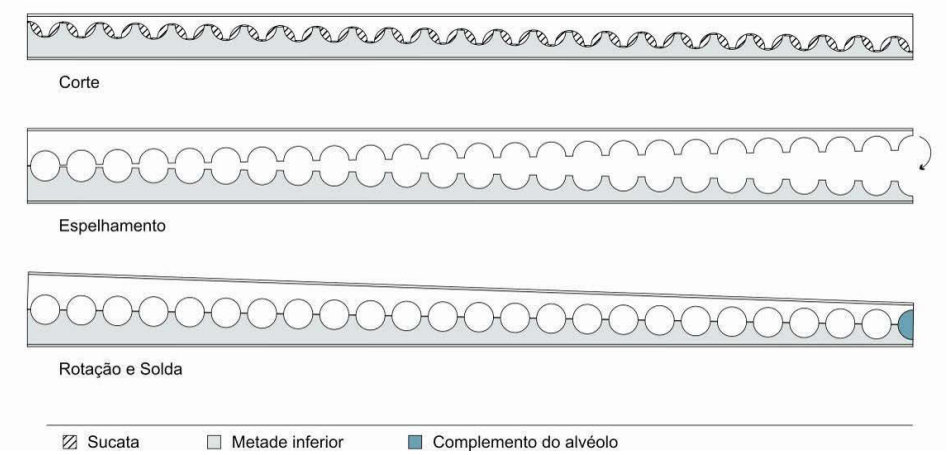



**Figura 4 – Viga celular de inércia variável.**

### 1.3.4 Vigas celulares com seções assimétricas

Nos edifícios de múltiplos pavimentos com estrutura de aço, geralmente o sistema de piso é misto, com a laje solidarizada às vigas por meio de conectores de cisalhamento, formando vigas mistas. Nessa situação, tem-se uma seção única, composta por dois materiais distintos, e uma única linha neutra. A linha neutra normalmente fica situada próximo à interface entre a laje e o perfil de aço, de modo que em regime elástico tem-se a distribuição de tensões de flexão mostrada na Figura 5.

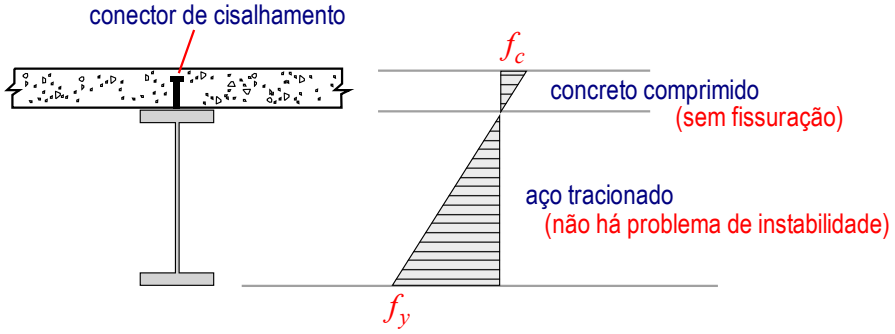



**Figura 5 – Distribuição de tensões normais de flexão em regime elástico na laje de concreto e na viga de aço quando ambas trabalham solidárias na viga mista.**

Na configuração da Figura 5, a laje de concreto está totalmente comprimida, eliminando a tração no concreto, enquanto o perfil de aço é totalmente tracionado, evitando a instabilidade da alma e da mesa superior. Assim, toda a seção de aço contribui com sua capacidade máxima. Como as tensões são menores na metade superior do perfil, justifica-se o uso de uma seção monossimétrica, com uma seção mais leve no banzo superior, reduzindo-se o consumo de aço sem prejuízo do desempenho estrutural.

Tanto em vigas de alma cheia soldadas quanto em vigas celulares, os perfis são montados, permitindo a escolha das chapas dos banzos. É possível adotar seções híbridas, com aços diferentes em cada metade (Figura 6). Nas vigas de alma cheia, costuma-se modificar a mesa superior. Já nas vigas celulares, devido ao processo de corte e solda, é viável obter perfis monossimétricos a partir de metades de diferentes perfis (soldados ou laminados), combinando um tê mais leve no topo e outro mais robusto na base (Pereira, 2022).

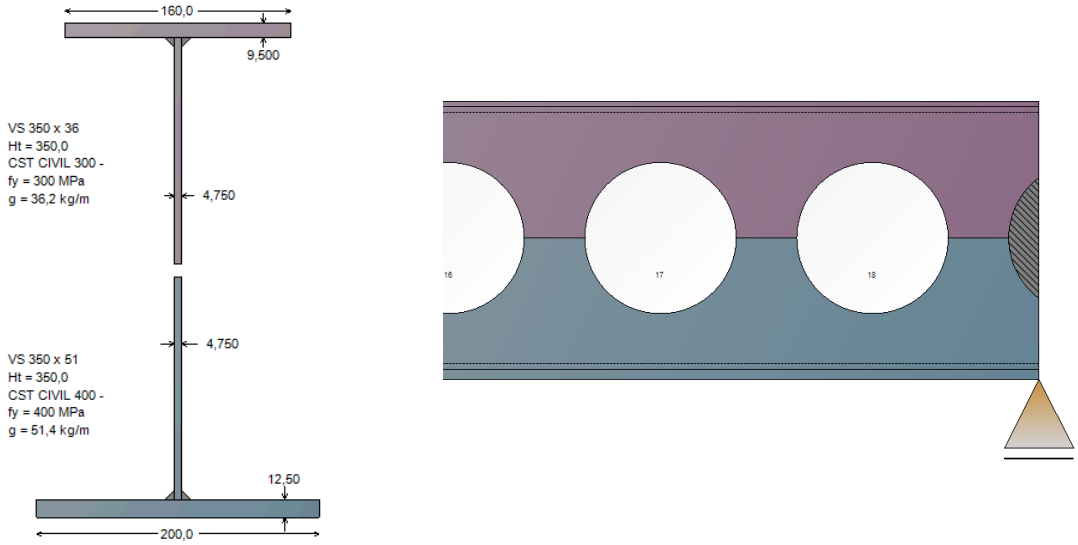



**Figura 6 – Exemplo de uma seção monossimétrica híbrida para uma viga celular.**

### 1.3.5 Fabricação como perfil soldado

Uma viga celular pode, também, ser fabricada como um perfil soldado (Sakiyama, 2018). Neste caso, há três possibilidades:

a) castelar uma tira de chapa plana, que constituirá a alma da viga, e, posteriormente, soldar as mesas utilizando o processo usual de fabricação de perfis soldados (Figura 7);

b) abrir furos circulares numa chapa, que constituirá a alma da viga, e, posteriormente, soldar as mesas utilizando o processo usual de fabricação de perfis soldados (Figura 8);

c) cortar um perfil I soldado, como mostrado nas Figuras 2 e 4.



**Figura 7 – Corte e montagem de uma viga celular soldada.**
(fotos: Hermano Cardoso)



**Figura 8 – Vigas celulares soldadas com furos cortados diretamente na chapa da alma.**
(fonte: http://www.fabsec.co.uk – acessado em 22/02/2012).

O processo de cortar as aberturas circulares diretamente na chapa, como mostrado na Figura 8, traz vantagens e desvantagens, tais como:

- a configuração dos alvéolos é mais livre, uma vez que não se depende do corte simétrico (o espaçamento e o tamanho dos alvéolos podem variar independentemente);
- podem-se fabricar vigas mais altas do que as que se consegue a partir dos perfis laminados ou soldados disponíveis no mercado;
- a perda de material é maior do que quando o corte é feito conforme mostrado na Figura 1a.

As vigas celulares tendem a ser mais leves do que um perfil de alma cheia de mesma altura, devido às aberturas na alma, viabilizando, por exemplo, a redução do peso de aço consumido. Entretanto, embora a viga celular propicie economia de aço em relação a um perfil de alma cheia de mesma altura, há que se considerar também o custo de corte e solda necessários para sua fabricação.

A diferença de custo entre a viga celular e um perfil de alma cheia equivalente varia de acordo com o local e a época, em função do preço do aço e da mão de obra para fabricação. Maior economia pode ser obtida na fabricação de vigas celulares quando se trata de produção em larga escala, com equipamentos automatizados que substituam a mão de obra.

### 1.4 Nomenclatura

Os principais elementos geométricos de uma viga celular são identificados na Figura 9. Cada trecho de alma entre duas aberturas adjacentes é denominado "*montante de alma*", e a distância entre os centros de duas aberturas adjacentes é denominada "*passo*" da viga.

Na Figura 9, $a_0$ é o diâmetro das aberturas; $e$ é o passo da viga; $w$ é a largura do montante de alma; $w_{end}$ é a largura do montante de alma extremo; $H_t$ é a altura total do perfil expandido; e $h_w$ é a altura da seção "T" no centro de uma abertura (ArcelorMittal Europe, 2018).

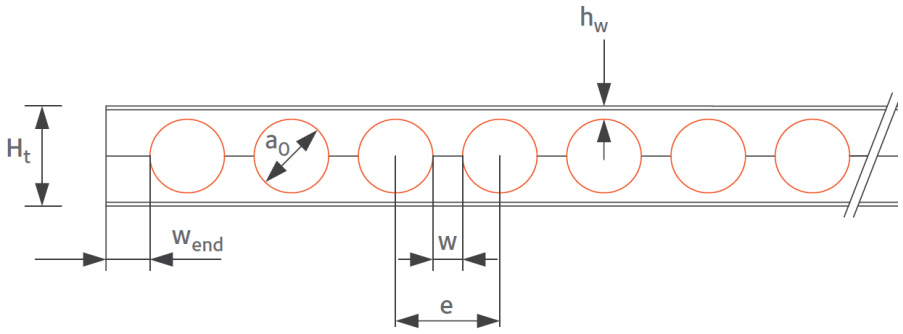



**Figura 9 – Elementos geométricos de uma viga celular.**
(fonte: ArcelorMIttal Europa, 2018)

# 2 APLICAÇÕES DE VIGAS CELULARES

## 2.1 Generalidades

O campo de aplicação das vigas celulares é bastante amplo, envolvendo estruturas com grandes vãos e pequenas cargas, ou que demandem aberturas nas vigas para a passagem de dutos, ou ainda como solução para atender exigências do partido arquitetônico, pela questão estética ou de extensão dos vãos.

As vigas celulares podem ser empregadas com vantagens tanto em sistemas de piso como em sistemas de cobertura de edificações com estrutura de aço. As aberturas na alma de uma viga celular modificam seu comportamento estrutural em relação a uma viga de alma cheia. Seu emprego é mais indicado para grandes vãos e carregamento uniformemente distribuído (Oliveira, 2012).

No caso de estruturas de grandes vãos sujeitas a pequenas cargas, as vigas celulares podem ser uma alternativa interessante por apresentarem maior rendimento estrutural em comparação com os perfis de alma cheia dos quais se originam. Com o processo de castelação, a altura total do perfil aumenta em relação ao perfil original, produzindo uma amplificação notável do momento de inércia em relação ao eixo forte, e isso tem consequências diretas na rigidez à flexão e na capacidade da viga ao momento fletor. Em supermercados e grandes lojas, por exemplo, como as coberturas geralmente possuem grandes vãos livres e cargas pequenas, as vigas celulares são uma alternativa interessante. O mesmo ocorre em vigas de coberturas e pisos de estações rodoviárias e ferroviárias.

Existe ainda um fator que influencia na escolha das vigas celulares e que, de certa forma, independe dos custos: o apelo estético. Com o desenvolvimento das construções com estrutura de aço, tem-se observado um interesse crescente na utilização de perfis celulares, com o objetivo de explorar o efeito estético que eles produzem no ambiente. Em geral, a configuração geométrica das vigas celulares permite maior expressão arquitetônica, conferindo maior leveza visual para os ambientes onde são aplicadas do que os perfis convencionais de alma cheia (Oliveira, 2012).

## 2.2 Integração de instalações

Muitas vezes busca-se a redução do pé-direito dos andares de um edifício e, consequentemente, da altura total da edificação, o que possibilita:

- melhor aproveitamento do espaço vertical envolvendo, por exemplo, a viabilização de certos arranjos arquitetônicos e até a criação de novos pavimentos, sem contrariar o gabarito de construção do município;
- redução do volume e da área total construída, o que leva a menores custos de construção e, posteriormente, de operação e manutenção.

As vigas celulares em sistemas de piso de edifício viabilizam a acomodação de instalações técnicas, como sistema elétrico, hidráulico, ar-condicionado, dentre outros (Figura 10).

A passagem das instalações por dentro das aberturas tem duas implicações: a economia de espaço vertical e a melhor adaptação das edificações à tendência de abrigar uma quantidade cada vez maior de instalações. Os tipos de edificações que geralmente demandam um número maior de instalações são as de escritórios, hospitais e laboratórios.



**Figura 10 – Whitehall Road, Leeds, Reino Unido.**
(fonte: www.westok.co.uk – acessado em 11/05/2011)

## 2.3 Maior flexibilidade para o leiaute do pavimento

Além de permitir a passagem de instalações, as vigas celulares facilitam a criação de grandes espaços, com vãos que podem chegar a 18 m em sistemas de piso de edifícios. Na Figura 11 ilustra-se a comparação entre vãos vencidos por vigas celulares e vigas de alma cheia. Comparativamente, com vãos maiores reduz-se o número de pilares, permitindo maior flexibilidade na definição do leiaute do ambiente.

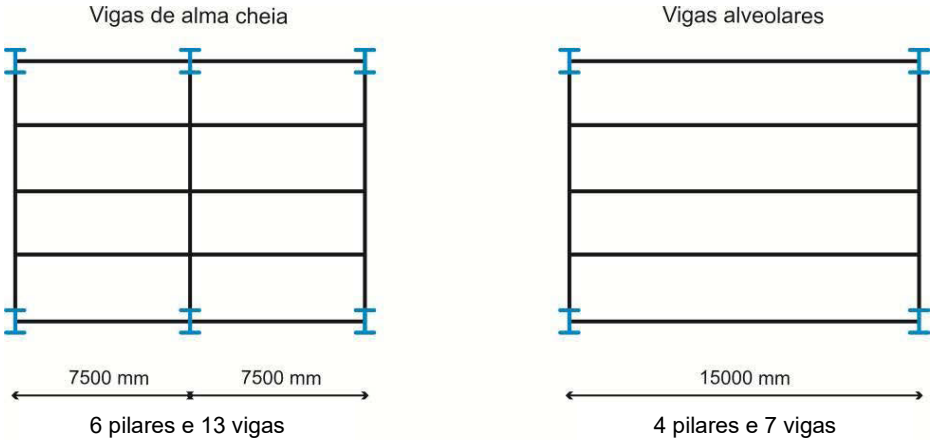



**Figura 11 – Comparação entre pavimentos com viga de alma cheia e com viga celular.**

## 2.4 Competitividade

Utilizando como base a comparação formulada pela CMC Steel (2012), ilustrada na Figura 12, pode-se observar que a solução com vigas celulares consome quase a mesma quantidade de aço que a alternativa com vigas de alma cheia. No entanto, a redução do número de pilares e fundações pode conduzir a uma economia considerável no custo da estrutura.

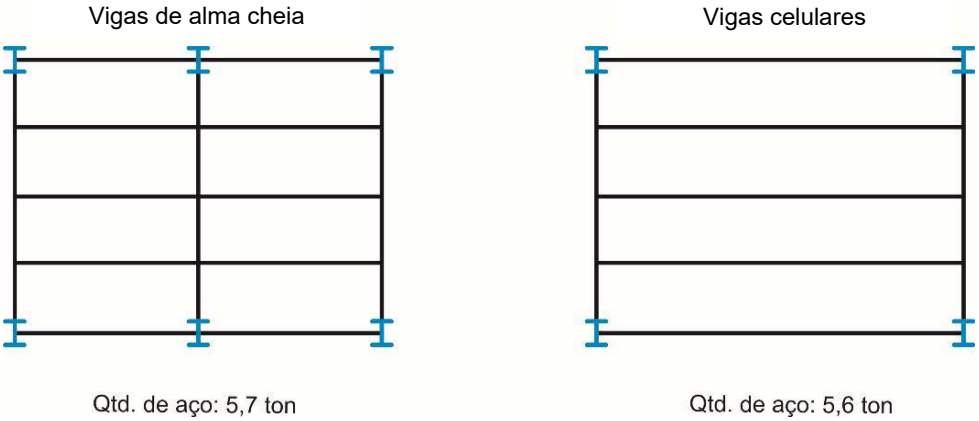



**Figura 12 – Comparação do consumo de aço entre pavimentos com vigas de alma cheia e com vigas celulares.**

## 2.5 Edifícios para estacionamento

As vigas celulares são uma alternativa interessante também para edifícios destinados a estacionamento, pois os vãos usuais para este tipo de edificação, entre 15 e 16 m, estão entre os vãos típicos da viga celular aplicada em sistemas de piso. A utilização de vigas celulares com contraflecha nesse tipo de edifício possibilita a construção de painéis de piso com ligeiro caimento, facilitando a drenagem.



**Figura 13 – Sistema de piso de um estacionamento com vigas celulares.**
(Milton Keynes Car Park, Inglaterra – foto: Westok)

## 2.6 Sistemas de cobertura

Vigas celulares em coberturas permitem vencer grandes vãos e ampliam as possibilidades criativas para arquitetos e engenheiros, favorecendo soluções estruturais que valorizam sua estética em fachadas e ambientes internos (Figura 14).




**Figura 14 – Holmes Place Fitness Club, Merton** (fonte: www.westok.co.uk – acessado em 11/05/2011)**;**
**e concessionária com viga alveolar com dupla curvatura**
(fonte: http://www.cmcsteelproducts.com – acessado em 11/05/2011)**.**

A aplicação mais usual para as vigas de eixo reto é na composição de sistemas de piso. Todavia, em alguns sistemas de cobertura se utilizam vigas celulares de eixo reto, como, por exemplo, em galpões e ginásios cobertos (Figura 15).



**Figura 15 – Cabines DIY Preston (21 m) e Piscina Fulham Broadway (26,5 m).**
(fonte: www.westok.co.uk – acessado em 11/05/2011)

As vigas de eixo curvo podem ser utilizadas em grandes coberturas, como de ginásios, estações ferroviárias, supermercados, praças de alimentação, centros de convenções etc. (Figura 16).




**Figura 16 – Academia Liverpool FC (44 m) e South Mimms Services - Reino Unido.**
(fonte: www.westok.co.uk – acessado em 11/05/2011)

O uso de vigas celulares em coberturas é vantajoso em relação às treliças por exigir menos tempo de fabricação, devido ao menor número de peças, e permitir o transporte já montadas, reduzindo custos com mão de obra. Elas podem vencer vãos de até 40 m, dependendo do tipo — reta, curva ou de altura variável.

As vigas com altura variável são projetadas para oferecer resistência aos esforços solicitantes de modo proporcional ao longo do vão. São comumente utilizadas para suporte de coberturas em balanço, como em arquibancadas (Figura 17), podendo possuir aberturas com diâmetro constante ou variável.





**Figura 17 – Hull KC Stadium (29 m) e Harlequins Rugby Club (12 m) – Reino Unido.**
(fonte: www.westok.co.uk – acessado em 11/05/2011)

## 2.7 Requalificação de edificações antigas

As vigas celulares também podem ser utilizadas na requalificação ou na modernização de edifícios antigos, proporcionando leveza visual e minimizando interferências entre a estrutura nova e a antiga. Na Figura 18

são mostradas imagens de um projeto de restauração da estrutura de um convento do século XVI, onde a estrutura original de madeira foi substituída por vigas celulares. Esse edifício deixou de ser convento, foi sede do quartel de bombeiros, posteriormente foi utilizado como escola e, por fim, tornou-se um centro de conferências. Essa última mudança no uso exigiu que o espaço interno fosse reestruturado para dar lugar a um auditório. Os pisos originais, com vigas e pilares de madeira, foram substituídos por uma estrutura mista, composta por vigas celulares apoiadas sobre a alvenaria das paredes originais. Além de suportar a laje mista, as vigas celulares, com vão de 24 m cada, suportam dois tirantes que mantêm a laje do primeiro pavimento suspensa. Esse arranjo foi proposto para evitar a distribuição de cargas sobre a estrutura histórica do edifício.

A opção por vigas celulares, neste caso, permitiu solucionar a passagem dos dutos de instalações. Além disso, a regularidade das aberturas possibilita acrescentar novas instalações se necessário. O piso R+1, indicado no desenho mostrado na Figura 18, está suspenso a partir da viga celular no segundo pavimento para evitar a distribuição de cargas nas abóbadas de pedra da construção original do século XVI. A numeração no desenho corresponde sucessivamente a: (1) nova viga celular; (2) tirante; (3) piso suspenso.

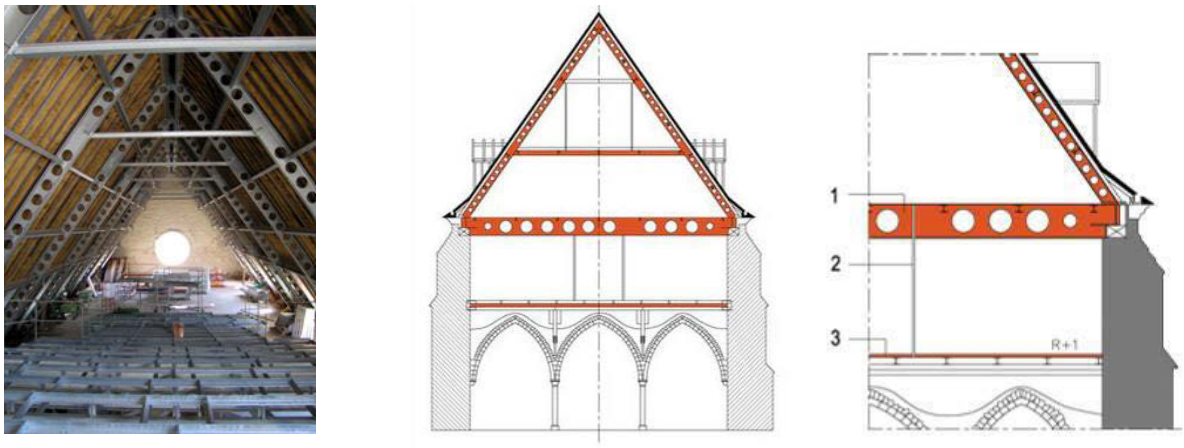



**Figura 18 – Elevação do edifício principal e detalhes do apoio da nova estrutura.**
(fonte: www.constructalia.com – acessado em 13/12/2011)

## 3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

### 3.1 Generalidades

Vigas celulares e vigas de alma cheia possuem comportamentos estruturais bem diferentes. A presença das aberturas na alma da viga celular faz com que as tensões se distribuam de forma distinta da que se observa numa viga de alma cheia (Fakury, 2016; Grilo, 2018; Hechler et al., 2006; Teixeira, 2017; Pereira, 2019). Por essa razão, os modos de falha de uma viga celular diferem daqueles observados nos perfis de alma cheia (Kerdal & Nethercot, 1984; Silva, 2018; Justino, 2018; Valente, 2018; Faria, 2019; Ferreira et al., 2020).

### 3.2 Distribuição de esforços e tensões nas vigas celulares

As vigas de aço em pisos de edifícios geralmente possuem ligações flexíveis nas extremidades, pois são mais fáceis de fabricar e montar, além de garantirem que a viga trabalhe apenas com momento positivo — o que é vantajoso em sistemas mistos, permitindo à laje de concreto resistir à compressão. No caso típico de uma viga de aço de sistema de piso de edifício, biapoiada, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído, as distribuições de momento fletor (*M*) e de força cortante (*V*) são aquelas representadas na Figura 19, em que o momento fletor é nulo nos apoios, onde a força cortante é máxima, e máximo no centro do vão, onde a força cortante é nula.

Devido à geometria dos perfis I, as mesas resistem principalmente à flexão e a alma ao cisalhamento. Entre o centro do vão e os apoios, a combinação de momento fletor (M) e força cortante (V) não é mais crítica que seus valores máximos isolados (Figura 19a), permitindo verificações separadas. No entanto, com aberturas na alma, surgem ao menos três condições distintas a considerar (Figura 19b):

- a retirada de parte da alma reduz a área resistente ao cisalhamento, podendo comprometer sua estabilidade, pois as porções da alma remanescentes acima e abaixo das aberturas passam a se comportar como elementos apoiado-livre (AL), em vez de apoiado-apoiado (AA), como ocorre na alma cheia;
- a presença das aberturas altera a distribuição das tensões em relação a um perfil de alma cheia, gerando altas concentrações de tensões normais e de cisalhamento ao redor dessas aberturas;
- devido às concentrações de tensões ao redor das aberturas, a interação *M*+*V* não pode ser desconsiderada, sendo necessária a verificação das tensões combinadas.

Assim, no caso das vigas celulares, cada seção no centro de uma célula deve ser verificada para o par *M*+*V* atuante naquela posição (Figura 19b). Se o carregamento é simétrico e a viga é biapoiada, basta verificar as células em uma metade da viga, porque as demais serão simétricas.

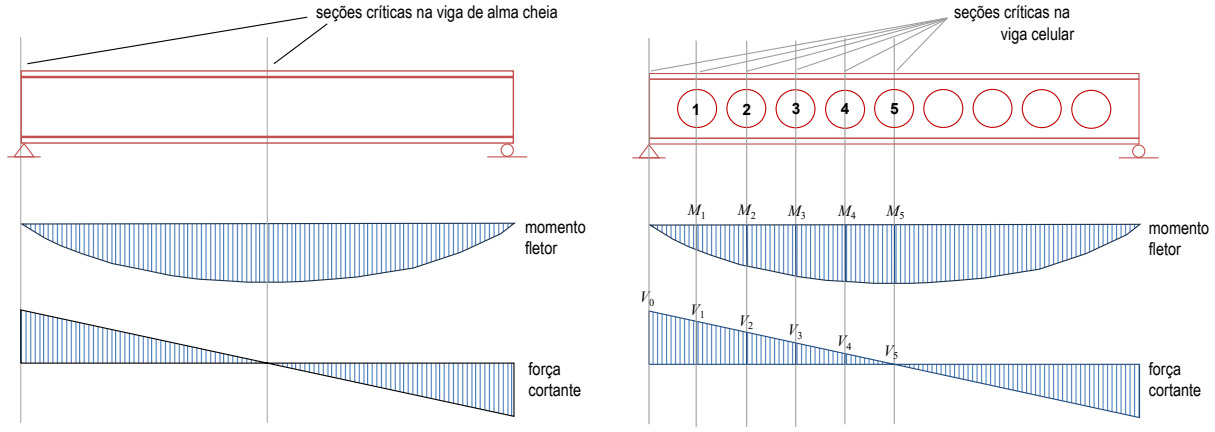



**Figura 19 – Seções críticas em uma viga de alma cheia e em uma viga celular.**

### 3.3 Modos de falha das vigas celulares

**As vigas convencionais de aço**, constituídas por perfis I de alma cheia, podem apresentar os seguintes modos de falha (Fakury et al., 2016):

1. plastificação total da seção por tensões normais;
2. flambagem local da mesa (FLM);
3. flambagem local da alma (FLA);
4. flambagem lateral com torção (FLT);
5. plastificação total da alma por cisalhamento;
6. instabilidade da alma por cisalhamento.

**As vigas celulares** podem apresentar os seguintes modos de falha (VCA, 2025):

1. falha por momento fletor na abertura crítica;
2. falha por força normal na abertura crítica;
3. falha por força cortante na abertura crítica;
4. falha devido à interação *M*+*N* na abertura crítica;
5. falha devido à interação *N*+*V* na abertura crítica;
6. falha devido à interação *M*+*V* na abertura crítica;
7. falha devido à interação *M*+*N*+*V* na abertura crítica;
8. falha devido à flambagem da alma por cisalhamento no montante crítico;
9. falha por cisalhamento no montante crítico;
10. falha devido à flambagem do montante crítico;
11. falha devido à flexão do montante crítico;
12. falha por cisalhamento no montante extremo;
13. falha por flambagem lateral com torção.

O cálculo de uma viga celular exige a verificação individual de cada abertura e montante, incluindo análises de estabilidade e tensões localizadas. Esse processo é complexo e só se torna viável com o uso de ferramentas computacionais.

### 3.4 Sobre a verificação dos modos de falha

O comportamento estrutural de perfis alveolares ainda permanece como objeto de estudo. Existem diversas propostas de modelos e metodologias para verificação da capacidade resistente desses perfis frente aos modos de falha possíveis. No entanto, por se tratar de elementos de seção variável e com tipologias geométricas diversas, geralmente os modelos são complexos, e sua utilização no cálculo manual é proibitiva. Seu emprego é mais indicado via software.

O software **VCA+®**, disponibilizado pela ArcelorMittal Brasil, permite verificar, de maneira simples e rápida, os Estados-Limites Últimos (ELU) e os Estados-Limites de Serviço (ELS) aplicáveis a vigas celulares de aço, mistas ou não, inclusive contemplando tipologias especiais como vigas curvas e vigas de altura variável.

### 3.5 Vigas celulares mistas

O mecanismo resistente à flexão nas vigas funciona por meio do equilíbrio entre duas forças de sentido contrário que atuam na seção transversal: uma resultante de compressão, que atua no centroide do banzo comprimido, e uma resultante de tração, que atua no centroide do banzo tracionado.

No caso das vigas mistas, tem-se uma mesa de concreto, constituída por uma faixa da laje, solidarizada a um perfil de aço. Como o concreto resiste bem à compressão e o aço à tração, a configuração ideal é aquela em que a linha neutra plástica (LNP) está posicionada exatamente entre a laje e o perfil. Mas nem sempre isso ocorre, podendo a LNP ficar situada dentro da laje ou dentro do perfil (Figura 20).

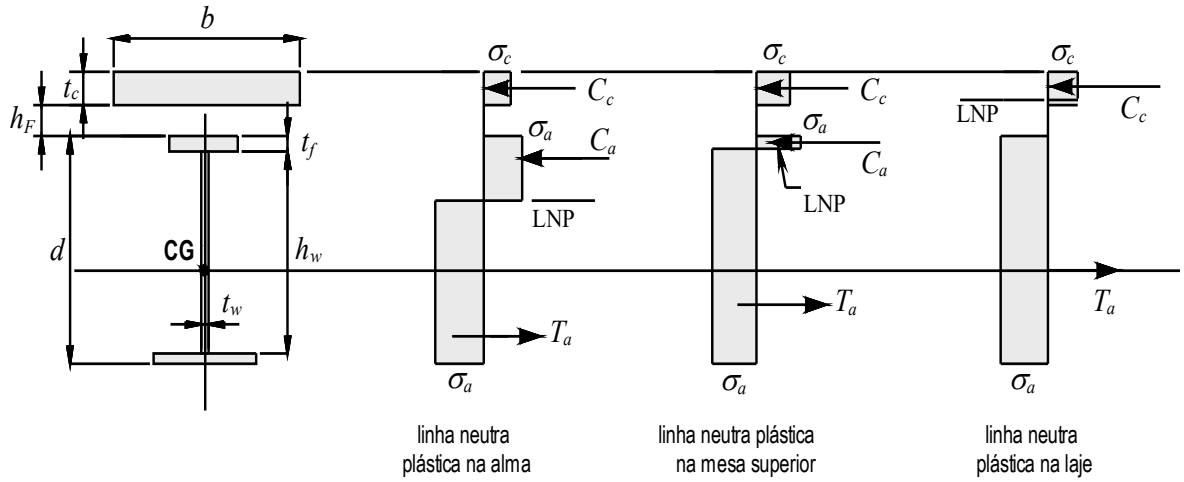



**Figura 20 – Distribuição de tensões e resultantes de forças em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo, com a LNP situada na alma, na mesa e na laje.**

Na Figura 20: $\sigma_a$ = tensão no aço; $\sigma_c$ = tensão no concreto; $C_c$ = resultante de compressão na laje de concreto; $C_a$ = resultante de compressão no perfil de aço; $T_a$ = resultante de tração no perfil de aço.

Numa viga mista de aço e concreto, a tensão de compressão na laje, $f_c$, é máxima sobre a viga de aço e decresce não linearmente com a distância transversal ao eixo da viga, como representado na Figura 21. Para efeito de projeto, admite-se uma largura efetiva ($b_{ef}$) que depende da espessura da laje, do vão da viga e do tipo de carregamento. Nos pontos de aplicação de cargas concentradas, por exemplo, as larguras efetivas são reduzidas. Para simplificar o tratamento, as normas adotam valores conservadores que podem ser usados para qualquer configuração de carregamento. Nos extremos da viga, considera-se que a largura efetiva da laje varia de zero até seu valor de cálculo, com uma inclinação de 2/3, conforme mostrado no esquema da Figura 22, que representa a laje de uma viga mista vista por cima.

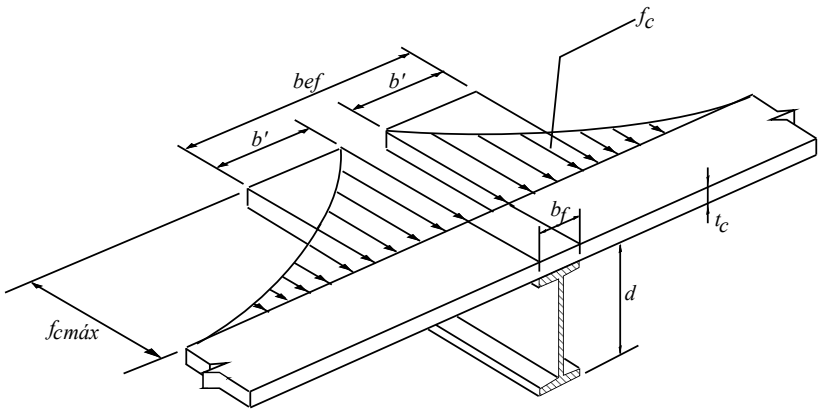



**Figura 21 – Distribuição da tensão $f_c$ e largura efetiva $b_{ef}$ .**

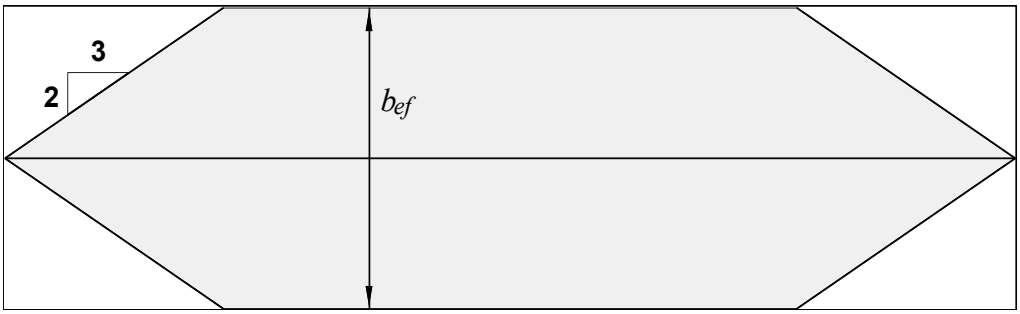



**Figura 22 – Variação da largura efetiva da laje ao longo de uma viga mista.**

A redução da largura efetiva da laje nas extremidades da viga diminui a compressão na laje, fazendo a linha neutra descer para dentro do perfil de aço. Com isso, o banzo superior passa a colaborar na compressão, equilibrando a tração no banzo inferior. Nessa situação, a mesa superior e a parte superior da alma ficam comprimidas e, se forem muito esbeltas, podem sofrer flambagem antes de atingir a tensão de escoamento, limitando a resistência da seção.

Em vigas de alma cheia, as tensões nas extremidades raramente são críticas para o dimensionamento. Já em vigas celulares, as aberturas podem elevar essas tensões a níveis críticos, tornando essencial limitar a esbeltez das mesas e da alma nos perfis utilizados. Perfis ideais devem ter uma razão $d/b_f \approx 3$, onde $d$ é a altura total da seção e $b_f$ a largura da mesa comprimida. Além disso, a esbeltez da mesa comprimida deve atender à seguinte condição:

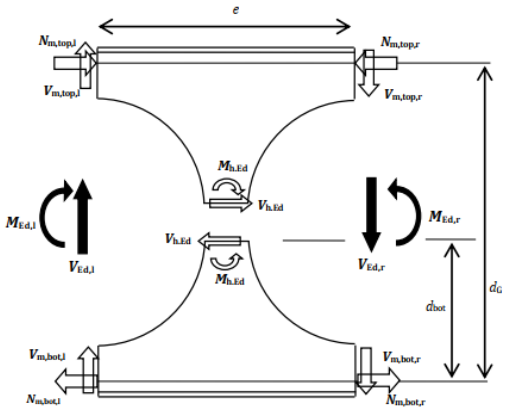
$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 14\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (2)$$

onde $t_f$ é a espessura da mesa.

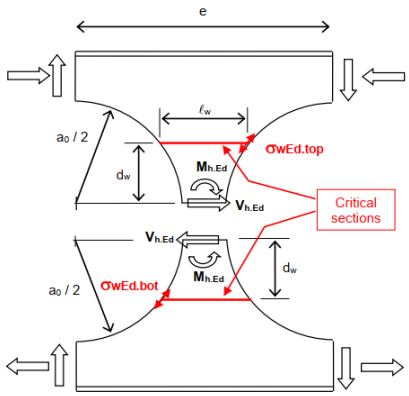
### 3.6 Seções críticas em vigas celulares

Os mecanismos resistentes de vigas celulares diferem dos das vigas de alma cheia. As aberturas na alma modificam o fluxo de tensões, gerando pontos de concentração associados a esforços combinados.

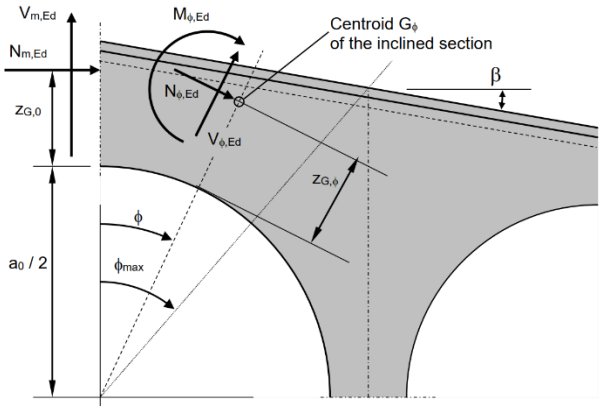
Em vigas isoladas de alma cheia, o dimensionamento geralmente é controlado pelas tensões normais de compressão na mesa e na alma, que podem causar estados limites últimos ligados a FLM, FLA e FLT, e pelas tensões de cisalhamento na alma. Como a seção é constante e contínua, a capacidade resistente independe da posição ao longo da viga, tornando crítica a seção de maior momento fletor ou força cortante. Nas vigas celulares, as aberturas na alma criam uma descontinuidade, formando duas seções tê — uma acima e outra abaixo das aberturas — conectadas pelos montantes de alma. Nessas seções, surgem forças normais ($N_m$) que geram um binário equilibrando o momento externo, enquanto o esforço cortante na seção líquida ($V_m$) é repartido entre os banzos superior e inferior conforme suas áreas de cisalhamento (ver Figura 23.a).




(a) esforços nos banzos




(b) esforços no montante de alma




(c) esforços numa seção tê inclinada

**Figura 23 - Esforços internos em uma viga celular.**

No montante de alma, o deslizamento relativo entre a parte superior e inferior da viga celular é impedido por uma resistência ao cisalhamento horizontal ($V_h$) na emenda entre as duas metades do perfil celular (Figura 23.b). A transição dos esforços internos da seção no centro de uma abertura para a seção do montante provoca tensões de compressão no montante de alma ($\sigma_w$), fazendo-se necessária a verificação da estabilidade do montante em uma seção crítica distante de $d_w$ do eixo central das aberturas (Figura 23.b). A força normal e a força cortante nas seções dos tês são excêntricas em relação às seções tê inclinadas que acompanham a abertura circular na região dos banzos, provocando esforços internos de momento fletor ($M_f$), força cortante ($V_f$) e esforço normal ($N_f$), todos função do ângulo de inclinação $\phi$ medido a partir do eixo vertical das aberturas (Figura 23.c).

Considerando uma viga biapoiada com carregamento distribuído, a seção crítica passa a não ser necessariamente no centro do vão, onde o momento fletor externo é máximo, mas sim a seção tê inclinada de um ângulo $\phi$ com a maior resultante de momento fletor provocado pela atuação excêntrica de $N_m$ e $V_m$, de acordo com a Eq.(4).

$$M_\phi = N_m\, e_N + V_m\, e_V \tag{3}$$

onde:

$$e_N = \frac{a_0}{2} + z_{G,0} - \left(\frac{a_0}{2} + z_{G,0}\right)\cos(\phi) \qquad \text{braço de alavanca de } N_m \tag{4}$$

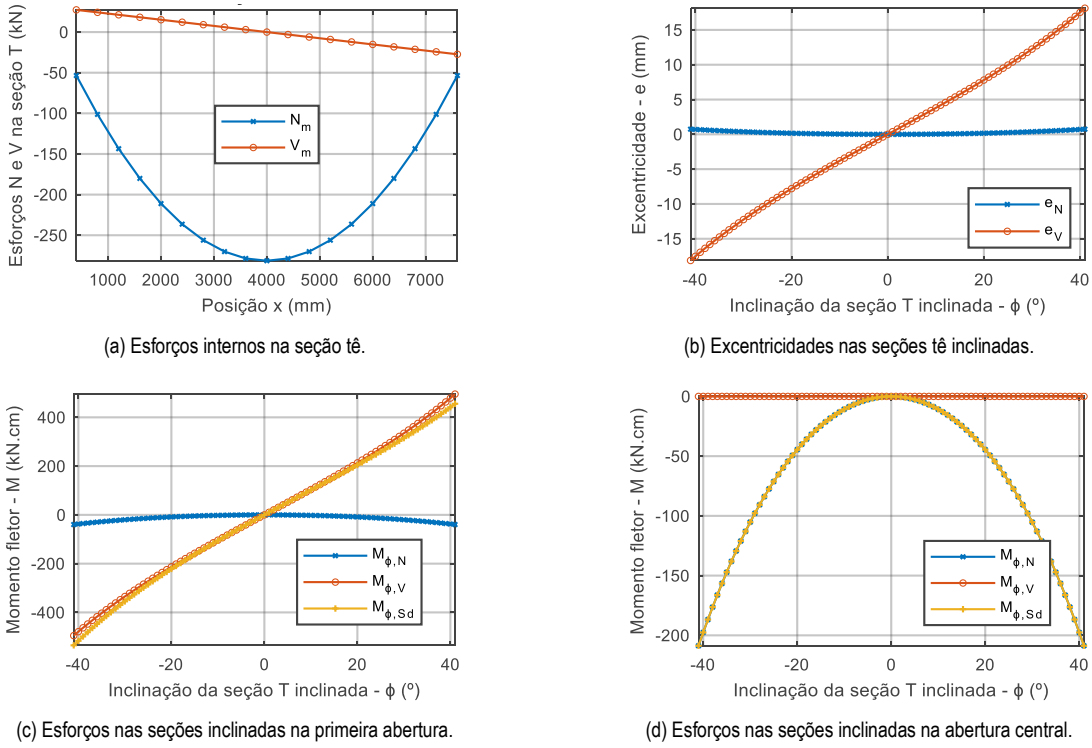
$$e_V = \left(\frac{a_0}{2} + z_{G,0}\right)\text{sen}(\phi) \qquad \text{braço de alavanca de } V_m \tag{5}$$

Nota-se que o momento resultante $M_\phi$ é função dos braços de alavanca $e_N$ e $e_V$ das componentes de força $N_m$ e $V_m$ que atuam na seção transversal dos banzos. A força normal $N_m$ é diretamente proporcional ao momento solicitante externo, enquanto a força cortante $V_m$ é proporcional ao esforço cortante na viga (Figura 24.a). A força normal $N_m$ máxima ocorre no centro do vão, onde o momento fletor solicitante é máximo, ao passo que a força cortante $V_m$ normalmente atinge seu maior valor próximo aos apoios. Por outro lado, verifica-se que o braço de alavanca $e_V$ da força cortante $V_m$ é superior ao braço de alavanca $e_N$ da componente $N_m$, como mostrado no gráfico da Figura 24.b. Na seção tê com maior inclinação (±41º), a excentricidade $e_V$ é 25 vezes maior do que a excentricidade $e_N$. Assim, o momento resultante máximo $M_\phi$ na seção tê dos banzos tende a ocorrer na seção onde a força cortante é máxima, ou seja, próximo aos apoios, um fenômeno contraintuitivo, se comparado ao que se observa nas vigas de alma cheia.

Na Figura 24.c e na Figura 24.d são mostradas as componentes $M_{\phi,N}$ e $M_{\phi,V}$ e o momento solicitante total $M_{\phi,Sd}$ nas seções inclinadas na primeira abertura próxima ao apoio e na abertura no centro do vão, respectivamente, para uma determinada viga celular. Verifica-se que o momento $M_{\phi,Sd}$ máximo acontece na primeira abertura, com o valor de 516,5 kN.cm, enquanto o maior momento na abertura central é de apenas 208,7 kN.cm.

Nas vigas celulares biapoiadas com carga distribuída, as seções críticas para o dimensionamento no ELU podem estar na seção-tê inclinada próxima a uma abertura extrema ou no montante de alma mais próximo do apoio. No primeiro caso, o carregamento é controlado pelo momento resistente da seção-tê; no segundo, pela resistência ao cisalhamento horizontal e pela estabilidade do montante de alma.

O dimensionamento à flexão de uma viga celular em perfil I soldado envolve: (1) a verificação da flexão em perfis T monossimétricos, com a mesa superior comprimida; e (2) a verificação da estabilidade do montante de alma. A capacidade resistente depende das propriedades geométricas do perfil original, dos parâmetros de corte e das dimensões da viga celular, tornando complexa a relação entre esses fatores e dificultando a escolha do melhor perfil e da melhor configuração das aberturas.




(a) Esforços internos na seção tê.

(b) Excentricidades nas seções tê inclinadas.

(c) Esforços nas seções inclinadas na primeira abertura.

(d) Esforços nas seções inclinadas na abertura central.

**Figura 24 - Excentricidades e esforços internos nas seções T inclinadas no banzo superior de uma viga celular.**

A redução da altura do perfil pode aumentar o esforço normal da seção tê, para compensar a redução do braço de alavanca entre os centroides dos banzos, podendo provocar a falha por flexão nas seções tê inclinadas devido ao aumento do momento fletor secundário resultante.

A relação $a_0/d$ pode influenciar de forma contraintuitiva a capacidade da viga celular. Embora se espere que aberturas maiores reduzam a resistência, em certos casos aumentar essa relação pode melhorar a capacidade da viga. Esse efeito inesperado ocorre por conta dos seguintes fatores:

- valores muito altos de $a_0/d$ podem gerar seções líquidas (seções tê) muito baixas para resistir aos momentos fletores, exigindo a redução do diâmetro das aberturas;
- valores muito baixos de $a_0/d$ podem originar seções líquidas nas aberturas (seções tê) com um pedaço de alma muito esbelto, penalizando a estabilidade da alma; nessas situações, a solução é aumentar o diâmetro do furo.

A capacidade da viga celular é proporcional à relação $e/a_0$. Aumentar o passo ($e$) aumenta a largura do montante de alma, elevando a área de cisalhamento horizontal e reduzindo a esbeltez do montante. Isso resulta em maior resistência ao cisalhamento horizontal e à flambagem do montante.

# 4 PROJETO DE VIGAS CELULARES

## 4.1 Critérios para projeto

### 4.1.1 Tamanho e espaçamento dos alvéolos

Ao contrário das vigas casteladas, o corte para a fabricação de vigas celulares não exige simetria entre a largura do montante e o lado horizontal do alvéolo. Isso permite maior flexibilidade no espaçamento entre aberturas, independentemente do seu diâmetro. Na Figura 25, estão expressas as faixas de variação tanto do diâmetro como do espaçamento das aberturas.

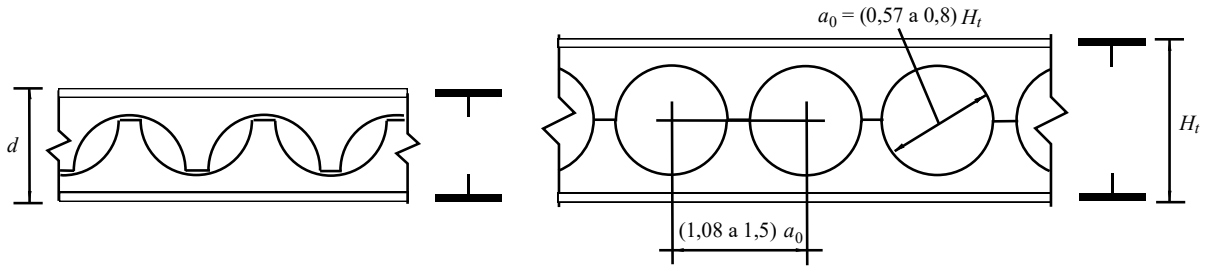



**Figura 25 – Corte das vigas celulares e faixas de variação do passo e do diâmetro das aberturas.**

Variar o tamanho e o espaçamento das aberturas nas vigas celulares oferece vantagens, como:

- maior flexibilidade de aplicação, permitindo configurar vigas adequadas para coberturas ou pisos;
- maior liberdade de projeto, facilitando a posição das aberturas para simplificar as ligações com outras vigas.

Para o corte de vigas celulares a partir de um perfil original, existe uma extensa gama de combinações possíveis de diâmetros e de distância entre aberturas. De modo geral, a escolha pela combinação mais adequada leva em conta dois principais critérios de otimização:

- a relação entre a altura final e o peso da viga celular;
- a relação entre o carregamento e o peso da viga celular.

Em ambos os casos, o ajuste final de alguns milímetros de distância entre eixos das aberturas permite que as extremidades das vigas sejam obtidas com alma cheia (sem aberturas), facilitando as ligações nessa região.

### 4.1.2 Razão de expansão e relações geométricas para vigas celulares

Na Tabela 1 são apresentadas as razões de expansão e as relações $a_0/d$ e $e/a_0$ propostas pela ArcelorMittal para sistemas de piso e para sistemas de cobertura.

**Tabela 1 – Razões de expansão e relações $a_0/d$ e $e/a_0$ propostas pela ArcelorMittal para vigas celulares.**

| | Sistemas de Piso | Sistemas de Cobertura |
|---|---|---|
| $k$ | 1,3 a 1,4 | 1,4 a 1,6 |
| $a_0/d$ | 0,8 a 1,1 | 1,0 a 1,3 |
| $e/a_0$ | 1,2 a 1,7 | 1,1 a 1,3 |

Para garantir que as combinações de $k$, $a_0/d$ e $e/a_0$ resultem em situações passíveis de fabricação, consultar o trabalho de Oliveira (2012).

## 4.2 Detalhes construtivos

Algumas aplicações de vigas celulares exigem soluções específicas para a disposição das aberturas e montantes, diretamente ligadas às decisões de projeto e ao cálculo estrutural. Essas soluções, específicas para cada caso, devem garantir custo competitivo e viabilidade de execução.

### 4.2.1 Aberturas preenchidas

Em certos casos, devido à alta força cortante próxima aos apoios ou a requisitos específicos, como resistência ao fogo, pode ser necessário fechar completamente algumas aberturas, preenchendo-as com chapas compatíveis com a alma do perfil (Figura 26). Em alguns casos, não é preciso preencher totalmente a abertura (Figura 33). Essa solução é usada principalmente para facilitar a ligação entre vigas principais e secundárias.



**Figura 26 – Abertura preenchida** (fonte: www.arcelormittal.com – acessado em 13/12/2011).

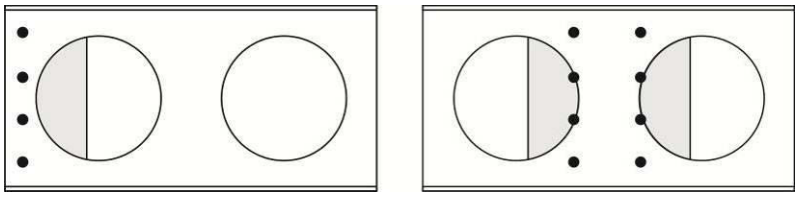


**Figura 27 – Fechamento parcial das aberturas.**

Na fase de projeto, é possível definir o passo (distância entre aberturas) e o espaçamento das aberturas próximas aos apoios, permitindo ajustar a posição dos montantes conforme a necessidade de ligações intermediárias entre vigas. O fechamento parcial das aberturas para facilitar essas ligações é mais simples e econômico que o fechamento total (Figura 27).

### 4.2.2 Reforço das aberturas

Há casos em que, devido à magnitude da força cortante na região próxima aos apoios, faz-se necessário reforçar as aberturas. Se, por alguma razão, não for possível fechá-las, como descrito em 4.2.1, pode-se reforçar a abertura introduzindo um enrijecedor em forma de anel, soldado ao longo do contorno para aumentar sua rigidez (Figura 28), ou acrescentando enrijecedores horizontais acima e abaixo das aberturas críticas (Figura 29).

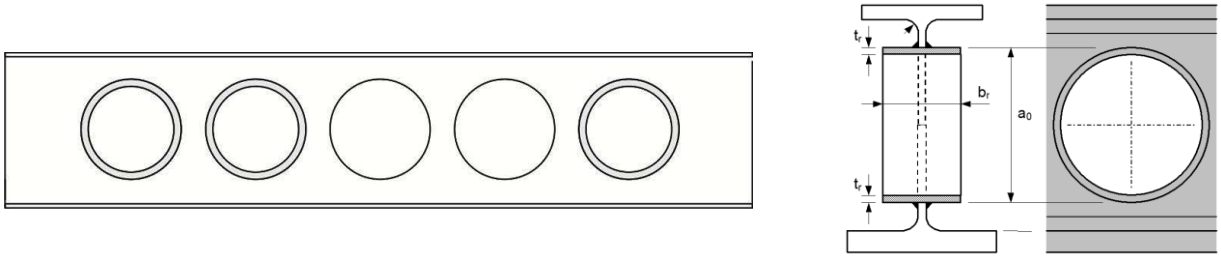



**Figura 28 – Reforço com enrijecedor de anel soldado na borda da abertura.**

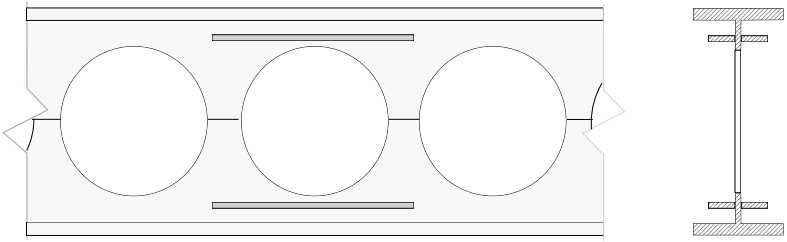
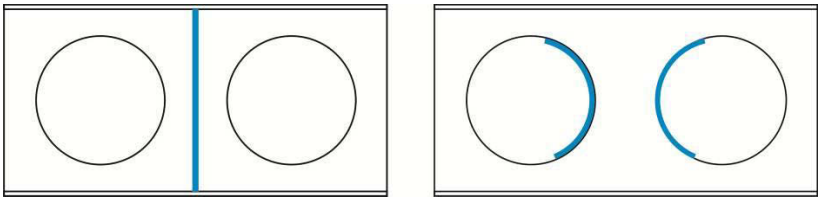


**Figura 29 – Enrijecedores horizontais de alma acima e abaixo de uma abertura.**

### 4.2.3 Enrijecimento do montante

Eventualmente, durante a verificação do dimensionamento para o modo de falha por flambagem do montante de alma, pode-se identificar a necessidade de enrijecimento de algum dos montantes da viga. Estudos demonstram que a aplicação de enrijecedores de alma no montante crítico (Figura 30a), ou a instalação de segmentos de anéis como enrijecedores aplicados na borda das aberturas (Figura 30b), são alternativas eficazes para estabilização do montante de alma (Oliveira, 2012).



(a) (b)

**Figura 30 – Enrijecedores no montante e nas aberturas.**

### 4.2.4 Cargas concentradas

Quando uma força concentrada atua sobre a mesa superior de uma viga celular, pode-se preencher as aberturas na região da força concentrada e, ainda, acrescentar enriquecedores transversais na alma, na linha de atuação da força (Figura 31):

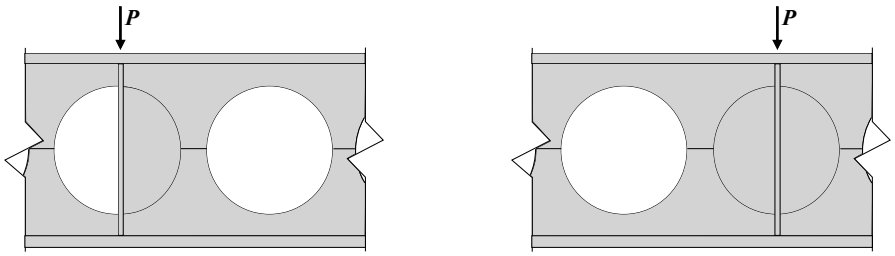



**Figura 31 – Enrijecedores de alma sob força concentrada atuando sobre uma abertura.**

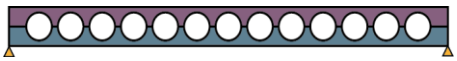
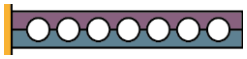
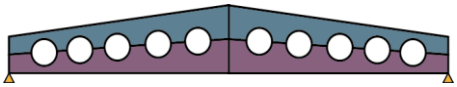
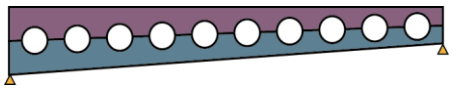
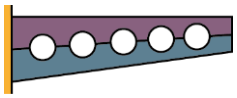
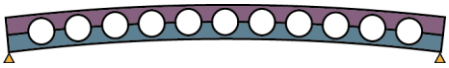
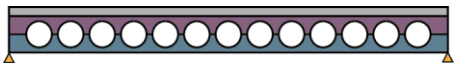
## 5 CÁLCULO DE VIGAS CELULARES COM O VCA+

O software VCA+ (Viga Celular Arcelor) é a versão brasileira do ACB (Arcelor Cellular Beams), desenvolvido na França pelo CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique), a pedido da ArcelorMittal Europa. O VCA+ é um software projetado para auxiliar no projeto de vigas celulares, compatível com as normas brasileiras da ABNT para projeto de estruturas de aço. O software é capaz de verificar o dimensionamento de vigas celulares isoladas, vigas celulares mistas e vigas com aberturas especiais na alma (AEA), fabricadas a partir de perfis soldados disponíveis no catálogo da ArcelorMittal Brasil (AMB). As vigas podem ser fabricadas por meio da soldagem de duas metades (ou banzos), obtidas do corte de um perfil soldado, criando aberturas circulares, geralmente com diâmetro constante, regularmente espaçadas ao longo da viga, ou pelos processos alternativos indicados em 1.3.5.

## 5.1 Escopo geral de aplicação do software VCA+

As tipologias de vigas celulares contempladas no software estão listadas na Tabela 2. Todas as tipologias de vigas citadas podem ser verificadas como vigas biapoiadas. Vigas de eixo reto e vigas de altura variável com uma inclinação também podem ser consideradas como vigas em balanço.

**Tabela 2 – Tipos de vigas celulares contempladas no software VCA+.**

| | Tipos | Vigas biapoiadas | Vigas em balanço |
|---|---|---|---|
| Vigas de aço isoladas | Viga de eixo reto com altura constante |  |  |
| | Vigas de altura variável |  | X |
| | |  |  |
| | Vigas curvas |  | X |
| Vigas mistas | Viga de eixo reto com altura constante |  | X |

## 5.2 Configuração e opções do software

O usuário pode configurar os coeficientes de ponderação das ações, o endereço das pastas dos arquivos de dados e dos bancos de dados de perfis, de *steel-deck* e de conectores de cisalhamento, bem como o nível de detalhe do relatório de projeto. Os parâmetros de corte e as faixas de variação de uma série de parâmetros das vigas celulares já vêm previamente definidos no software.

O usuário tem liberdade de especificar os coeficientes de ponderação, bem como os fatores de combinação e os coeficientes de resistência dos materiais (Figura 32).

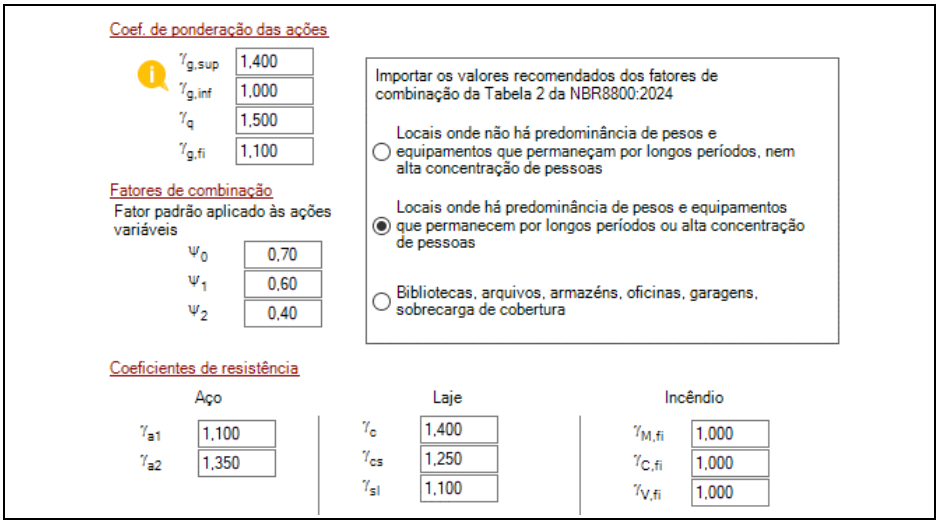



**Figura 32 – Aspecto da janela para configuração dos coeficientes de segurança.**

## 5.3 Parâmetros gerais da viga celular

Na janela de configuração dos parâmetros gerais da viga (Figura 33), pode-se definir se a viga é de aço isolada ou se é mista, se é uma viga celular ou uma viga com aberturas especiais na alma, se é biapoiada ou em balanço. No caso das vigas celulares, pode-se definir se a viga é de eixo reto, ou de eixo curvo, ou de altura variável.

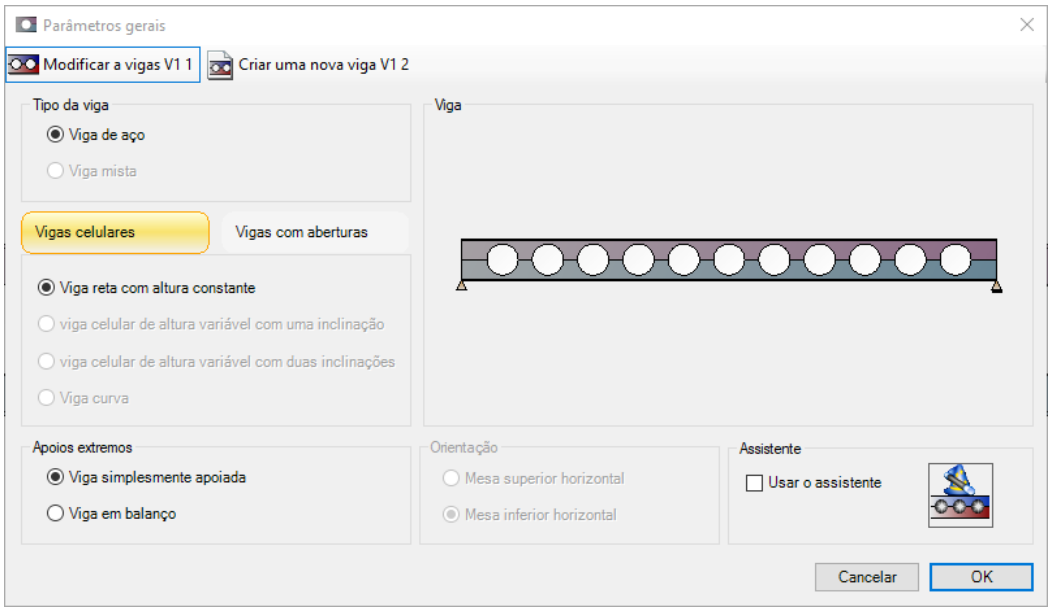



**Figura 33 – Janela de configuração dos parâmetros gerais da viga.**

Na Figura 34 são mostradas imagens da janela de definição dos parâmetros da seção transversal. Nessa janela, pode-se selecionar se a seção é monossimétrica ou duplamente simétrica, o perfil base de cada banzo, e o aço de cada banzo.

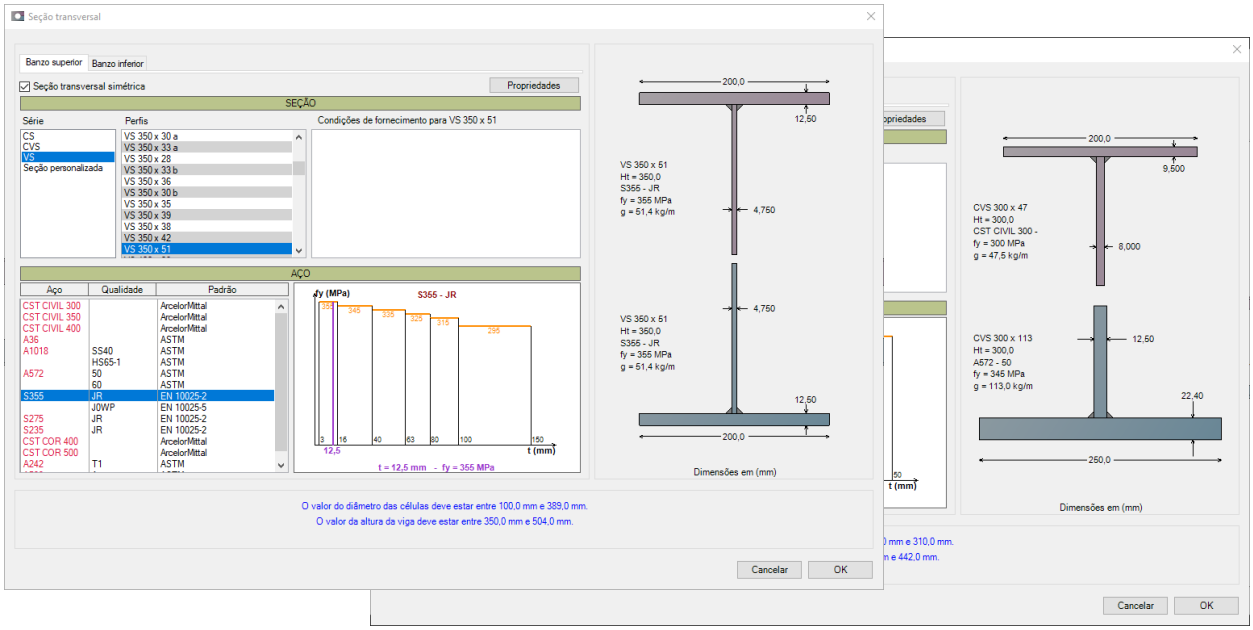



**Figura 34 – Janela para configuração da seção transversal da viga.**

## 5.4 Viga celular mista

Quando o usuário seleciona “viga mista” na janela de configuração dos parâmetros gerais da viga (Figura 35), o programa disponibiliza o acesso à janela de configuração dos parâmetros da laje, onde se podem selecionar ou definir os parâmetros da laje, do *steel-deck*, do conector de cisalhamento, da disposição dos conectores e da armadura transversal para controlar o cisalhamento longitudinal da laje (Figura 36).

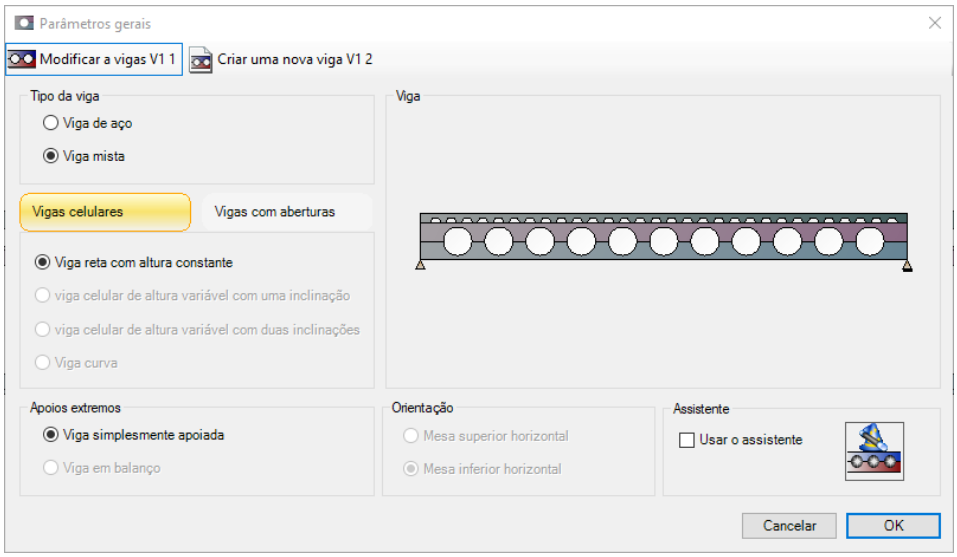



**Figura 35 – Seleção de viga mista na janela de parâmetros gerais da viga.**

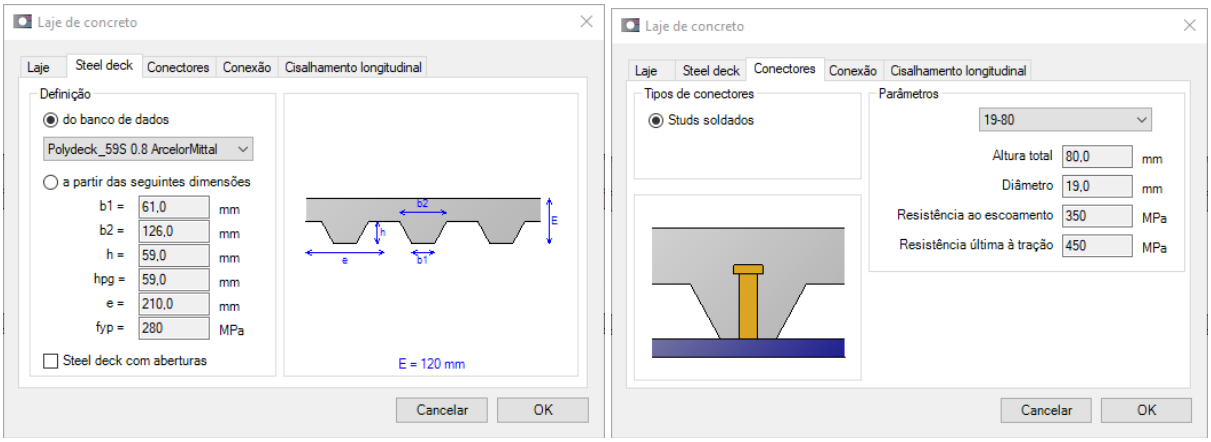



**Figura 36 – Janela para configuração dos parâmetros da laje, no caso de viga celular mista.**

## 5.5 Viga celular de altura variável

Para o caso de viga celular de altura variável com uma inclinação, pode-se escolher entre duas configurações possíveis de condições de apoio: viga biapoiada ou viga em balanço. Para viga celular de altura variável com duas inclinações, apenas a condição de viga biapoiada está disponível.

## 5.6 Viga celular curva

Para o caso de “viga curva” (Figura 37), apenas a condição de viga biapoiada fica disponível.

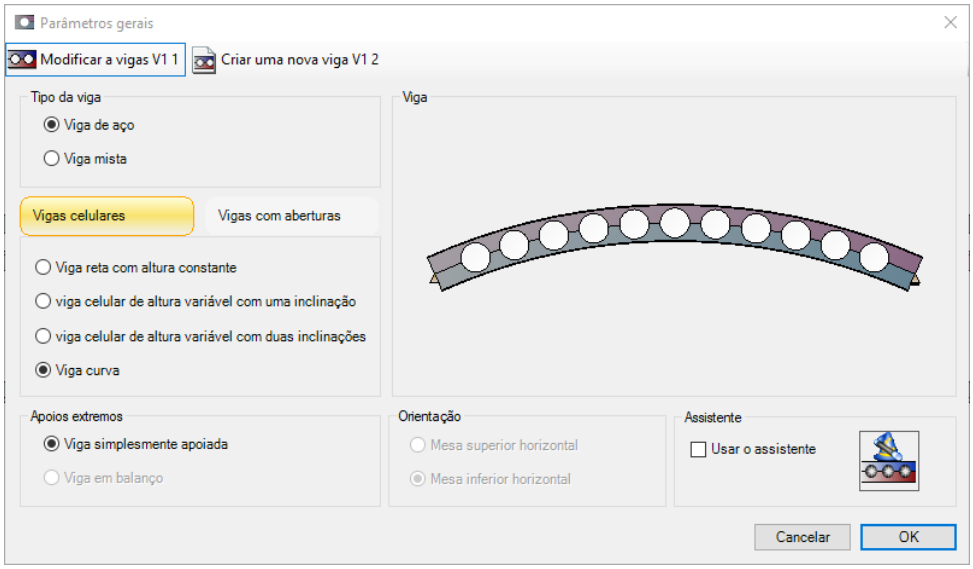



**Figura 37 – Seleção de viga celular curva na janela de parâmetros gerais da viga.**

## 5.7 Viga com aberturas especiais na alma

O **VCA+** também contempla o caso de “viga com aberturas especiais” (Figura 38), permitindo definir o formato, a posição e as dimensões de uma ou mais aberturas na alma.

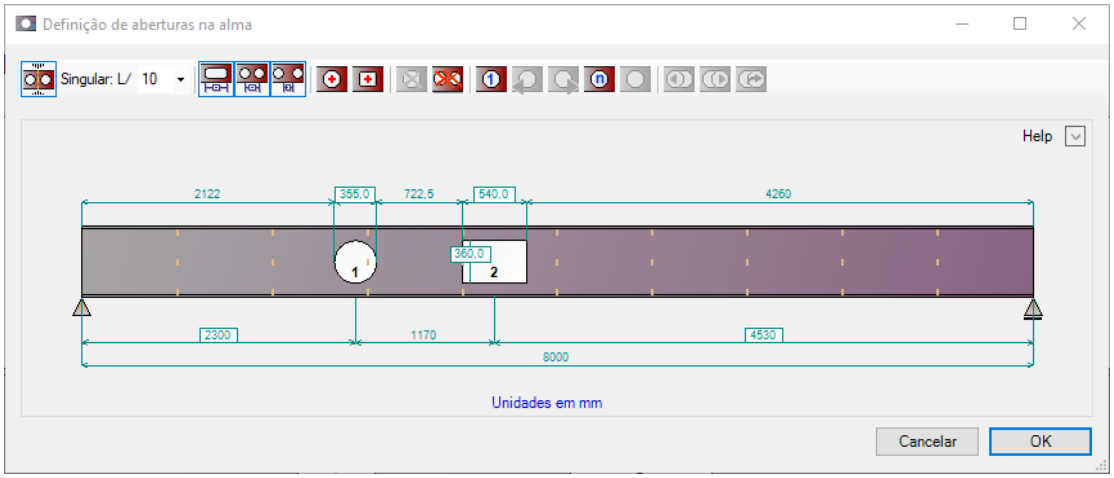



**Figura 38 – Janela para definição de aberturas especiais na alma da viga.**

### 5.8 Recursos do software

A partir dos parâmetros definidos pelo usuário, o **VCA+** calcula as propriedades da seção transversal, bem como as forças internas e momentos nas seções críticas ao longo da viga, para os diferentes casos de carga e combinações de ações, verificando os estados-limites últimos e de serviço. Calcula flechas e frequência de vibração, avalia as vibrações de acordo com o método europeu Hivoss (Feldman et al., 2010) e verifica o comportamento de vigas celulares de eixo reto em situações de incêndio.

Os cálculos das vigas celulares são baseados nos modelos mecânicos dos Eurocódigos e compatibilizados com os critérios das normas brasileiras. Como resultado de pesquisas do CTICM, financiadas pela ArcelorMittal, formulações específicas são consideradas para determinar a resistência à estabilidade dos montantes de alma intermediários, bem como as deformações e deslocamentos.

Para vigas com aberturas especiais na alma (AEA), os cálculos são baseados no projeto de norma europeia prEN 1993-1-13 (2018) ou no anexo da prEN 1994-1-1 (2017). Um modelo de cálculo específico é considerado para as flechas (Martin et al.,2006).

### 5.9 Modelos de cálculo

O **VCA+** realiza verificações de resistência para os ELU (resistência da seção transversal, flambagem local, flambagem lateral com torção) de acordo com os princípios da ABNT NBR 8800:2025 e da ABNT NBR 14323:2013. No Relatório de Projeto, os critérios de resistência são apresentados como uma taxa $\Gamma$ dada pela razão entre a solicitação de cálculo (esforços com índice "*Ed*") e a resistência de cálculo (esforços com índice "*Rd*"). A taxa de solicitação ao momento fletor, por exemplo, é expressa por:

$$\Gamma_M = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \tag{6}$$

O critério de resistência é atendido quando a taxa é menor ou igual a 1,0.

O programa verifica todas as aberturas de alma sequencialmente. Se uma abertura for preenchida, a seção transversal em seu eixo médio é verificada como uma seção transversal do montante de alma.

Na região da abertura, a força axial nas seções T é calculada como o momento de flexão dividido pelo espaçamento entre os eixos centroidais das seções T inferior e superior. A força cortante é considerada dividida entre as duas seções T em proporção às suas respectivas áreas de cisalhamento. As forças axiais e de cisalhamento nas seções T (Figura 39) são exibidas no relatório preliminar de projeto (intermediário ou detalhado).

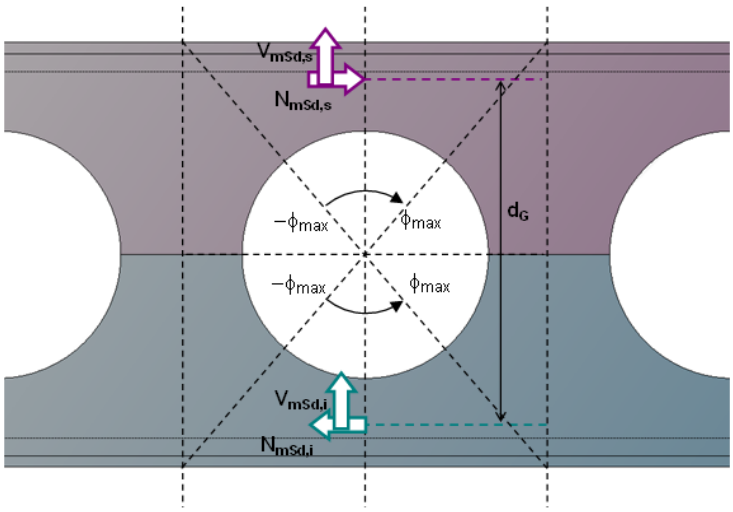



**Figura 39 – Forças axiais e forças cortantes nos tês no centro de uma abertura.**

Ambas as seções T inferior e superior são verificadas. Adicionalmente, seções transversais com ângulos de inclinação em relação ao eixo transversal da viga variando de - $\phi_{max}$ a +$\phi_{max}$, com incremento de 1 grau são verificadas. Para cada seção transversal inclinada (associada a um ângulo $\phi$ ), os seguintes critérios de resistência são considerados:

- força axial: $\Gamma_N = N_{Ed} / N_{Rd} <= 1{,}0$
- momento fletor: $\Gamma_M = M_{Ed} / M_{Rd} <= 1{,}0$
- força cortante: $\Gamma_V = V_{Ed} / V <= 1{,}0$
- interação M+N: $\Gamma_{MN} <= 1{,}0$
- interação N+V: $\Gamma_{NV} <= 1{,}0$
- interação M+V: $\Gamma_{MV} <= 1{,}0$
- interação M+N+V: $\Gamma_{MNV} <= 1{,}0$

### 5.10 Resultados produzidos pelo VCA+

O **VCA+** processa a viga quando o usuário solicita o relatório de projeto preliminar. O usuário pode alterar o nível de detalhe diretamente no visualizador do relatório. No modo “relatório detalhado”, o VCA+ fornece todos os dados geométricos da viga e da seção transversal. Além disso, apresenta os resultados das verificações em ELU, em ELS e em situação de incêndio.

### 5.11 Pré-dimensionamento e verificação do dimensionamento no VCA+

#### 5.11.1 Vigas celulares de eixo reto

Para o pré-dimensionamento de vigas celulares de eixo reto, recomenda-se seguir o seguinte procedimento, considerando sempre perfis VCS:

1. estimar a altura total da viga celular a partir da relação $H_t = L/20$;
2. estimar a altura aproximada do perfil base fazendo:

$$d = \frac{H_t}{1{,}5}\text{, considerando que a taxa de expansão ótima é } \quad k = 1{,}5 = \frac{H_t}{d} \tag{7}$$

3. determinar a espessura mínima da alma a partir da relação:

$$t_w \geq \frac{H_t}{3{,}94\sqrt{E/f_y}} \tag{8}$$

Para a verificação da viga no **VCA+**:

1. selecionar um perfil VCS com $H_t$ e $t_w$ de acordo com os valores obtidos no pré-dimensionamento;
2. na janela onde se configuram os parâmetros de corte, fixar o valor de $H_t$ e deixar o programa variar livremente os valores do diâmetro das aberturas ($a_0$) e da relação passo/diâmetro ($e/a_0$);
3. selecionar a última solução (com maior relação $e/a_0$);
4. na sequência, definir eventuais pontos de contenção lateral, se houver, e informar o carregamento e as combinações de ações (as janelas para definição de aberturas preenchidas e enrijecedores de alma só devem ser acionadas posteriormente em caso de problemas);
5. processar a viga.

Se a viga não atender aos critérios de ELU, reduzir o diâmetro das aberturas em cerca de 5% e permitir que o software proponha novas relações $e/a_0$. Caso o software proponha mais de uma solução com diferentes relações $e/a_0$, escolher a maior delas.

Se ficar evidente que as aberturas ou montantes extremos estejam com capacidade deficiente, alternativamente pode-se testar o preenchimento das aberturas ou o enrijecimento dos montantes com déficit de capacidade resistente. Esse procedimento está representado na forma de um fluxograma na Figura 40.

### 5.11.2 Vigas celulares de eixo curvo

Para o pré-dimensionamento de vigas celulares de eixo curvo a serem verificadas com o VCA+, recomenda-se o seguinte procedimento, considerando preferencialmente perfis da série VCS:

1) estimar a altura do perfil celular admitindo os seguintes critérios:

$H_t^* \cong L/21$ para 7,5 m ≤ *L* ≤ 9,0 m (9)

$H_t^* \cong L/25$ para *L* > 9,0 m (10)

2) altura total do perfil base: $d^* \cong \frac{H_t^*}{1{,}2}$ (11)

3) diâmetro das aberturas: $a_0^* \cong 0{,}84 d^*$ (12)

4) raio mínimo de curvatura: $R^* = \frac{a_0^*}{4}\frac{E_a}{f_y}$ (13)

5) flecha do arco: $\delta^* = R^* - \frac{\sqrt{4R^{*2} - L^2}}{2}$ (14)

Esse procedimento está representado na forma de um fluxograma na Figura 41.

Estimando o raio mínimo de curvatura da viga, pode-se calcular a flecha correspondente a esse raio, o que permite ao projetista definir o desenho da viga em arco dentro dos limites físicos da resistência e da estabilidade do material. Posteriormente, quando é feita a verificação do dimensionamento, os valores de *d*, $H_t$, $a_0$, *R* e $\delta$ podem ser ajustados, o que pode requerer alguma correção nos desenhos do projeto arquitetônico.

Após o pré-dimensionamento dos parâmetros iniciais de uma viga celular de eixo curvo, a verificação do dimensionamento segue o mesmo procedimento descrito em 5.11.1 e na Figura 40.

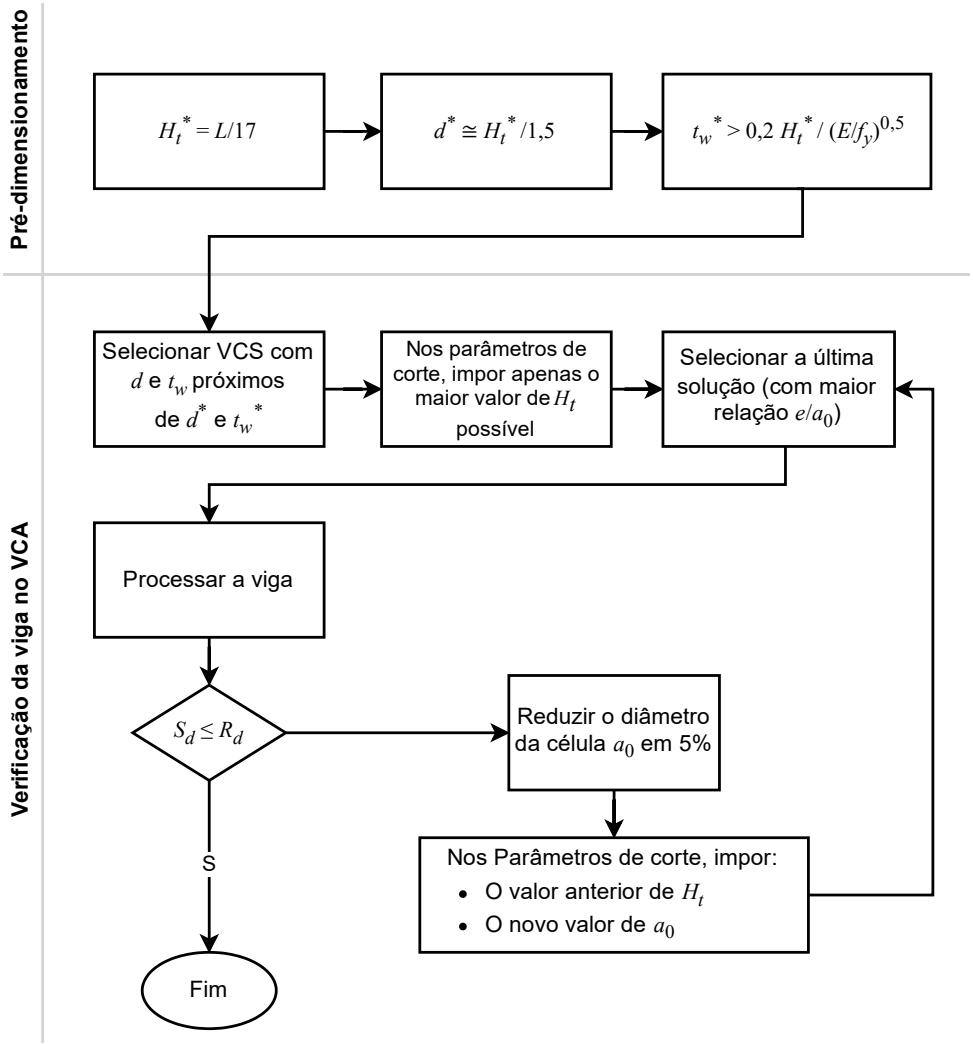



**Figura 40 – Fluxograma para pré-dimensionamento e verificação do dimensionamento de vigas celulares de eixo reto no VCA+.**

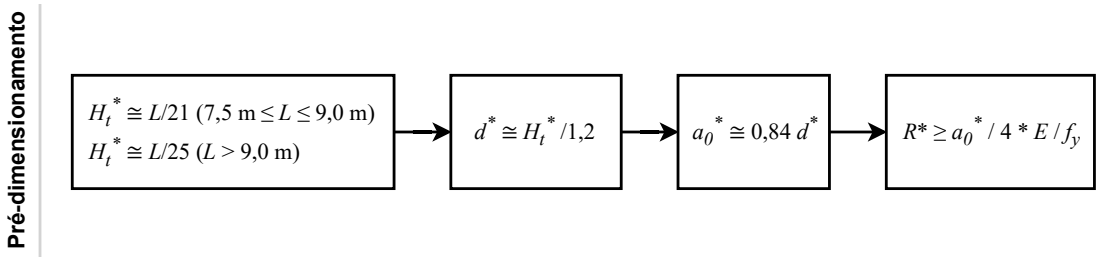



**Figura 41 – Fluxograma para pré-dimensionamento de vigas celulares de eixo curvo no VCA+.**

### 5.12 Diretrizes para solucionar problemas de dimensionamento

O VCA+ lista no relatório as seguintes taxas, que estão relacionadas aos diversos modos de falha possíveis numa viga celular:

| | |
|---|---|
| $\Gamma_{M,max}$ | resistência ao momento fletor na abertura crítica |
| $\Gamma_{N,max}$ | resistência à força normal na abertura crítica |
| $\Gamma_{V,max}$ | resistência à força cortante na abertura crítica |
| $\Gamma_{MN,max}$ | resistência à interação M+N na abertura crítica |
| $\Gamma_{NV,max}$ | resistência à interação N+V na abertura crítica |
| $\Gamma_{MV,max}$ | resistência à interação M+V na abertura crítica |
| $\Gamma_{MNV,max}$ | resistência à interação M+N+V na abertura crítica |
| $\Gamma_{Vbw,max}$ | verificação à flambagem da alma por cisalhamento no montante crítico |
| $\Gamma_{Vh,max}$ | resistência ao cisalhamento no montante crítico |
| $\Gamma_{b,max}$ | resistência à flambagem do montante crítico |
| $\Gamma_{Mg,max}$ | resistência à flexão do montante crítico |
| $\Gamma_{Vg,max}$ | resistência ao cisalhamento no montante extremo |
| $\Gamma_{LT,max}$ | resistência à flambagem lateral com torção |

Na Tabela 3 são sugeridas diretrizes para uma possível redução de peso do perfil original.

**Tabela 3 – Diretrizes para reduzir o peso do perfil original para vigas celulares.**

| Problema | Solução | Efeito colateral |
|---|---|---|
| **Perfil I original pesado** | aumentar a relação $d/b_f$ | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |
| | reduzir o diâmetro $a_0$ das aberturas | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$ |
| | aumentar a razão de expansão $k$ | • Não há efeito colateral para $1,2 \leq k \leq 1,5$ |
| | aumentar a relação $b_f/t_f$ | • aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |

Na Tabela 4 são sugeridas diretrizes para auxiliar na solução de problemas de dimensionamento de vigas celulares, quando qualquer das taxas supracitadas for superior a 1,0. Essas diretrizes basicamente recomendam modificações nas relações geométricas da seção transversal e nos parâmetros de corte da viga que mais impactam o critério de resistência em causa. Além das diretrizes sugeridas na Tabela 4 são, podem ser tomadas as seguintes medidas alternativas para a solução de problemas de dimensionamento:

- se o problema é na abertura crítica, preencher uma ou mais aberturas na região crítica;
- se o problema é no montante de alma, enrijecer o(s) montante(s) crítico(s).

**Tabela 4 – Diretrizes para solução de problemas de dimensionamento de vigas celulares (parte 1/2).**

| Problema | Solução | Efeito colateral possível |
|---|---|---|
| $\Gamma_{M,max} > 1$ | reduzir a relação $b_f/t_f$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$ |
| | reduzir a relação $h/t_w$ | • aumento do consumo de aço |
| | reduzir o diâmetro $a_0$ das aberturas | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$ |
| | aumentar a relação $d/b_f$ | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |
| $\Gamma_{N,max} > 1$ | reduzir a relação $d/b_f$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$ |
| | aumentar o diâmetro $a_0$ das aberturas<br>(*) isso diminui a esbeltez da alma do T | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{b,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$ |
| | reduzir a relação $b_f/t_f$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$ |
| | aumentar a razão de expansão $k$ | • não há efeito colateral para $1,2 \leq k \leq 1,5$ |
| $\Gamma_{V,max} > 1$ | reduzir a relação $d/b_f$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$ |
| | aumentar a razão de expansão $k$ | • não há efeito colateral para $1,2 \leq k \leq 1,5$ |
| | reduzir o diâmetro $a_0$ das aberturas | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$ |
| | aumentar a relação $b_f/t_f$ | • aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |

**Tabela 4 – Diretrizes para solução de problemas de dimensionamento de vigas celulares (parte 2/2).**

| Problema | Solução | Efeito colateral possível |
|---|---|---|
| $\Gamma_{MN,max} > 1$ | reduzir a relação $d/b_f$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$ |
| | reduzir a relação $b_f/t_f$ | • possível aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$ |
| | reduzir a relação $h/t_w$ | • aumento do consumo de aço |
| | reduzir o passo ($e/a_0$) | • aumento da taxa $\Gamma_{b,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{Vh,max}$ |
| $\Gamma_{Vh,max} > 1$ | aumentar o passo ($e/a_0$) | • aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |
| | aumentar o diâmetro $a_0$ das aberturas | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{b,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{M,max}$ |
| | reduzir a relação $h/t_w$ | • aumento do consumo de aço |
| | aumentar a razão de expansão $k$ | • não há efeito colateral para $1{,}2 \leq k \leq 1{,}5$ |
| $\Gamma_{b,max} > 1$ | aumentar o passo ($e/a_0$) | • aumento da taxa $\Gamma_{MN,max}$ |
| | reduzir o diâmetro $a_0$ das aberturas | • aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$ |
| | reduzir a relação $h/t_w$ | • aumento do consumo de aço |
| | reduzir a razão de expansão $k$ | • aumento do consumo de aço<br>• aumento da taxa $\Gamma_{N,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{V,max}$<br>• aumento da taxa $\Gamma_{Vh,max}$ |

**Agradecimentos**

Os autores agradecem à ArcelorMittal Brasil, à CAPES, à FAPEMIG e à UFV pelo apoio para a realização deste trabalho.

**REFERÊNCIAS**

[1] ABNT (2025): NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

[2] ABNT (2013): NBR 14323 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

[3] ArcelorMittal Europe. ACB® Vigas Alveolares. Long Carbon Europe – Sections and Merchant Bars. 2018.

[4] ArcelorMittal Europe - Long products - Sections and Merchant Bars. 2020.

[5] CMC Steel Products. Disponível em: http://www.cmcsteelproducts.com acessado em 30/04/2012.

[6] EN 1993-1-2:2005. Design of steel structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design. European Committee for Standardization.

[7] EN 1994-1-2:2005. Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardization.

[8] Fakury, R.H.; Castro e Silva, A.L.R.; Caldas, R.B. Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto. Pearson Education do Brasil, 2016.

[9] Fares. S.S.; Coulson, J.; Dinehart, D.W. *Castellated and Cellular Beam Desing*. Steel Design Guide #31. American Institute of Steel Construction, 2016.

[10] Faria, C.C. *Procedimentos para a determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas celulares de aço*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG. Belo Horizonte, 2019.

[11] Feldmann, M.; Heinemeyer, C.; Lukić, M.; Caetano, E.; Cunha, Á.; Goldack, A.; Keil, A.; Schlaich, M.; Hicks, S.; Smith, A.; Hechler, O.; Obiala, R.; Galanti, F.; Waarts, P. (2010). Human-induced Vibration of Steel Structures (HiVoSS): Design Guideline and Background Report. EUR 24183 EN. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities. ISBN: 978-92-79-14146-1. DOI: 10.2777/79056.

[12] Ferreira, F.P.V.; Martins, C.H.; De Nardin, S. Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams. Journal of Constructional Steel Research, n. 172, 2020.

[13] Grilo, L.F. *Formulação para determinação da força cortante resistente de flambagem do montante de alma em vigas celulares de aço*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG. Belo Horizonte, 2018.

[14] Hechler, O.; Müller, C.; Sedlacek, G. Investigations on beams with multiple regular web openings, Architectural Engineering Conference. USA. 2006.

[15] Justino, L.G. *Análise da flambagem do montante de alma por cisalhamento em vigas casteladas de aço em situação de incêndio*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, 2018.

[16] Kerdal, D.; Nethercot, D. A. *Failure modes for castellated beams*. Journal of Constructional Steel Research, v. 4, p. 295-315, 1984.

[17] Martin, P.O.; Galéa, Y.; Bitar, D.; Demarco, T. Poutres cellulaires acier et mixtes - Partie 2 : proposition d'un modèle pour le calcul des flèches. Revue Construction Métallique n°2-2006. CTICM.

[18] Oliveira, L.B. Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2012.

[19] Pereira, C.L. Estudo comparativo de soluções para sistemas de piso misto de aço e concreto, com vigas mistas de alma cheia e vigas mistas alveolares. Trabalho Final de Curso. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, 2019.

[20] Pereira, C.L. Simulação computacional do comportamento estrutural de vigas celulares mistas de aço e concreto com perfil monossimétrico. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, 2022.

[21] prEN 1993-1-13 – Steel beams with large web openings – Working draft 12th November 2018.

[22] prEN 1994-1-1 - Annex Composite Beams with large web openings – Working draft delivered by SC4-PT 2 on 11th December 2017.

[23] Sakiyama, E.K. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma por cisalhamento em vigas casteladas soldadas. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, 2018.

[24] Silva, C.C. *Momento fletor resistente à flambagem lateral com distorção de vigas casteladas mistas de aço e concreto*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG. Belo Horizonte, 2018.

[25] Valente, M.T. *Análise numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço em situação de incêndio com ênfase nos modos de falha por plastificação*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, 2018.

[26] VCA Plus. Software para cálculo de vigas celulares. ArcelorMittal Brasil, 2025.

[27] Teixeira, F.B. *Análise numérica de perfis alveolares de aço*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG. Belo Horizonte, 2017.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Fabricação e montagem de ponte em estruturas metálicas

# PONTE DA RESCONSTRUÇÃO. OS PROCESSOS DE FABRICAÇÃO E MONTAGEM DE UMA PONTE EM ESTRUTURAS METÁLICAS REALIZADOS EM 15 DIAS E QUE POSSIBILITOU O FLUXO DE UM MILHÃO DE PESSOAS POR MÊS APÓS AS ENCHENTES OCORRIDAS NO RIO GRANDE DO SUL

Guido José Denipotti[1]

**Resumo**

O presente trabalho consiste em reportar, detalhada e tecnicamente, os processos de fabricação e montagem de uma ponte em estruturas metálicas, com vão de 50 metros (Ponte da Reconstrução, ligando Lajeado/RS a Arroio do Meio/RS), realizados em apenas 15 dias, a contar do início do projeto até a passagem do primeiro veículo (uma ambulância) e que possibilitou o fluxo estimado de um milhão de pessoas por mês, no Vale do Taquari, após as enchentes ocorridas em maio de 2024, no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. Apesar das condições não ideais de fabricação, visto que esta foi executada em uma fábrica de carrocerias de caminhão com colaboradores não experientes neste processo, mas com o acompanhamento de um especialista em estruturas metálicas, em uma das cidades atingidas pelas enchentes (Estrela/RS) pôde-se proceder com o satisfatório Controle de Qualidade fabril, evidenciando que o sistema construtivo em estruturas metálicas não só tem sua viabilidade corroborada pelo curto prazo executivo (neste caso, curtíssimo), mas também o de poder ser empregado em condições adversas face à possibilidade de adaptabilidade deste sistema desde que acompanhado por profissional especializado. Serão reportados os ensaios fabris empregados no Controle de Qualidade (soldagem e pintura) além do procedimento de montagem com o controle de protensão inicial (torque) dos parafusos.

**Palavras-chave**: Ponte; Estruturas metálicas; Enchentes; Controle de qualidade.

# PONTE DA RECONSTRUÇÃO. FABRICATION AND ASSEMBLY PROCESSES OF A STEEL STRUCTURE BRIDGE COMPLETED IN 15 DAYS, ENABLING THE TRANSIT OF ONE MILLION PEOPLE PER MONTH AFTER THE FLOODS IN RIO GRANDE DO SUL

**Abstract**

This report presents, in a detailed and technical manner, the fabrication and assembly processes of a steel bridge structure with a 50-meter span (Ponte da Reconstrução, connecting Lajeado/RS to Arroio do Meio/RS), completed in just 15 days — from the beginning of the design phase to the passage of the first vehicle (an ambulance). The bridge enabled the transit of one million people per month in the

Taquari Valley following the floods that occurred in May 2024, in the state of Rio Grande do Sul, Brazil. Despite non-ideal fabrication conditions — as the structure was manufactured in a truck body factory by personnel unexperienced in this type of work — the process was supervised by a specialist in steel structures in one of the flood-affected cities, Estrela/RS. This allowed for satisfactory implementation of Quality Control procedures during fabrication, demonstrating that the steel structural system is not only viable due to its short execution time (in this case, extremely short), but also capable of being deployed under adverse conditions thanks to its adaptability, provided it is overseen by a qualified professional. This report will describe the quality control tests applied during fabrication (welding and painting), as well as the erection procedure, including initial bolt pre tension (torque) control.

**Keywords**: Bridge; Steel structures; Floods; Quality control.

[1] Engenheiro Civil (Universidade Estadual de Maringá, UEM, Brasil) / Mestre em Engenharia Civil (Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, UNESP, Brasil), Diretor Técnico da RG3 CONSULTORIA – *Inspeção e Diligenciamento em Estruturas Metálicas*, Nova Prata / RS, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Entre o final de abril e início de maio de 2024, o estado brasileiro Rio Grande do Sul (RS) vivenciou, conforme classificado oficialmente pelo governo do estado, sua maior catástrofe climática da história. Dados do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Pickbrenner [1], mostram que as chuvas deste período levaram mais de 14 trilhões de litros de água para o lago Guaíba, causando enchentes em locais diversos. Essas enchentes provocaram obstruções em várias vias (federais, estaduais e municipais), incluindo a danificação de 14 pontes estaduais e federais, além de aproximadamente 1300 pontes em vias municipais, isolando regiões ou, ao menos, inviabilizando os traslados em tempo condizente as necessidades dos moradores locais e regionais. Dentre essas mencionadas pontes, as enchentes "levaram" a ponte em concreto da Estrada Rodoviária Estadual 130 (ERS-130) que ligava as cidades de Lajeado e Arroio do Meio. Além desta, "levou" também um vão da antiga Ponte de Ferro, construída entre 1927 e 1939. O meio de traslado entre essas duas cidades somente podia ocorrer realizando um trajeto com tempo adicional de aproximado de 2 horas, quando na utilização de veículo automotor, ou, a pé, pela travessia da passadeira flutuante montada pelo exército brasileiro sobre o rio Forqueta, com a obrigatoriedade de utilização de coletes salva-vidas. Era tamanha a necessidade de uma ponte, que uma construtora local (Lyall) obteve a autorização da prefeitura de Lajeado para capitanear a reconstrução de um dos vãos da Ponte de Ferro que, apesar de não possibilitar a passagem de veículos pesados, sanearia boa parte da necessidade da população local e regional. Contudo, o local e condições de fabricação não eram os ideais (a fabricação desta estrutura metálica foi realizada em uma fábrica de carrocerias de caminhão), além do desconhecimento neste sistema construtivo – Estruturas Metálicas – por parte dos trabalhadores voluntários envolvidos neste projeto. Como solução, a construtora solicitou o auxílio a um especialista em estruturas metálicas.

Neste trabalho, será detalhado como o controle tecnológico da fabricação e montagem desta ponte foram realizados de maneira a garantir a segurança e qualidade necessárias à sua utilização, salientando-se que todo o processo, do início do projeto até a passagem do primeiro veículo, decorreu em apenas 15 dias e no primeiro mês de utilização, teve-se a estimativa de fluxo de 1 milhão de pessoas, conforme publicação do jornal A Hora [2].

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram realizados ensaios diversos durante os processos de fabricação e montagem, dentre eles:

- Verificação da rastreabilidade da matéria-prima;
- Ensaios visuais;
- Inspeção dimensional (trena e paquímetro);
- Ensaio não destrutivo por líquido penetrante END-LP;
- Medição de espessura de camada de película úmida (medidor de camada úmida);
- Medição de espessura de camada de película seca (micrômetro);
- Teste de aderência (fita filamentosa);
- Controle de protensão inicial (torquímetro).

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1. Inspeção na fabricação

Inicialmente, procedeu-se com a verificação do projeto executivo da estrutura (ponte) metálica, sendo atentados às especificações dos perfis projetados/dimensionados. Os perfis propostos são perfis laminados (comerciais).

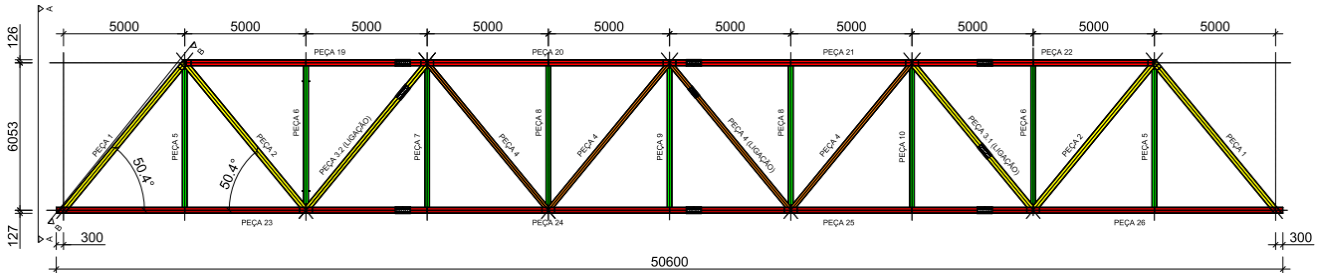
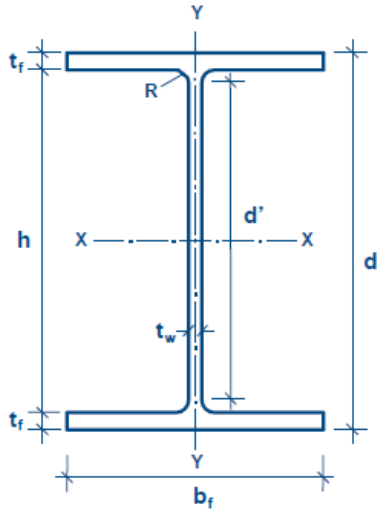



Figura 01 – Vista lateral das treliças principais - TRELIÇAS

| |
|---|
| AMARELO - PERFIL W 250x73.0 |
| VERDE - PERFIL W 200x35.9 |
| VERMELHO - PERFIL W 250x73.0 |
| LARANJA - PERFIL W 200x35.9 |
| CIANO - PERFIL W 200x26.6 |
| ROSA - PERFIL W 200x26.6 |
| AZUL - PERFIL W 250x73.0 |
| BORDÔ - PERFIL W 250x73.0 |
| ROXO - PERFIL L 51x6.4 |

Figura 02 – Detalhe (discretização) executivo

Com base nestas informações, procedeu-se com a verificação dimensionaldos perfis empregados durante a fabricação, além do diligenciamento dos Certificados de Qualidade desses perfis, conforme será evidenciado nas próximas imagens. Para as verificações dimensionais, utilizou-se o Anexo 01 da Norma para Avaliação do Selo de Excelência da Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM) [3]. Abaixo, discretização dimensional de perfis laminados com as respectivas verificações.




| BITOLA mm x kg/m | Massa Linear kg/m | d mm | $b_f$ mm | ESPESSURA $t_w$ mm | ESPESSURA $t_f$ mm | h mm | d' mm | Área $cm^2$ | EIXO X - X $I_x$ $cm^4$ | EIXO X - X $W_x$ $cm^3$ | EIXO X - X $r_x$ cm | EIXO Y - Y $I_y$ $cm^4$ | EIXO Y - Y $W_y$ $cm^3$ | EIXO Y - Y $r_y$ cm | u $m^2/m$ | Bitola in x lb/ft |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W 200 x 35,9(H) | 35,9 | 201 | 165 | 6,2 | 10,2 | 181 | 161 | 45,7 | 3.437 | 342,0 | 8,67 | 764 | 92,6 | 4,09 | 1,03 | W 8 x24 |
| W 250 x 73,0(H) | 73,0 | 253 | 254 | 8,6 | 14,2 | 225 | 201 | 92,7 | 11.257 | 889,9 | 11,02 | 3.880 | 305,5 | 6,47 | 1,48 | W 10 x 49 |

Figura 03 – Discretização dimensional de alguns dos perfis utilizados – Fonte: Gerdal

Abaixo, as evidências das inspeções dimensionais durante o processo de fabricação.



Figura 04 – Inspeção dimensional – largura de mesa W 250 x 73,0 – Especificado 254 mm – Verificado 253 mm



Figura 05 – Inspeção dimensional – altura de perfil W 250 x 73,0 – Especificado 253 mm – Verificado 256 mm

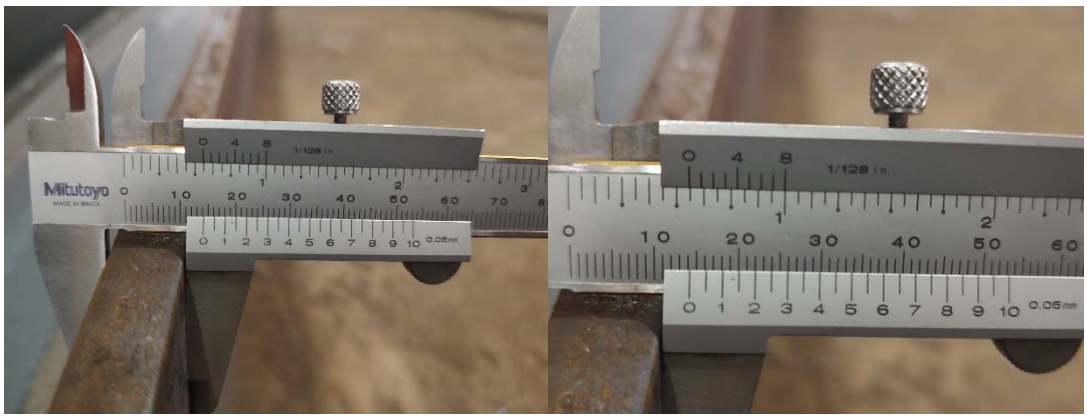



Figura 06 – Inspeção dimensional – espessura de mesa W 250 x 73,0 – Especificado 14,2 mm – Verificado 14,2 mm

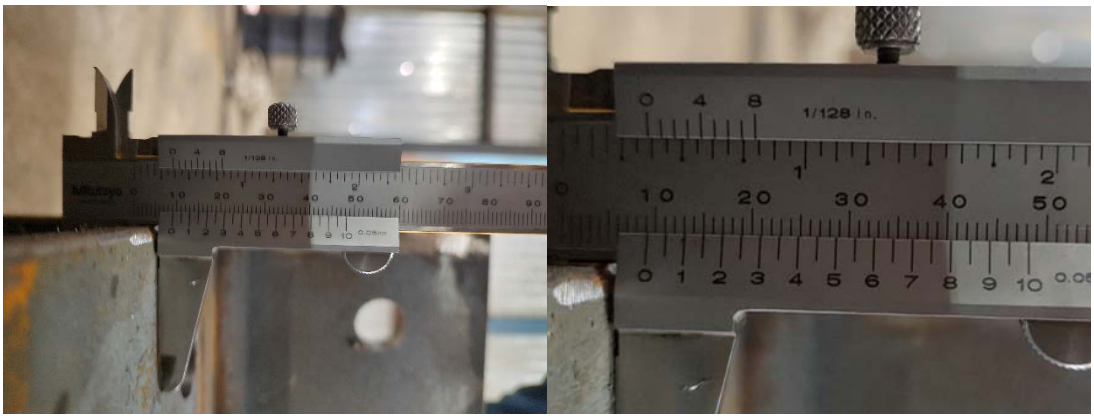


Figura 07 – Inspeção dimensional – espessura de alma W 250 x 73,0 – Especificado 8,6 mm – Verificado 9,1 mm



Figura 08 – Inspeção dimensional – largura de mesa W 200 x 35,9 – Especificado 165 mm – Verificado 168 mm



Figura 09 – Inspeção dimensional – altura de perfil W 200 x 35,9 – Especificado 201 mm – Verificado 203 mm




Figura 10 – Inspeção dimensional – espessura de mesa W 200 x 35,9 – Especificado 10,2 mm – Verificado 10,0 mm

Abaixo, tem-se a evidência da rastreabilidade juntamente com o Certificado de Qualidade.



Figura 11 – Corrida do Perfil 250 x 73,0 - 2813927232

FAVORIT Aços Especiais

ACOS FAVORIT DISTRIBUIDORA LTDA-MATRIZ
AV. FREDERICO AUGUSTO RITTER, 2570
94930-650 -CACHOEIRINHA/RS
FONE: (51)3470.9000 FAX: (51)3471.1002
CNPJ: 92.216.209/0001-05 INSC. EST.: 177/0103446

**CERTIFICADO DE QUALIDADE**
*QUALITY CERTIFICATE*
**Nº : 812484 / 004**

**CLIENTE /*CUSTOMER*** ADELUZ SOLUCOES CONSTRUTIVAS LTDA

| Produto / *Product* | I.L. | Nota Fiscal / *Invoice* | Data / *Date* |
|---|---|---|---|
| VIGA "H" W ESTRUTURAL 250.000X 73.000X 12.000 ( 8 BR ) | T14758 | 812484 | 28/05/2024 |

| OC | IC | Peso / *Weight (Kg)* | Corrida / *Heat* |
|---|---|---|---|
| 15446 | | 7008.000 | 2813927232 |

Figura 12 – Cabeçalho de Certificado de Qualidade de matéria-prima (MP)



Figura 13 – Vista de enrijecedores com desbastes nos cantos vivos

Em relação aos consumíveis de soldagem, foi observado em Memorial de Cálculo e no projeto (TRELIÇAS) a solicitação de consumível classe 70.

**6.2.3. Soldagem**

Todas as soldas devem estar em conformidade com a AASHTO/AWS D1.M/D1.5, a solda entre chapas para a fabricação dos perfis, deve ser do tipo filete, com metal de solda de classe 70 ou superior, ou seja, apresentar $f_w \geq 485$ MPa e ser adequado aos aços resistentes a corrosão.

Figura 14 – Especificação de Memorial de Cálculo – consumível de soldagem

4. ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS:

Perfis Laminados: ASTM A-572:Gr 50 (exceto cantoneiras - ASTM A-36);

Perfis de chapa dobrada: ASTM A-36;

Chapas estruturais: ASTM A-36;

Soldas (Estrutura): AWS E 70XX;

Figura 15 – Especificação de projeto – consumível de soldagem

Abaixo, tem-se a evidência de atendimento executivo da especificação dos consumíveis de soldagem.




Figura 16 – Vista da execução de soldagem e consumível de soldagem

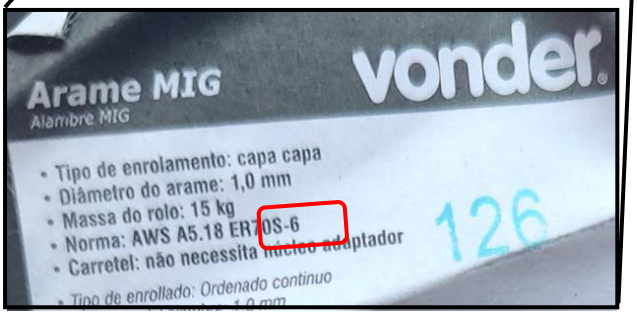



Figura 17 – Especificação do consumível de soldagem

Foram realizados ensaios nas soldas sendo:

- Ensaio Visual de Solda – EVS;
- Ensaio Não Destrutivo por Líquido Penetrante – END LP.

Para cada detecção de descontinuidade, procedeu-se com a solicitação de reparo imediato, conforme será evidenciado a seguir. Os ensaios foram referenciados com base na NBR NM 334 [4].




Figura 18 – Removedor, Líquido Penetrante e Revelador

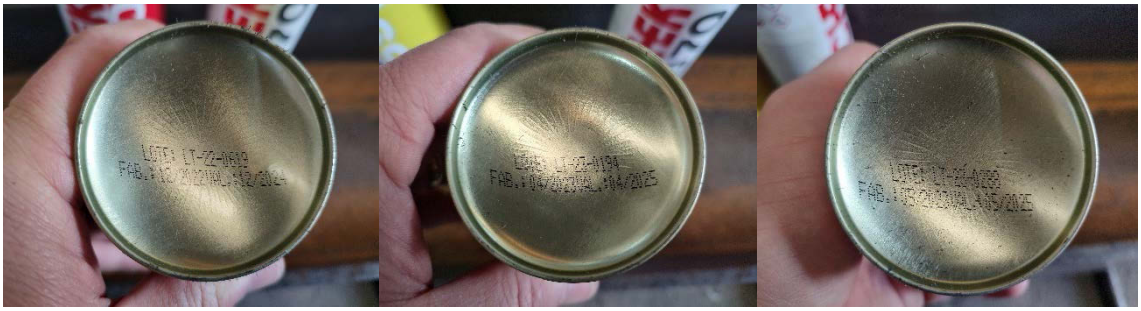


Figura 19 – Removedor, Líquido Penetrante e Revelador com as respectivas datas de validade

Os ensaios não destrutivos por Líquido Penetrante (END-LP) foram focados nas emendas de perfis. A seguir, as evidências de suas realizações e intervenções corretivas.



Figura 20 – Vista de emenda de perfil laminado



Figura 21 – (Esq.) Aplicação de LP e (Dir.) Revelador




Figura 22 – Detecção e marcação de descontinuidade e (Dir.) intervenção corretiva




23 – Evidência de correção

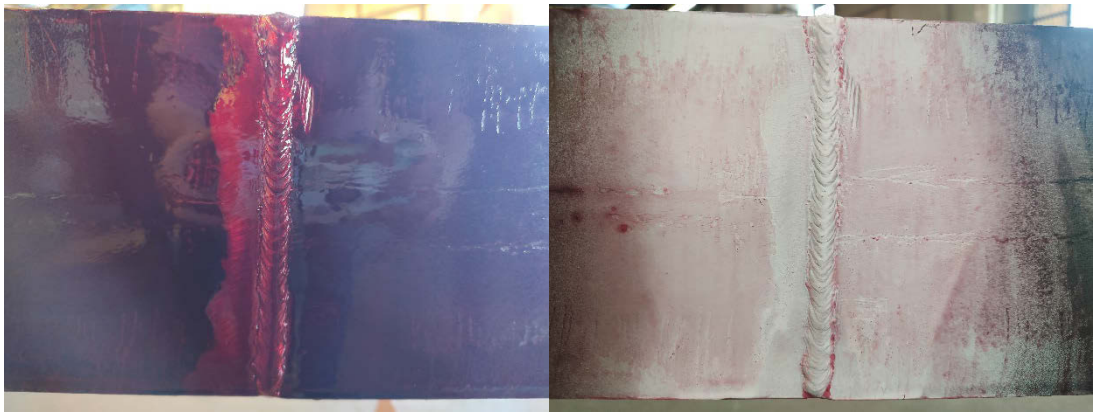
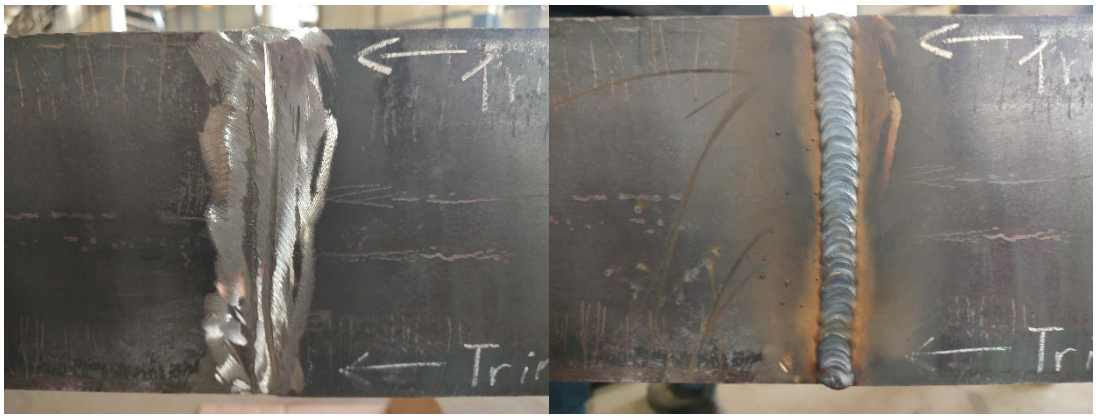


Figura 24 – (Esq.) Aplicação de LP e (Dir.) Revelador




Figura 25 – Detecção e marcação de descontinuidade e (Dir.) intervenção corretiva



26 – Evidência de correção

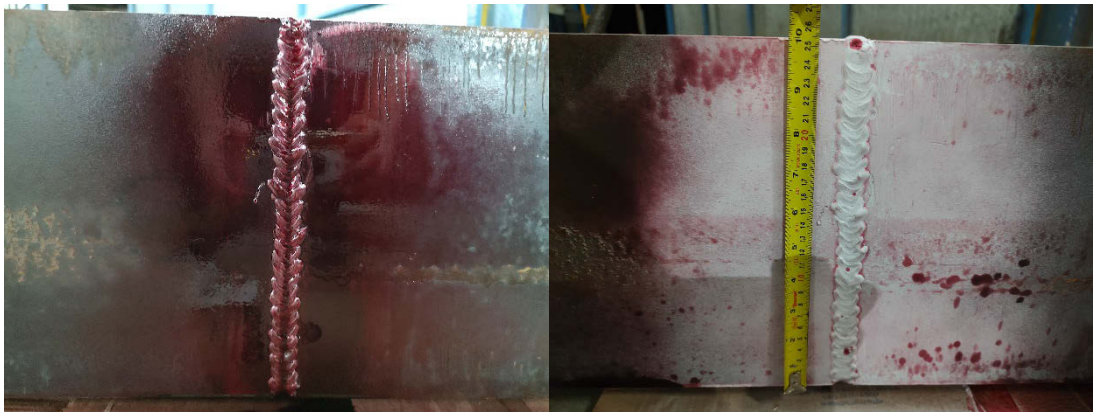


Figura 27 – (Esq.) Aplicação de LP e (Dir.) Revelador




Figura 28 – Detecção e marcação de descontinuidade e (Dir.) intervenção corretiva




29 – Evidência de correção

Importante salientar que em todas as emendas de perfis foram inseridas talas com o objetivo de reforçar a ligação soldada.



Figura 30 – Inserção de talas de reforço – emendas soldadas de perfis



Figura 31 – Vista de soldas de enrijecedores – 01



Figura 32 – Vista de soldas de chapas de ligação



Figura 33 – Vista de soldas de enrijecedores – 02

Antes da liberação das estruturas para a pintura, procedeu-se com o desbaste dos cortes dos perfis e, também, retirada das carepas de laminação.



Figura 34 – Desbaste nas linhas de cortes dos perfis



Figura 35 – Retirada das carepas de laminação

Está especificado em projeto (TRELIÇAS) e pelo fabricante das tintas a solicitação de preparação de superfície a aplicação de 3 demãos de pintura, sendo:

- 1ª Epóxi (100 µm);
- 2ª Epóxi (100 µm);
- 3ª PU (50 µm).

**- Preparação da Superfície:**

- Opção 1: Jateamento abrasivo com jato de granalha.

- Opção 2: Utilização de ácido solução 3 em 1, desengraxante, decapante e fosfatizante. Produto **Nobre Hollyfer.**

Figura 36 - Indicação sistema de pintura, juntos pela ponte - Nobre

5. PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE: Jateamento ligeiro (BRUSH OFF). Se não for possível executar o jateamento, este pode ser substituido por lixamento manual com lixa n° 200. A superfície deve ser limpa com pano embebido em thinner.

6. ACABAMENTO:

1ª Demão - Primer Epóxi 100 micra;

2ª Demão - Epóxi 100 micra;

3ª Demão - PU 50 micra.

Espessura total = 250um.

Figura 37 – Nota de projeto TRELIÇAS

Levando-se em consideração o site fabril, procedeu-se com a opção de preparação de superfície através de limpeza química com o produto indicado: Nobre Hollyfer.



Figura 38 – Preparação de superfície



Figura 39 – Execução de stripe coating



Figura 40 – Medição de espessura de camada úmida – 01

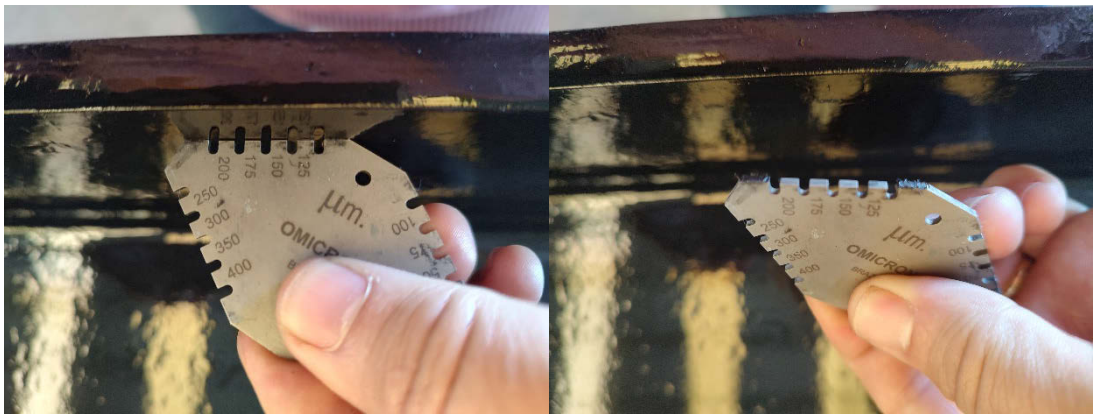


Figura 41 – Medição de espessura de camada úmida – 02

Para a verificação (medição) da espessura de camada de película seca, a RG3 adota como critério a contemplação de fator de redução conforme recomendado na NBR 10443 - 2008 - Tintas e Vernizes - Determinação Da Espessura Da Película Seca [5]. Contudo, como a preparação da superfície não foi abrasiva, não foi aplicado fator de redução.

Na utilização dos métodos de ensaio tipos A e B, quando o perfil de rugosidade superficial for conhecido e atender aos requisitos da Tabela 2, conforme ISO 8503-1, deve ser utilizado um fator de redução da espessura. Se o perfil de rugosidade não for conhecido e não existir uma amostra não revestida, deve ser utilizado um fator de redução de 25 µm.

**Tabela 2 — Fatores de redução da espessura**

| Perfil de rugosidade da superfície µm | Fator de redução da espessura (FR) µm |
|---|---|
| 25 a 39 | 10 |
| 40 a 69 | 25 |
| 70 a 100 | 40 |

Figura 42 – Consideração de redução 0 µm

A seguir, as medições de espessura de camada de película seca.

Nas primeiras medições, das duas primeiras demãos (epóxi), observou-se camada inferior à recomendada em projeto. Em função disso, procedeu-se com a verificação e marcação, conforme abaixo.




Figura 43 – Identificação de camada inferior à indicada: 200 µm



Figura 44 – Marcação de áreas com baixa espessura de camada

Demais ensaios, a seguir.

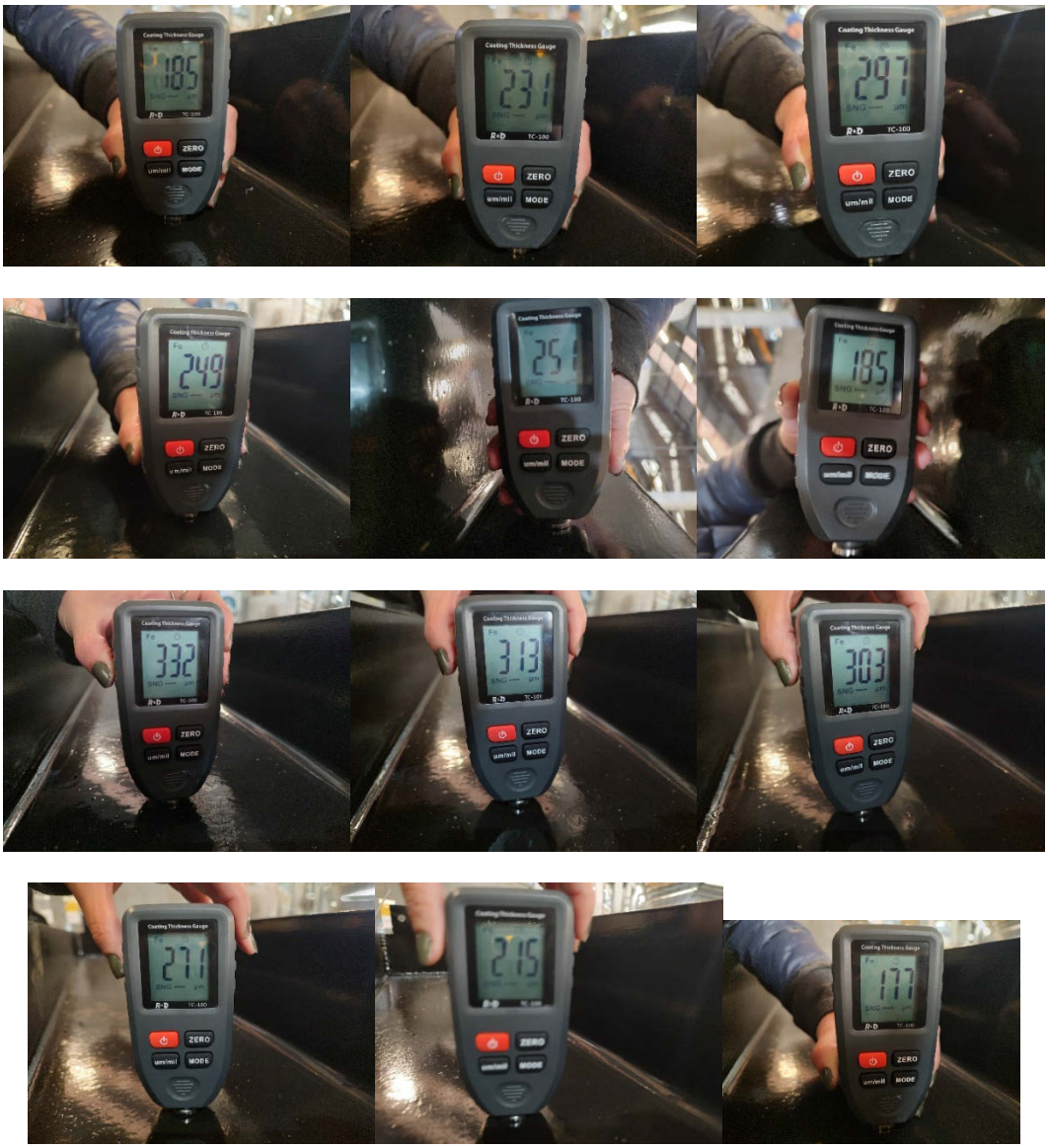



Figura 45 – Medições de Espessura de Camada de Película Seca (1ª e 2ª Demãos)

| | | | |
|---|---|---|---|
| 185 | 231 | 297 | |
| 249 | 251 | 185 | Média |
| 332 | 313 | 303 | 250,00 |
| 271 | 215 | 177 | |

Figura 46 - Média das medidas – 250,00 µm (1ª e 2ª Demãos)

Os ensaios de aderência foram executados conforme Método A - corte em X, recomendado pela NBR 11003 - Tintas - Determinação da aderência [6].

-PÚBLICO-

| PETROBRAS | N-13 | REV. K | | 12 / 2012 |
|---|---|---|---|---|

7.5.1.2.1 Avaliação ao longo das incisões: $X_1$ (máximo).

Figura 47 – N-13 – Petrobras – Critérios de Aceitação para testes de aderência em X [7]

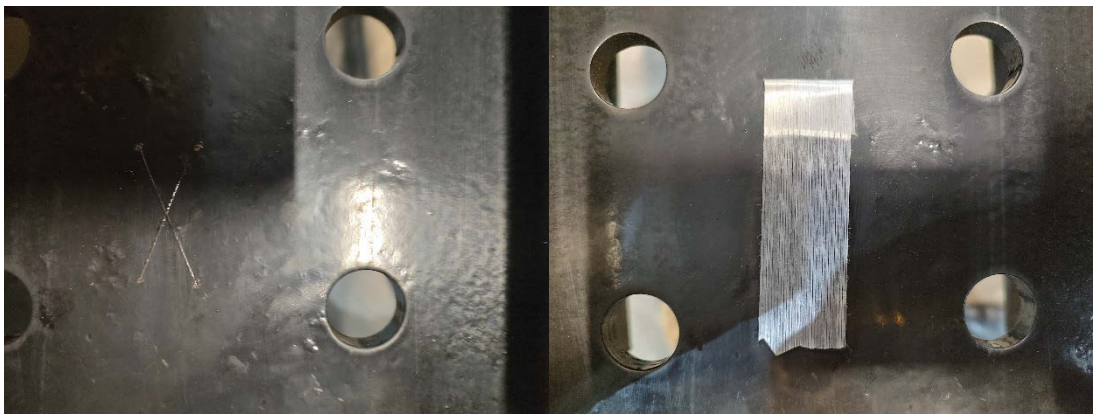


Figura 48 – Realização de Ensaio de Aderência – Método A



Figura 49 – Resultado do ensaio: X0Y0 – Aprovado



Figura 50 – Resultado do ensaio: X0Y0 – Aprovado

Após a verificação de atendimento à espessura mínima das duas primeiras demãos, procedeu-se com a liberação de pintura de acabamento (PU) e, posteriormente, nova realização de medição de camada.



Figura 51 – Pintura de acabamento – PU – 01



Figura 52 – Pintura de acabamento – PU – 02

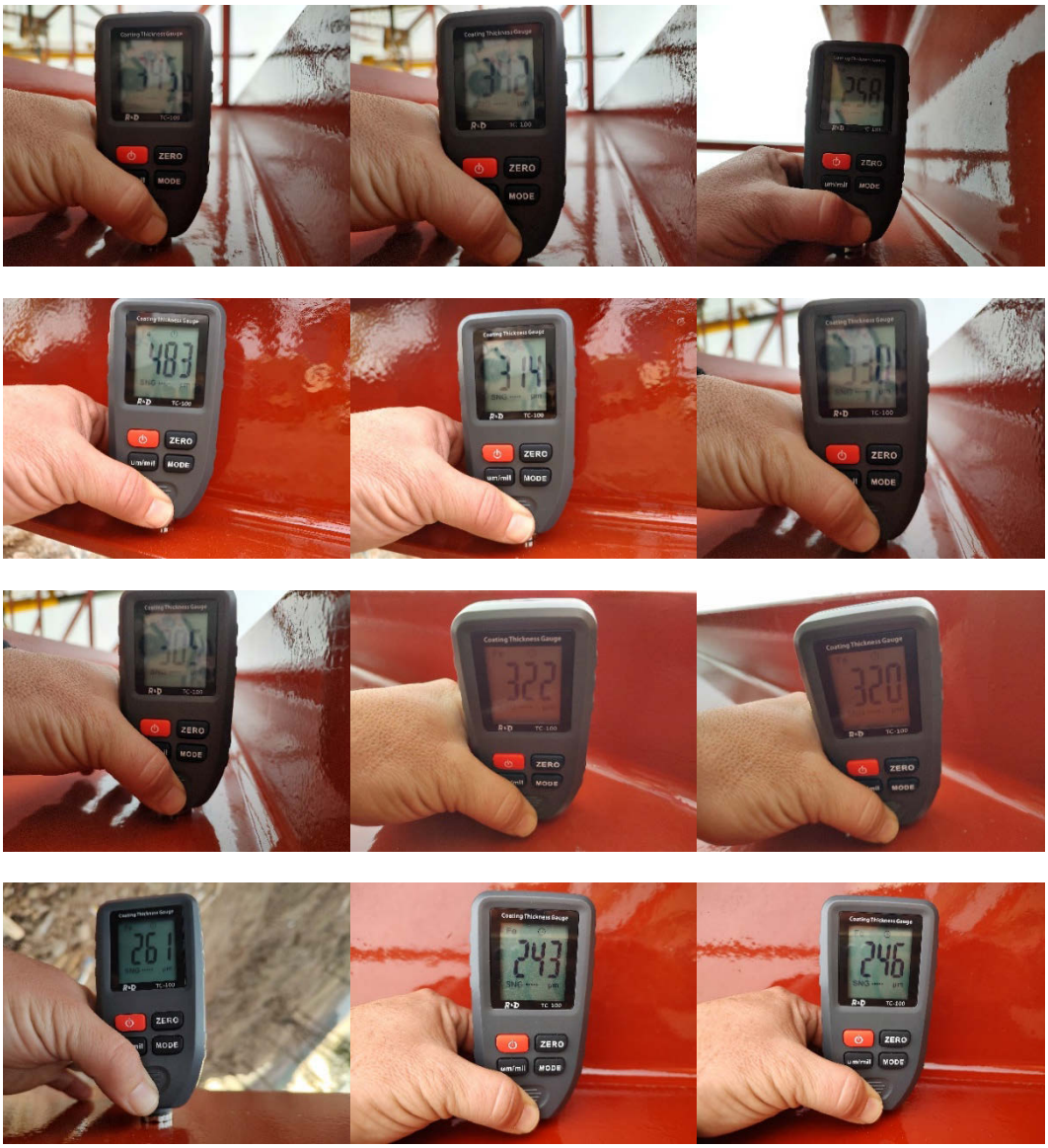



Figura 53 – Medições de Espessura de Camada de Película Seca

| | | | |
|---|---|---|---|
| 345 | 342 | 258 | |
| 483 | 314 | 330 | Média |
| 305 | 322 | 320 | 304,30 |
| 261 | 243 | 246 | |

Figura 54 - Média das medidas – 304,30 µm

A seguir, realização de teste de aderência na pintura de acabamento.



Figura 55 – Resultado do ensaio: X0Y0 – Aprovado

### 3.2. Inspeção na montagem

Salvo as ligações das bases das treliças, as ligações de pré-montagem foram todas parafusadas, sendo realizado o controle de protensão inicial dos parafusos, além do aperto normal regido normativamente, conforme Item 6.8.4.4 - Aperto com chave calibrada ou chave manual com torquímetro da NBR 8800 [6].



Figura 56 – Vista da pré-montagem das treliças principais e travamentos – 01



Figura 57 – Vista da pré-montagem das treliças principais e travamentos – 02

**6.8.4.4 Aperto com chave calibrada ou chave manual com torquímetro**

**6.8.4.4.1** Não existe uma relação geral entre força de protensão em parafusos e torque aplicado durante o aperto da porca, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies com movimento relativo. Não podem ser usadas tabelas de torque baseadas em experiências passadas ou fornecidas em literatura técnica. Assim, as especificações dadas em 6.8.4.4.2 devem ser cumpridas quando forem usados métodos de aperto baseados no torque.

Figura 58 – Controle de protensão inicial – NBR 8800



Figura 59 – Verificação de ligação parafusada – travamento




Figura 60 – Identificação de inspeção na ligação

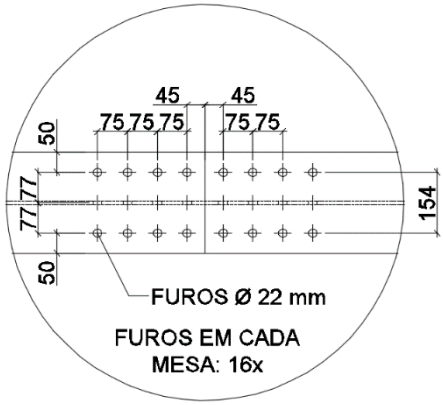



Figura 61 – Detalhe das chapas de ligações das emendas das treliças principais



Figura 62 – Vista de execução de ligação de treliça principal – 01



Figura 63 – Vista de execução de ligação de treliça principal – 02



Figura 64 – Vista de execução de ligação de treliça principal – 03



Figura 65 – Vista de execução de ligação de treliça principal – 04



Figura 66 – Vista de execução de ligação de travamentos



Figura 67 – (Esq.) Vista de execução de ligação de travamentos e (Dir.) principal




Figura 68 – Inspeção e marcação de ligação principal

Na montagem da última emenda (lado – Lajeado), observou-se que uma das talas da emenda não era coincidente com a ligação, sendo a tala menor do que a ligação. Em função disso, contactou-se imediatamente o responsável técnico pelo projeto o qual procedeu com a seguinte orientação/determinação: “a tala menor pode ser utilizada, porém, na ligação do banzo superior.”
A seguir, a locação da emenda.

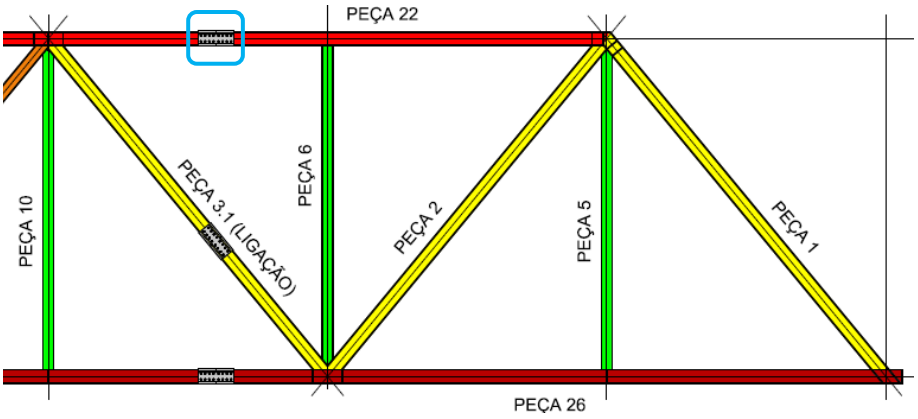
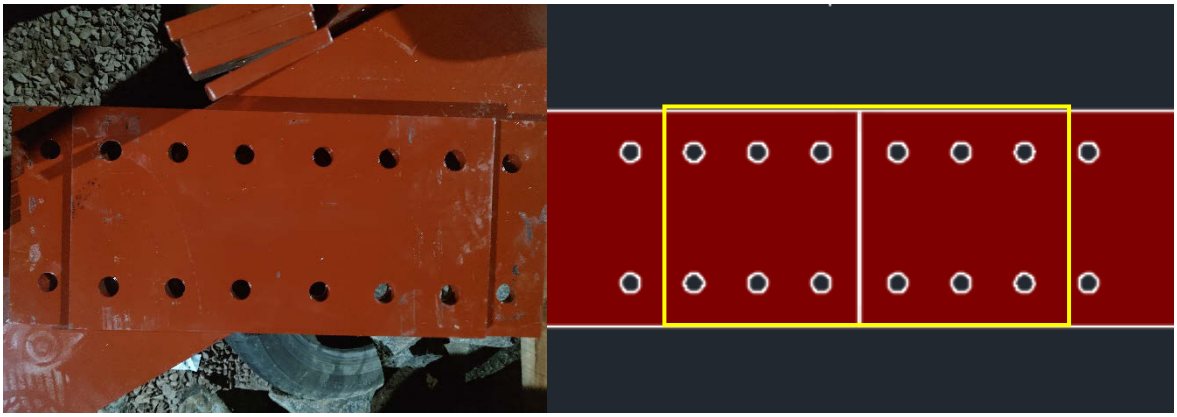


Figura 69 – Locação da emenda com alteração da tala (Det. azul)


Figura 70 – Vista e exemplificação da tala utilizada no banzo superior

A seguir, evidências da fixação das bases das treliças, com verificação dimensional do filete de solda e execução de retoque de pintura in loco.



Figura 71 – Preparação de içamento – 01



Figura 72 – Preparação de içamento – 02



Figura 73 – Vista da ligação da base da treliça – 01

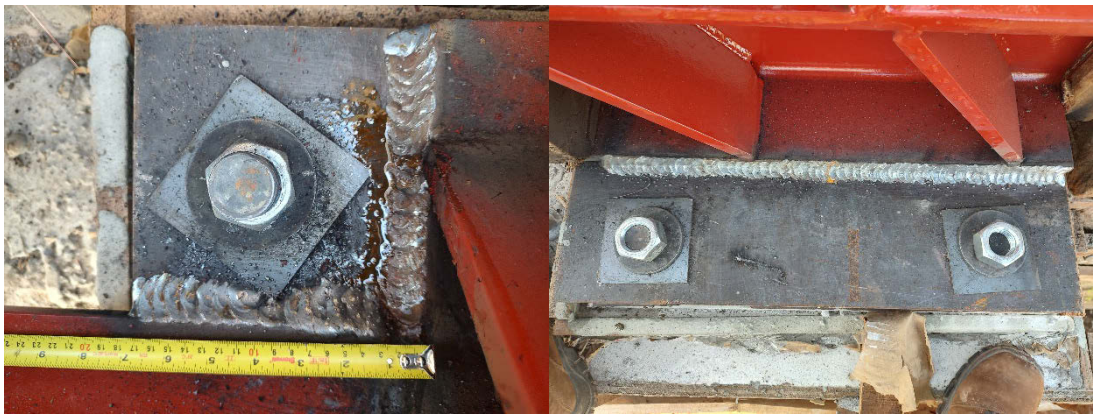


Figura 74 – Vista da ligação da base da treliça – 02



Figura 75 – Inspeção dimensional do filete de solda



Figura 76 – Evidência da execução de retoque de pintura (fundo/intermediário – epóxi)

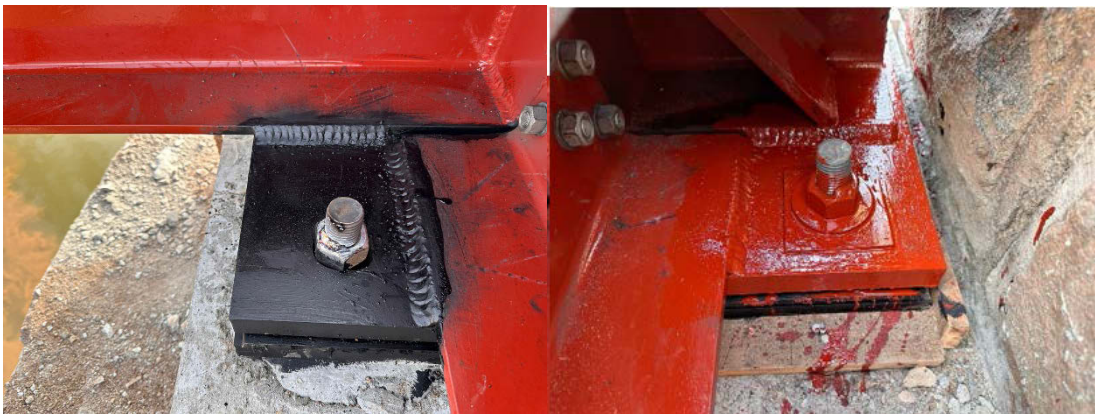


Figura 77 – Evidência da aplicação de acabamento (PU)



Figura 78 – Execução finalizada



Figura 79 – Inauguração da Ponte da Reconstrução – Fonte: Felipe Neitzke – A Hora

## 4 CONCLUSÃO

Inicialmente, reporta-se neste que a fabricação (produção e pintura) não foi executada em site fabril especializado (fabricante de estruturas metálicas), mas sim em uma fábrica de carrocerias de caminhão (Altari – Estrela/RS) com colaboradores sem o *know-how*no processo de fabricação de estruturas metálicas. Desta forma, objetivou-se realizar o acompanhamento assíduo, além das devidas orientações, dos processos executivos, atentando aos principais quesitos fabris:

- Dimensional (verificação dos perfis e consumíveis: aço; arame de solda e tintas). Além das verificações dimensionais, procedeu-se com o diligenciamento das especificações técnicas e/ou qualitativas desses itens;

- Soldagem (inspeção visual e realização de ensaios não destrutivos por líquido penetrante – END LP). Para todos os desvios observados (descontinuidades), procedeu-se com a intervenção corretiva imediata;

- Pintura (controle da limpeza – preparação da superfície – e espessuras de camadas). Foram realizados ensaios diversos, incluindo testes de aderência.

Já em relação à montagem, além da supervisão e coordenação executiva, foram realizadas verificações nas ligações, através do controle de protensão inicial (torque dos parafusos), conforme NBR 8800.

Com base neste exposto, além da corroboração da já conhecida vantagem deste sistema construtivo: rapidez, visto que desde o início do projeto até a passagem do primeiro veículo, decorreram-se 15 dias, constata-se a alta flexibilidade deste sistema construtivo desde que com acompanhamento técnico/especializado.

Com base nos fatores condições e prazo, considera-se este projeto como sendo histórico, executado pela iniciativa privada com a maior parte dos trabalhos sendo voluntariados, incluindo o trabalho técnico detalhado neste artigo. O êxito decorreu dos trabalhos ininterruptos (24 horas por dia), sem detrimento da segurança e qualidade e que atendeu uma altíssima demanda da população do Vale do Taquari, de aproximadamente quatrocentas mil pessoas, tendo esta construção repercussão nacional e que somente foi possível devido ao sistema construtivo empregado: Estruturas Metálicas.

**Agradecimentos**

Agradeço, inicialmente, a Deus. Imensamente à minhafamília (pai e mãe que viabilizaram o meu estudo). À esposa Rose juntamente com minhas filhas Giovana e Giuliana que me apoiaram desde que os diretores da Lyall amanheceram em meu escritório solicitando esta ajuda. Aos meus colaboradores que trabalharam de maneira que eu pudesse me dedicar exclusivamente a este trabalho voluntário e aos membros de todas as empresas envolvidas: MDC Projetos; Tintas Nobres; Guinchos Sanção; Altari; Esquadrias Universal e Lyall. Por último, porém de nenhuma maneira com menor importância, a todas as pessoas que passaram por essa ponte.

**REFERÊNCIAS**

1. Pickbrenner, Karine. Chuva da cheia de 2024 foi mais volumosa e intensa que a da cheia de 1941 na bacia hidrográfica do Guaíba. 2024. Instituto de Pesquisas Hidráulicas – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

2. Redação. Cerca de um milhão de pessoas passam pela Ponte de Ferro no primeiro mês. A Hora. 2024, julho 10 [https://grupoahora.net.br/conteudos/2024/07/10/cerca-de-um-milhao-de-pessoas-passam-pela-ponte-de-ferro-no-primeiro-mes/].

3. Associação Brasileira da Construção Metálica. Norma para Avaliação do Selo de Excelência - Anexo 01: ABCEM.

4. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 334: Ensaios não destrutivos – Líquidos penetrantes – Detecção de descontinuidades. Rio de Janeiro: ABNT; 2012.

5. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10433: Tintas e Vernizes - Determinação Da Espessura Da Película Seca. Rio de Janeiro: ABNT; 2008.

6. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11003: Tintas - Determinação da aderência.Rio de Janeiro: ABNT; 2009.

7. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações. Rio de Janeiro: ABNT; 2009.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: EM BUSCA DE NOVOS VALORES DE FATOR DE MODIFICAÇÃO PARA MOMENTOS FLETORES NÃO UNIFORMES

Paulo Marques do Lago Júnior[1]
Renan Moura Guimarães[2]
Cilmar Baságlia[3]

**Resumo**
Este trabalho apresenta uma investigação em andamento relacionada à análise numérica sobre a flambagem lateral com distorção associada à curvatura dupla (FLD-D) e simples (FLD-S) de vigas de aço com seção em I, restringidas elasticamente por lajes de concreto armado e submetidas a momentos fletores negativos variáveis, com ênfase no estudo e na obtenção de novos coeficientes de distribuição de momentos fletores ($C_{dist}$). Os novos coeficientes demonstraram melhor concordância com os momentos críticos determinados numericamente, contribuindo para projetos mais seguros e econômicos de vigas mistas em situações de FLD-D.
**Palavras-chave**: Vigas mistas de aço e concreto; Flambagem lateral com distorção; Fator de modificação para momentos fletores.

# LATERAL-DISTORTIONAL BUCKLING OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS: IN SEARCH OF NEW MODIFICATION FACTORS FOR NON-UNIFORM BENDING MOMENTS

**Abstract**
This work presents an ongoing investigation related to the numerical analysis of lateral-distortional buckling associated with double (FLD-D) and single (FLD-S) curvature in steel I-section beams elastically restrained by reinforced concrete slabs and subjected to varying negative bending moments. The study focuses on the evaluation and proposal of new bending moment distribution coefficients ($C_{dist}$). The proposed coefficients showed better agreement with the critical moments determined numerically, contributing to safer and more economical designs of composite beams under FLD-D conditions.
**Keywords**: Composite steel-concrete beams; Lateral distortional buckling; Modification factor for bending moments.

[1] Engenheiro Civil, Mestrando, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Mestre, Doutorando, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Mestre, Professor Doutor, FECFAU, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

As vigas mistas aço-concreto são frequentemente utilizadas na indústria da construção civil. As vantagens destes elementos estruturais são bem conhecidas e resultam do trabalho conjunto da laje de concreto armado e do perfil de aço, frequentemente com seção transversal em I, assegurado pelo uso de conectores na interface aço-concreto (ver Fig. 1(a)). A influência da laje de concreto nas barras de aço com seção em I é normalmente simulada através das restrições contínuas, ao longo do comprimento e ao nível do banzo superior (conectado) (i) dos deslocamentos laterais (restrição total) e (ii) das rotações (restrição parcial) – estas últimas são modeladas através de molas elásticas com rigidez $k_r$ (e.g., [1]), como mostra a Figura 1(b). O valor de $k_r$ pode ser obtido por meio de ensaios experimentais, simulações numéricas ou fórmulas analíticas baseadas em modelos estruturais simplificados (e.g., [1]) – esta última abordagem é a adotada no anexo L da NBR 8800:2025 [2].

Enquanto, nas regiões da viga sujeitas a momentos fletores positivos, a presença da laje elimina a possível ocorrência de instabilidade lateral por flexo-torção do perfil (o banzo comprimido está restringido pela laje de concreto), o mesmo não ocorre nas regiões da viga sujeitas a momentos fletores negativos (o banzo comprimido está livre). Neste último caso, a presença da laje restringe a instabilidade do perfil de aço, o que faz com esta ocorra em modos locais da alma (ver Fig. 1(c)) ou laterais-distorcionais – estes últimos combinam (i) deslocamentos laterais do banzo comprimido (não restringido) e (ii) flexão transversal da alma (com curvatura simples (FLD-S) ou dupla (FLD-D)), como mostram as Figuras 1(d)-(e) (e.g., [3]).

A FLD de vigas de aço com seção em I restringidas por lajes de concreto tem sido objeto de um vasto número de trabalhos nas últimas décadas, onde são propostas várias abordagens numéricas e/ou analíticas para determinar os correspondentes momento críticos. Neste âmbito, destacam-se os estudos realizados por (i) Hanswille *et al.* [4], Zhou *et al.* [5] e Dias *et al.* [6], os quais propuseram metodologias de cálculo para estimar os momentos críticos associados à FLD, (ii) Roik *et al.* [7], os quais deduziram suas expressões a partir do método da energia, e (iii) Araújo *et al.* [3], os quais desenvolveram um procedimento analítico para o cálculo do momento crítico de vigas sujeitas ao momento negativo uniforme, procedimento este capaz de verificar a ocorrência da simples ou dupla curvatura do perfil de aço.

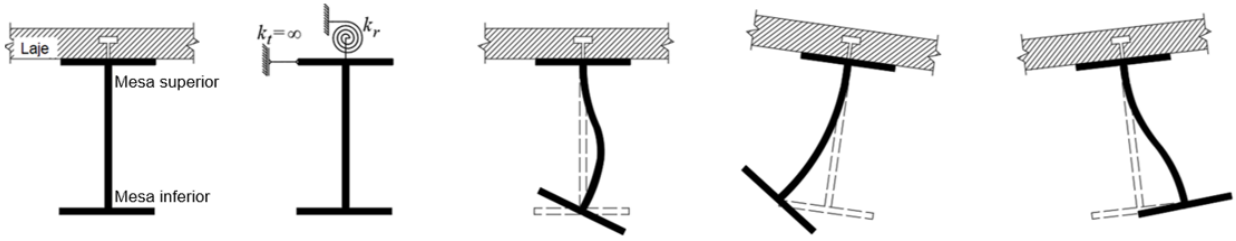



Figura 1 - (a) viga mista aço-concreto, (b) modelação da restrição causada pela laje através de molas contínuas (longitudinalmente), (c) modo de instabilidade local da alma e modos de flambagem lateral-distorcional com curvatura da alma (d) simples e (e) dupla.

Deve-se ainda mencionar que não existe atualmente consenso sobre a caracterização cinemática da flambagem lateral-distorcional, o que se reflete nas discrepâncias entre os valores dos momentos críticos elásticos fornecidos pelas várias abordagens disponíveis – essas discrepâncias resultam essencialmente das diferentes hipóteses cinemáticas (simplificativas) adotadas por cada abordagem [8]. Assim, pode afirmar-se que os aspectos cinemáticos e mecânicos da FLD em perfis de seção em I restringidos elasticamente não estão ainda completamente compreendidas. Esse fato explica (pelo menos parcialmente) o motivo pelo qual as formulações analíticas existentes dizem respeito, quase exclusivamente, à flambagem lateral-distorcional em modos de instabilidade envolvendo almas fletidas com curvatura simples e banzos superiores totalmente restringidos (admite-se que a rigidez da laje à torção é infinita) [9].

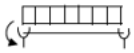
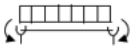
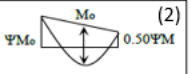
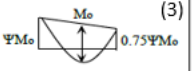
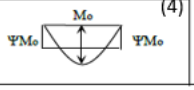
Na análise da Flambagem Lateral com Distorção (FLD) em elementos submetidos a momentos fletores não uniformes, um fator crucial a ser considerado é o coeficiente de distribuição de momentos fletores ($C_{dist}$). Este coeficiente é empregado para ajustar o momento fletor máximo em vigas, levando em conta a variação do momento ao longo do vão da viga. Essencialmente, o $C_{dist}$ permite converter um diagrama de momentos variáveis em um momento equivalente constante para fins de cálculo de flambagem, refletindo de forma mais precisa a distribuição real das tensões e a capacidade resistente da peça.

Na NBR 8800:2025 [2] o momento crítico relativo à flambagem lateral com distorção transversal sujeita a momentos negativos é dado pela Equação 1.

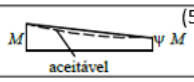
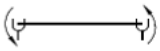
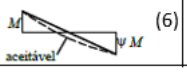
$$M_{cr} = C_{dist}\frac{k_g}{h_0}\left\{GJ + \frac{EI_{af,y}{h_0}^2}{L^2}\left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta b}{n\pi}\right)^2\right]\right\} \quad (1)$$

Sendo $k_g$ um fator relacionado à geometria da seção, $G$ o módulo de elasticidade transversal do aço, $J$ a constante de torção do perfil do aço, $E$ o módulo de elasticidade longitudinal do aço, $I_{af,y}$ o momento de inércia da mesa inferior com relação ao eixo $y$, $h_0$ a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço e $n$ o número de semiondas do modo de flambagem. Pela Equação 1 nota-se que o momento crítico associado à FLD depende diretamente do coeficiente $C_{dist}$. Os valores destes coeficientes são apresentados nos Quadros 1 e 2.

Na NBR 8800:2025 [2] estes coeficientes foram determinados para perfis em seção I em que a relação entre as espessuras da mesa inferior e da alma não ultrapasse o valor de 3,75. Porém, em vigas mistas de aço e concreto destinadas a pontes, perfis com espessura da mesa muito maior do que a da alma não são raros e pode-se notar relações, entre estes dois elementos dos perfis, capazes de ir além do valor de 4,00 e, quando esta relação é atingida ou superada, a seção transversal do perfil estará sujeita à ocorrência da FLD-D, fenômeno não considerado na expressão utilizada para calibrar os coeficientes $C_{dist}$ da norma brasileira.

| Condições de carregamento | Diagrama de momento fletor [a] | Ψ | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  |  (1) | $C_{dist}$ | 2,00 | 1,78 | 1,65 | 1,56 | 1,50 | 1,47 | 1,43 | 1,36 | 1,35 |
|  |  (2) | | 1,96 | 1,73 | 1,59 | 1,50 | 1,44 | 1,40 | 1,37 | 1,34 | 1,32 |
| |  (3) | | 1,94 | 1,70 | 1,56 | 1,47 | 1,41 | 1,37 | 1,34 | 1,31 | 1,29 |
| |  (4) | | 1,92 | 1,67 | 1,53 | 1,44 | 1,38 | 1,33 | 1,30 | 1,27 | 1,24 |
| [a] $M_0$ é o momento máximo solicitante de cálculo, considerando o tramo analisado como biapoiado. | | | | | | | | | | | |

Quadro 1 - Coeficientes de distribuição de momentos fletores Cdist.

| Condições de carregamento | Diagrama de momento fletor [a] | Ψ | 0,00 | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  |  (5) | $C_{dist}$ | 1,19 | 1,15 | 1,11 | 1,06 | 1,00 |
|  |  (6) | | 1,19 | 1,23 | 1,26 | 1,30 | 1,33 |
| [a] $M$ é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de ψ maiores que 1,00 devem ser considerados iguais a 1,00. | | | | | | | |

Quadro 2 - Coeficientes de distribuição de momentos fletores Cdist.

O objetivo deste trabalho é analisar os coeficientes de distribuição de momentos fletores ($C_{dist}$) existentes na NBR 8800:2025 [2] e propor novos coeficientes adequados às expressões de Araújo *et al*. [3] utilizando-se vigas mistas de aço e concreto que possuem perfis VS (viga soldada) duplamente simétricos, onde a razão entre as espessuras da mesa ($t_f$) e da alma ($t_w$) seja superior a 3,5 (Característica da FLD-D) e também quando esta relação é igual ou inferior a 3,5 (Característica da FLD-S), quando sujeitas a momentos fletores negativos variados.

### 1.1 Teoria de Vigas Generalizada – Generalized Beam Theory (GBT)

A GBT é um método avançado de análise estrutural desenvolvido para tratar, com precisão e eficiência, o comportamento de estruturas de parede fina, comumente utilizadas nas indústrias da construção civil, automotiva, aeroespacial e naval. Devido à esbeltez de suas seções transversais, estas estruturas estão sujeitas a fenômenos complexos, como deformações locais, distorcionais e globais, que afetam significativamente o seu comportamento estrutural e devem ser adequadamente considerados no projeto. Nestas condições, os efeitos das distorções da seção transversal tornam-se significativos e não são capturados pelas teorias clássicas de vigas (como a teoria de Euler-Bernoulli ou Timoshenko).

Tradicionalmente, o comportamento detalhado destas estruturas só podia ser analisado com precisão por modelos de elementos finitos de casca, de alto custo computacional, ou métodos semianalíticos como o método da faixa finita. Estes métodos, embora precisos, dificultam a interpretação física dos resultados e demandam grande esforço computacional, especialmente quando há interação entre modos locais, distorcionais e globais.

A GBT surge como uma alternativa eficaz e elegante, baseada em uma formulação unidimensional, porém com capacidade de modelar deformações completas da seção transversal, tanto no plano (locais) quanto fora do plano (distorcionais). O método foi introduzido em 1966 pelo professor Richard Schardt, da Universidade Técnica de Darmstadt (Alemanha), e sistematizada em uma publicação de referência em 1989 [10]. A teoria se baseia na decomposição do campo de deslocamentos da estrutura em uma combinação linear de modos de deformação da seção transversal, os quais são previamente determinados por uma análise da seção. Cada modo está associado a um tipo de comportamento estrutural (local, global, distorcional, etc.) e está diretamente relacionado à comportamento de empenamento da seção.

A GBT atua em duas etapas principais:

1. Análise da seção transversal: onde os modos de deformação da seção são obtidos por meio de uma formulação matemática baseada na cinemática da seção. Estes modos representam como a seção se deforma em resposta às cargas aplicadas. A seção é discretizada e decomposta em modos de deformação ortogonais (rigidez global, modos locais, distorcionais e de flexão global). Cada modo representa uma forma específica de deformação da seção e está associado a uma propriedade modal.
2. Análise do elemento estrutural (membro): onde os modos são combinados com funções de forma ao longo do eixo longitudinal, resultando em um sistema de equações diferenciais de ordem reduzida. Essas equações podem ser resolvidas de forma analítica ou numérica, dependendo do problema em estudo.

A GBT reduz a dimensão do problema tridimensional para um problema unidimensional ao longo do eixo da viga, mantendo, contudo, a capacidade de capturar efeitos tridimensionais importantes. Isso torna a GBT computacionalmente mais eficiente (pois exige menos graus de liberdade) que o método dos elementos finitos para membros prismáticos esbeltos, sem sacrificar a precisão na modelagem dos efeitos distorcionais e locais.

Nos últimos anos, a GBT passou a ser empregada em diversas aplicações, como análise de flambagem linear e não linear de perfis formados a frio, estudo de vibrações e resposta dinâmica de membros delgados, análise de estruturas mistas aço-concreto e materiais laminados compósitos (FRP), incluindo situações com não linearidades geométricas e físicas.

### 1.2 Equações analíticas da GBT

A seguir são apresentadas as principais equações analíticas da GBT, válidas para momentos fletores uniformes ao longo da viga. A Equação 2 é a equação referente ao equilíbrio.

$$[C]\begin{Bmatrix}\emptyset_{LD,xxxx}\\ \emptyset_{L,xxxx}\end{Bmatrix}+([D]-[E]^T-[E])\begin{Bmatrix}\emptyset_{LD,xx}\\ \emptyset_{L,xx}\end{Bmatrix}+[B]\begin{Bmatrix}\emptyset_{LD}\\ \emptyset_{L}\end{Bmatrix}+\lambda_b(N_x[X_1]+M_z[X_2])\begin{Bmatrix}\emptyset_{LD,xx}\\ \emptyset_{L,xx}\end{Bmatrix}=0 \quad (2)$$

Sendo $\emptyset_{LD}$, $\emptyset_L$, $\emptyset(x)$ funções de aproximação dadas pelas Equações de 3 a 5.

$$\emptyset_{LD} = d_{LD}\emptyset(x) \quad (3)$$

$$\emptyset_{LD} = d_{LD}\emptyset(x) \quad (4)$$

$$\emptyset(x) = sen\left(\frac{\eta\pi x}{L}\right) \quad (5)$$

A Equação 6 é referente ao problema de autovalores.

$$\left(\begin{bmatrix}K_{11} & K_{12}\\ K_{21} & K_{22}\end{bmatrix}-\lambda_b\begin{bmatrix}G_{11} & G_{12}\\ G_{21} & G_{22}\end{bmatrix}\right)\begin{Bmatrix}d_{LD}\\ d_L\end{Bmatrix}=0 \quad (6)$$

Sendo $K_{ik}$ e $G_{ik}$ dadas pelas Equações 7 e 8, respectivamente.

$$K_{ik} = C_{ik}\left(\frac{\eta\pi}{L}\right)^2+(D_{ik}-E_{ki}-E_{ik})+B_{ik}\left(\frac{\eta\pi}{L}\right)^{-2} \quad (7)$$

$$G_{ik} = N_x X_{1.ik} + M_z X_{2.ik} \quad (8)$$

Sendo $C_{LD}$, $C_L$, $X_{2,LD}$ e $X_{2,L}$ dados pelas Equações de 9 a 12, respectivamente.

$$C_{LD} = C_{11} = 35\,Et_w\alpha^3\beta \quad (9)$$

$$C_L = C_{22} = D_w\left[35\,\alpha^3\beta^3\left(1+{\theta_{2L}}^2\right)+2\left(2-3\theta_{2L}+2{\theta_{2L}}^2\right)\right] \quad (10)$$

$$X_{2,LD} = X_{2,11} = 84(1+5\alpha\beta)+2b_w(8\theta_{1LD}-\theta_{2LD})+{b_w}^2(1+35\alpha^3\beta)\left({\theta_{1LD}}^2-{\theta_{2LD}}^2\right) \quad (11)$$

$$X_{2,L} = X_{2,22} = -{b_w}^2\left[(1+35\alpha^3\beta)\left({\theta_{2LD}}^2-1\right)\right] \quad (12)$$

A Equação 13 é referente à solução do problema inerente à ocorrência da simples/dupla curvatura.

$$\lambda_b = M_{c,b} = \frac{-b\ \pm\sqrt{b^2-4ac}}{2a} \quad (13)$$

Sendo a, b e c dados pelas Equações de 14 a 16, respectivamente.

$$a = G_{11}G_{22} - G_{12}G_{21} \quad (14)$$

$$b = -G_{22}K_{11} - G_{11}K_{22} + G_{12}K_{12} + G_{21}K_{21} \quad (15)$$

$$c = K_{11}K_{12} - K_{12}K_{21} \quad (16)$$

As participações modais referentes à flambagem lateral distorcional ($MP_{LD}$) e lateral ($MP_L$), são dadas pelas Equações 17 e 18, respectivamente.

$$MP_{LD}(\%) = \frac{K_{11}(K_{12} - \lambda_b G_{12})^2}{K_{11}(K_{12} - \lambda_b G_{12})^2 + K_{22}(K_{11} - \lambda_b G_{11})} x100 \quad (17)$$

$$MP_L(\%) = 100 - MP_{LD}(\%) \quad (18)$$

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para as análises realizadas neste artigo foi utilizado o software GBTUL [11] disponível em https://sites.fct.unl.pt/gbt/pages/gbtul. O GBTUL é um software gratuito para a análise estrutural de membros de paredes finas com base na GBT. Desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Universidade NOVA de Lisboa, o programa permite realizar análises de flambagem, pós-flambagem e vibrações de perfis prismáticos, considerando os diferentes modos de deformação — globais, locais e distorcionais e suas respectivas participações na solução do problema analisado.

Para atingir os objetivos mencionados neste trabalho, as seguintes etapas foram realizadas:

I. Desenvolvimento e validação de modelo numérico no software GBTUL, com base no estudo de referência de Amaral *et al.* [12].
II. Definição de 12 modelos de vigas mistas aço-concreto compostas por perfis VS (vigas soldadas) duplamente simétricos, sendo 6 casos sujeitos à FLD-D e 6 à FLD-S.
III. Aplicação da discretização validada aos modelos definidos, com a finalidade de identificar numericamente a ocorrência da FLD-D e da FLD-S, por meio do GBTUL.
IV. Avaliação da precisão de métodos analíticos descritos na literatura, por comparação com os resultados numéricos obtidos, visando verificar a capacidade desses métodos em captar o fenômeno FLD-D e da FLD-S.
V. Análises considerando diferentes diagramas de momentos fletores negativos, conforme propostos nos Quadros 1 e 2, para obtenção dos momentos críticos elásticos associados à FLD-D e da FLD-S.
VI. Determinação dos coeficientes de distribuição de momentos fletores $C_{dist}$, associados à FLD-D e à FLD-S, por meio da razão entre os momentos críticos obtidos numericamente e os respectivos momentos fundamentais determinados pelas expressões propostas por Araújo *et al*. [3].
VII. Trabalho estatístico dos 552 resultados determinados para o $C_{dist}$ com proposta de equações de regressão linear múltipla capazes de predizer o seu valor, evitando-se, assim, o conservadorismo ao se tabelar o menor dos valores obtidos.

### 2.1 Validação do modelo numérico utilizando o software GBTUL

Para fins de validação do modelo desenvolvido neste trabalho, adotou-se como referência a viga analisada por Amaral *et al.* [12], apresentada na Figura 2, juntamente com os resultados numéricos por eles obtidos. Trata-se de uma viga mista de aço e concreto com distância entre vigas paralelas de 200 *cm*, rigidez rotacional da viga mista igual a 528 *kN.cm/rad./m*, vão da viga de 1500 *cm*, módulo de elasticidade do aço igual a 20000 *kN/cm²* e coeficiente de Poisson *v = 0,3*.

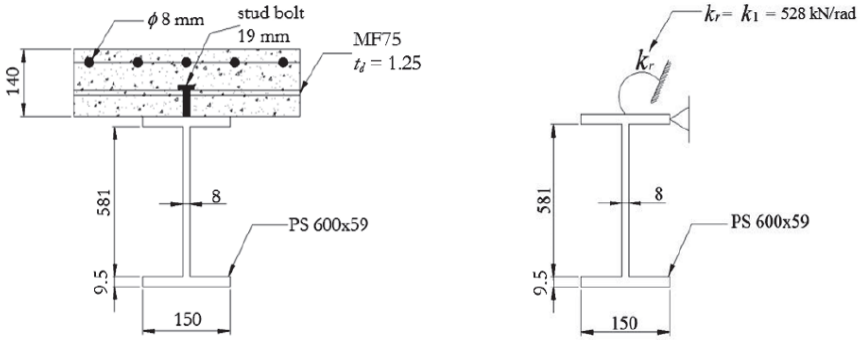



Figura 2 - Modelo de Amaral *et al*. [12] e utilizado para a validação dos modelos deste trabalho.

Este trabalho limitou-se à análise dos cenários descritos nos Quadros 1 e 2. Inicialmente, modelaram-se 46 vigas, V1 a V46, contendo os mesmos parâmetros geométricos e mecânicos adotados por Amaral *et al.* [12], com o objetivo de verificar a quantidade adequada de elementos finitos necessária para a discretização da viga considerada neste trabalho.

### 2.2 Modelos de vigas mistas de aço e concreto adotados no trabalho.

Neste trabalho foram adotados os modelos descritos nas Tabela 1 e 2, compostos por perfis VS (Viga Soldada) com seção transversal duplamente simétrica, módulo de elasticidade do aço igual a 20000 *kN/cm²* e coeficiente de Poisson *v = 0,30*. Foram considerados 6 modelos distintos para os casos de FLD-D e 6 para os casos de FLD-S, os quais, ao serem combinados com os diferentes cenários apresentados nos Quadros 1 e 2, resultaram em um total de 276 casos analisados para a determinação do momento crítico associado à FLD-D, mais 276 casos associados à FLD-S, gerando um total de 552 casos distintos estudados nesse trabalho. A nomenclatura proposta para as vigas segue a seguinte ordem: M - $k_r$ - $t_f$ - *L*.

| Modelo | $b_w$ $(cm)$ | $b_f$ $(cm)$ | $t_f$ $(cm)$ | $t_w$ $(cm)$ | $L$ $(cm)$ | $k_r$ $(kN.cm/rad/m)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M-50-5-1200 (M1) | 60,00 | 20,00 | 5,00 | 1,25 | 1200,00 | 50,00 |
| M-150-5-1200 (M2) | 60,00 | 20,00 | 5,00 | 1,25 | 1200,00 | 150,00 |
| M-500-5-1200 (M3) | 60,00 | 20,00 | 5,00 | 1,25 | 1200,00 | 500,00 |
| M-50-5.7-1500 (M4) | 60,00 | 20,00 | 5,70 | 1,25 | 1500,00 | 50,00 |
| M-150-5.7-1500 (M5) | 60,00 | 20,00 | 5,70 | 1,25 | 1500,00 | 150,00 |
| M-500-5.7-1500 (M6) | 60,00 | 20,00 | 5,70 | 1,25 | 1500,00 | 500,00 |

Tabela 1 - Descrição dos modelos adotados neste trabalho sujeitos à FLD-D.

| Modelo | $b_w$ $(cm)$ | $b_f$ $(cm)$ | $t_f$ $(cm)$ | $t_w$ $(cm)$ | $L$ $(cm)$ | $k_r$ $(kN.cm/rad/m)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| M-50-1.6-700 (M7) | 60,00 | 20,00 | 1,60 | 1,25 | 700,00 | 50,00 |
| M-150-1.6-700 (M8) | 60,00 | 20,00 | 1,60 | 1,25 | 700,00 | 150,00 |
| M-500-1.6-700 (M9) | 60,00 | 20,00 | 1,60 | 1,25 | 700,00 | 500,00 |
| M-50-2.5-1000 (M10) | 60,00 | 20,00 | 2,50 | 1,25 | 1000,00 | 50,00 |
| M-150-2.5-1000 (M11) | 60,00 | 20,00 | 2,50 | 1,25 | 1000,00 | 150,00 |
| M-500-2.5-1000 (M12) | 60,00 | 20,00 | 2,50 | 1,25 | 1000,00 | 500,00 |

Tabela 2 - Descrição dos modelos adotados neste trabalho sujeitos à FLD-S.

Após a validação do modelo numérico e a definição da quantidade ideal de elementos finitos de barra, procedeu-se à verificação numérica da ocorrência da FLD-D e da FLD-S nos modelos apresentados nas Tabelas 1 e 2, por meio do software GBTUL [11]. A discretização da seção transversal foi realizada conforme apresentado na Figura 3, na qual os nós 1 a 6 correspondem aos nós naturais da seção, enquanto os demais representam nós intermediários.

As restrições à translação lateral, representando o impedimento ao deslocamento lateral imposto pela laje de concreto, foram aplicadas ao nó 5 da seção transversal. Já a restrição à rotação da mesa superior, correspondente à rigidez rotacional simulada por uma mola elástica, foi imposta ao nó 2. A aplicação dessas restrições resultou nos principais modos de flambagem observados na Figura 4.

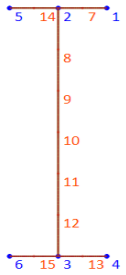



Figura 3 - Discretização utilizada nas seções transversais adotadas.

### 2.3 Aderência dos métodos analíticos aos resultados numéricos e determinação do $C_{dist}$

As formulações analíticas revisadas na literatura, correspondente aos autores [3, 4, 5, 6 e 7], foram originalmente desenvolvidas para estimar o momento crítico elástico associado à FLD-S em vigas submetidas a momentos fletores negativos uniformes. Dentre essas metodologias, destaca-se a proposta por Araújo *et al.* [2], que, apesar de também considerar regiões de momento negativo uniforme, possui a capacidade de capturar os efeitos relacionados à ocorrência da FLD-D no perfil de aço, onde há uma combinação dos modos 4 e 6 demonstrados na Figura 4.

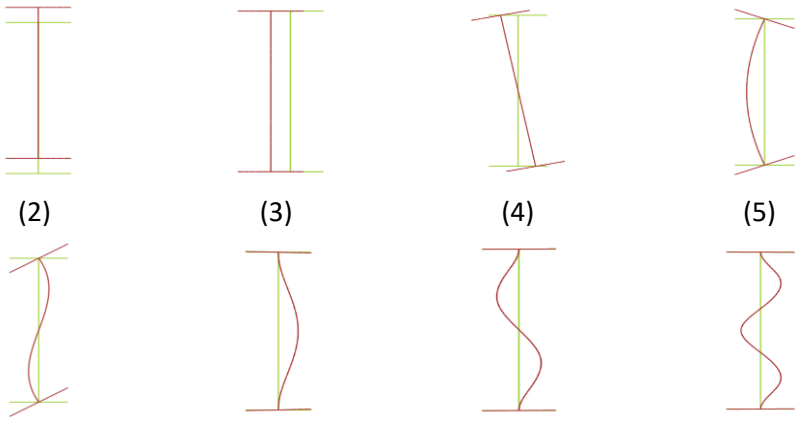



Figura 4 – Principais modos de flambagem associados à deformações verificadas pela GBT.

Na sequência, realizou-se a análise da aderência dos métodos analíticos apresentados na introdução aos resultados obtidos numericamente, com o intuito de avaliar sua acurácia na determinação da FLD-D, bem como a viabilidade de aplicação dos coeficientes de distribuição de momentos fletores $C_{dist}$, tabelados na ABNT NBR 8800:2025 [2], a estes métodos. Para tal, os modelos descritos nas Tabelas 1 e 2 foram submetidos a diferentes diagramas de momentos fletores negativos, conforme especificado nos Quadros 1 e 2. Utilizando o software GBTUL, foram determinados numericamente os momentos críticos elásticos associados à FLD-D e à FLD-S e os seus respectivos $C_{dist}$, conforme a Equação 19.

$$C_{dist.num} = \frac{M_{cr.num}}{M_{c,b}} \quad (19)$$

Sendo $C_{dist.num}$ o coeficiente de distribuição de momentos fletores, resultado da divisão do momento crítico ($M_{cr.num}$), determinado de forma numérica através do GBTUL considerando-se os diversos cenários dos Quadros 1 e 2, pelas expressões propostas por Araújo *et al*. [3] ($M_{c,b}$), o qual é capaz de determinar somente os momentos críticos associados à FLD-D e à FLD-S em regiões de momento negativo uniforme.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 5 traz os resultados da comparação entre os momentos críticos elásticos obtidos por Amaral *et al*. [12] e aqueles determinados numericamente no presente trabalho, com discretizações de 10, 30 e 40 elementos finitos de barra, denominadas N.E.F.10, N.E.F.30 e N.E.F.40, respectivamente. Nestes gráficos, a viga proposta por Amaral *et al*. [12], aliada à combinação dos cenários dos Quadros 1 e 2, ficou evidenciado que V1 a V9 (diagrama 1), V10 a V18 (diagrama 2), V19 a V27 (diagrama 3), V28 a V36 (diagrama 4), V37 a V41 (diagrama 5) e V42 a V46 (diagrama 6).

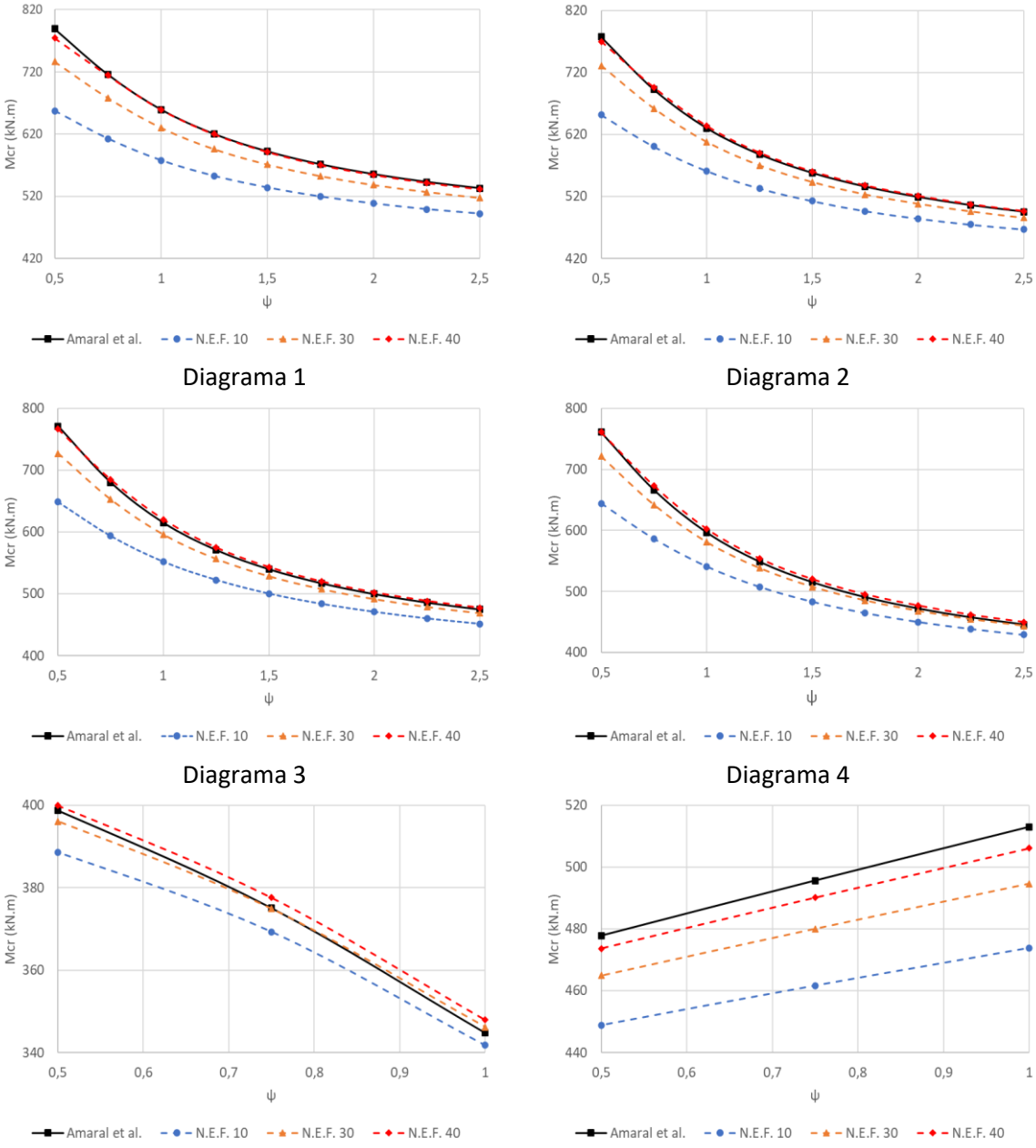



Figura 5 - Comparativos dos momentos críticos obtidos por Amaral *et al*. [12] e os obtidos a partir da modelagem no GBTUL: (a) V1 a V9, (b) V10 a V18, (c) V19 a V27, (d) V28 a V36, (e) V37 a V41 e (f) V42 a V46.

Com base nesse estudo e a partir da análise gráfica dos resultados apresentados na Figura 5, ficou claro que a discretização com 40 elementos finitos resultou em uma melhor concordância com os valores de referência obtidos por Amaral *et al.* [12]. Nesse sentido, adotou-se a discretização com 40 elementos

finitos para os modelos estruturais descritos nas Tabelas 1 e 2, conforme modelo discretizado no GBTUL e demonstrado na Figura 6 (a). Já a Figura 6 (b) mostra o modo de instabilidade do tipo FLD-D, resultante da aplicação de um momento concentrados na extremidade esquerda. A Figura 6 (c) apresenta a seção transversal da mesma viga evidenciando a dupla curvatura.




(a) (b) (c)

Figura 6 - (a) Viga discretizada no GBTUL contendo 40 elementos finitos de barra, carga distribuída de 0,01 kN/cm ao longo do vão e momento concentrado na extremidade esquerda de 1406 kN.cm, (b) Vista 3D de uma viga sujeita à FLD-D e (c) seção transversal da mesma viga com visualização da dupla curvatura.

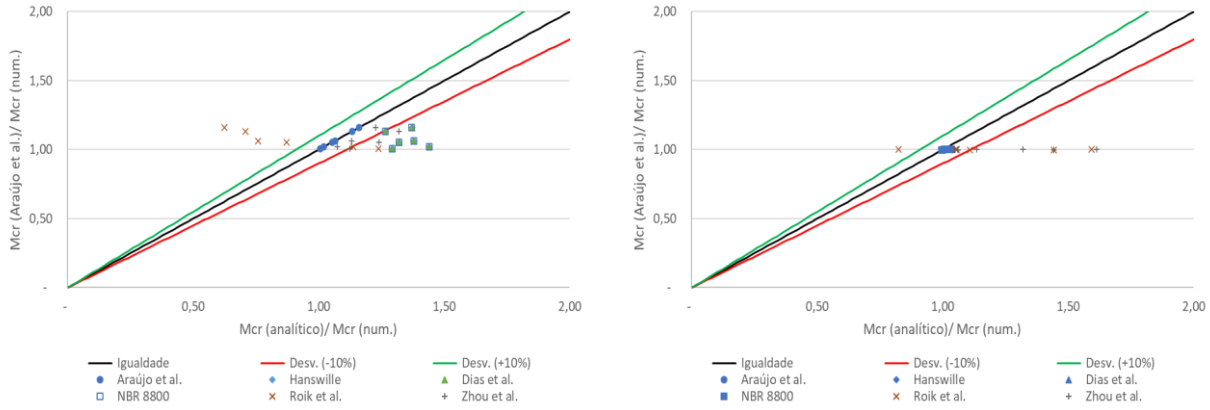
A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos no presente estudo levando-se em consideração as metodologias estudadas pelos diferentes autores citados na introdução, cuja tendência geral pode ser visualizada com maior clareza no gráfico da Figura 7. Observa-se, a partir da análise comparativa, uma excelente concordância entre os resultados numéricos fornecidos pelo GBTUL e aqueles estimados pela metodologia proposta por Araújo *et al*. [12], demonstrando sua efetividade na representação do fenômeno da FLD-D.

| **Modelo** | $M_{cr}\ (kN.m)$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $(a)$ | $(b)$ | $(c)$ | $(d)$ | $(e)$ | $(f)^1$ | $(GBTUL)^1$ |
| M-50-5-1200 (M1) | 3.411,61 | 3.411,61 | 3.411,21 | 1.906,13 | 3.555,40 | 3.055,21 | 2.694,55 |
| M-150-5-1200 (M2) | 3.781,02 | 3.781,02 | 3.779,41 | 2.495,96 | 3.555,40 | 3.022,94 | 2.865,57 |
| M-500-5-1200 (M3) | 4.085,91 | 4.085,91 | 4.084,30 | 3.913,78 | 3.555,40 | 3.180,29 | 3.160,07 |
| M-50-5.7-1500 (M4) | 4.388,08 | 4.388,08 | 4.387,05 | 1.996,31 | 3.927,14 | 3.713,21 | 3.200,43 |
| M-150-5.7-1500 (M5) | 4.791,83 | 4.791,83 | 4.790,80 | 2.635,39 | 3.927,14 | 3.698,78 | 3.474,44 |
| M-500-5.7-1500 (M6) | 5.268,22 | 5.268,22 | 5.267,19 | 4.159,98 | 3.927,14 | 3.731,71 | 3.657,30 |

1 – Resultados associados à FLD-D.

Tabela 3 - Resultados analíticos: (a) Hanswille I.G. [4], (b) Dias *et al*. [6], (c) NBR 8800:2025 [2], (d) Roik *et al*. [7], (e) Zhou *et al*. [6], (f) Araújo *et al*. [12] e (g) numericamente através do GBTUL [11].

É notório que resultados obtidos pelos demais autores não apresentaram boa aderência aos resultados numéricos obtidos neste trabalho, podendo-se concluir que não são apropriados para análises relativas ao momento crítico associado à FLD-D, levando a valores, em sua maioria, superiores aos determinados em situação de dupla curvatura.




(a) (b)

Figura 7 - Gráfico de aderência dos resultados fornecidos pelos autores da Tabela 4 normalizados pelos valores determinados numericamente através do GBTUL. (a) FLD-D e (b) FLD-S.

Verifica-se uma boa concordância entre os resultados apresentados por Araújo *et al*. [3], Hanswille [4], Dias *et al*. [6] e pela norma NBR 8800:2025 [2] aos casos de FLD-S. Já os para resultados numéricos referentes à FLD-D, não se verificou aderência aos resultados de nenhum dos autores, exceto àqueles apresentados através das expressões propostas por Araújo *et al*. [3].

### 3.1 Coeficientes de distribuição de momentos fletores propostos

As Tabelas 5 a 10 apresentam os coeficientes de distribuição de momentos fletores $C_{dist}$ obtidos para os 552 casos analisados, calculados com base na aplicação da Equação 19, conforme descrito no tópico 2.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,50 | 2,50 | 2,54 | 2,43 | 2,25 | 2,28 | 2,29 | 4,46 | 3,01 | 2,27 | 3,64 | 3,04 | 2,67 |
| 0,75 | 2,42 | 2,49 | 2,43 | 2,02 | 2,08 | 2,13 | 4,70 | 3,24 | 2,49 | 3,47 | 3,00 | 2,73 |
| 1,00 | 2,16 | 2,26 | 2,24 | 1,81 | 1,88 | 1,95 | 4,36 | 3,09 | 2,44 | 3,05 | 2,73 | 2,55 |
| 1,25 | 1,97 | 2,08 | 2,08 | 1,67 | 1,74 | 1,82 | 3,93 | 2,86 | 2,31 | 2,70 | 2,48 | 2,36 |
| 1,50 | 1,82 | 1,94 | 1,96 | 1,57 | 1,65 | 1,72 | 3,55 | 2,65 | 2,17 | 2,45 | 2,30 | 2,22 |
| 1,75 | 1,72 | 1,84 | 1,87 | 1,50 | 1,58 | 1,66 | 3,25 | 2,48 | 2,06 | 2,27 | 2,16 | 2,11 |
| 2,00 | 1,65 | 1,77 | 1,80 | 1,44 | 1,53 | 1,61 | 3,02 | 2,35 | 1,97 | 2,13 | 2,06 | 2,02 |
| 2,25 | 1,59 | 1,71 | 1,75 | 1,40 | 1,49 | 1,57 | 2,84 | 2,24 | 1,90 | 2,03 | 1,98 | 1,95 |
| 2,50 | 1,54 | 1,67 | 1,71 | 1,37 | 1,45 | 1,53 | 2,70 | 2,15 | 1,84 | 1,95 | 1,91 | 1,90 |

Tabela 4 - Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 1.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,50 | 2,54 | 2,59 | 2,49 | 2,23 | 2,27 | 2,29 | 4,56 | 3,09 | 2,34 | 3,67 | 3,08 | 2,72 |
| 0,75 | 2,34 | 2,43 | 2,39 | 1,95 | 2,02 | 2,07 | 4,61 | 3,23 | 2,51 | 3,34 | 2,93 | 2,70 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 2,04 | 2,16 | 2,15 | 1,72 | 1,80 | 1,87 | 4,06 | 2,96 | 2,38 | 2,83 | 2,58 | 2,45 |
| 1,25 | 1,83 | 1,95 | 1,97 | 1,57 | 1,65 | 1,73 | 3,47 | 2,65 | 2,19 | 2,45 | 2,30 | 2,23 |
| 1,50 | 1,69 | 1,81 | 1,84 | 1,47 | 1,55 | 1,63 | 3,02 | 2,40 | 2,02 | 2,19 | 2,10 | 2,06 |
| 1,75 | 1,58 | 1,71 | 1,74 | 1,40 | 1,48 | 1,56 | 2,68 | 2,21 | 1,88 | 2,01 | 1,96 | 1,93 |
| 2,00 | 1,51 | 1,63 | 1,67 | 1,35 | 1,43 | 1,51 | 2,44 | 2,06 | 1,78 | 1,88 | 1,85 | 1,84 |
| 2,25 | 1,45 | 1,57 | 1,62 | 1,31 | 1,39 | 1,47 | 2,26 | 1,95 | 1,70 | 1,78 | 1,77 | 1,76 |
| 2,50 | 1,40 | 1,53 | 1,57 | 1,28 | 1,35 | 1,43 | 2,13 | 1,87 | 1,64 | 1,71 | 1,71 | 1,70 |

Tabela 5 – Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 2.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,50 | 2,54 | 2,60 | 2,50 | 2,22 | 2,26 | 2,28 | 4,56 | 3,11 | 2,36 | 3,65 | 3,08 | 2,74 |
| 0,75 | 2,29 | 2,39 | 2,35 | 1,91 | 1,98 | 2,04 | 4,48 | 3,18 | 2,50 | 3,24 | 2,88 | 2,67 |
| 1,00 | 1,98 | 2,10 | 2,10 | 1,68 | 1,76 | 1,83 | 3,79 | 2,86 | 2,33 | 2,70 | 2,50 | 2,39 |
| 1,25 | 1,76 | 1,89 | 1,91 | 1,53 | 1,61 | 1,68 | 3,13 | 2,51 | 2,11 | 2,31 | 2,20 | 2,14 |
| 1,50 | 1,61 | 1,74 | 1,77 | 1,42 | 1,50 | 1,58 | 2,64 | 2,24 | 1,92 | 2,05 | 1,99 | 1,95 |
| 1,75 | 1,51 | 1,63 | 1,67 | 1,35 | 1,43 | 1,51 | 2,30 | 2,04 | 1,78 | 1,88 | 1,83 | 1,81 |
| 2,00 | 1,43 | 1,55 | 1,60 | 1,30 | 1,38 | 1,45 | 2,08 | 1,90 | 1,67 | 1,75 | 1,72 | 1,71 |
| 2,25 | 1,37 | 1,49 | 1,54 | 1,26 | 1,33 | 1,41 | 1,92 | 1,79 | 1,59 | 1,66 | 1,64 | 1,63 |
| 2,50 | 1,33 | 1,44 | 1,49 | 1,22 | 1,30 | 1,38 | 1,81 | 1,71 | 1,53 | 1,59 | 1,57 | 1,57 |

Tabela 6 – Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 3.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,50 | 2,43 | 2,50 | 2,43 | 2,11 | 2,17 | 2,21 | 4,36 | 3,01 | 2,31 | 3,47 | 2,98 | 2,68 |
| 0,75 | 2,13 | 2,26 | 2,26 | 1,81 | 1,90 | 1,97 | 4,04 | 2,98 | 2,40 | 2,99 | 2,75 | 2,59 |
| 1,00 | 1,86 | 2,00 | 2,03 | 1,60 | 1,69 | 1,77 | 3,24 | 2,62 | 2,24 | 2,49 | 2,39 | 2,26 |
| 1,25 | 1,68 | 1,80 | 1,82 | 1,46 | 1,55 | 1,62 | 2,56 | 2,27 | 1,99 | 2,15 | 2,00 | 1,95 |
| 1,50 | 1,53 | 1,62 | 1,66 | 1,37 | 1,45 | 1,52 | 2,13 | 1,99 | 1,76 | 1,91 | 1,76 | 1,73 |
| 1,75 | 1,40 | 1,50 | 1,54 | 1,30 | 1,38 | 1,44 | 1,87 | 1,80 | 1,61 | 1,74 | 1,61 | 1,59 |
| 2,00 | 1,32 | 1,41 | 1,41 | 1,24 | 1,32 | 1,38 | 1,71 | 1,66 | 1,51 | 1,62 | 1,51 | 1,50 |
| 2,25 | 1,26 | 1,35 | 1,40 | 1,19 | 1,27 | 1,33 | 1,59 | 1,56 | 1,43 | 1,54 | 1,43 | 1,43 |
| 2,50 | 1,21 | 1,30 | 1,35 | 1,15 | 1,24 | 1,29 | 1,51 | 1,49 | 1,38 | 1,47 | 1,37 | 1,37 |

Tabela 7 – Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 4.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,00 | 1,16 | 1,29 | 1,34 | 1,10 | 1,17 | 1,25 | 1,66 | 1,47 | 1,33 | 1,36 | 1,41 | 1,43 |
| 0,25 | 1,10 | 1,22 | 1,27 | 1,05 | 1,12 | 1,19 | 1,47 | 1,36 | 1,24 | 1,27 | 1,32 | 1,34 |
| 0,50 | 1,04 | 1,15 | 1,20 | 1,00 | 1,07 | 1,14 | 1,29 | 1,24 | 1,17 | 1,18 | 1,23 | 1,24 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,75 | 0,97 | 1,06 | 1,11 | 0,94 | 1,01 | 1,07 | 1,14 | 1,13 | 1,09 | 1,10 | 1,12 | 1,12 |
| 1,00 | 0,88 | 0,95 | 0,99 | 0,86 | 0,94 | 0,98 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Tabela 8 - Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 5.

| Ψ | $C_{dist}$ (FLD-D) | | | | | | $C_{dist}$ (FLD-S) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 | M7 | M8 | M9 | M10 | M11 | M12 |
| 0,00 | 1,16 | 1,29 | 1,34 | 1,10 | 1,17 | 1,25 | 1,66 | 1,47 | 1,33 | 1,36 | 1,41 | 1,43 |
| 0,25 | 1,22 | 1,35 | 1,40 | 1,14 | 1,22 | 1,30 | 1,85 | 1,59 | 1,41 | 1,45 | 1,49 | 1,52 |
| 0,50 | 1,28 | 1,41 | 1,46 | 1,19 | 1,27 | 1,35 | 2,04 | 1,70 | 1,50 | 1,55 | 1,58 | 1,60 |
| 0,75 | 1,34 | 1,47 | 1,52 | 1,23 | 1,31 | 1,39 | 2,24 | 1,82 | 1,58 | 1,65 | 1,66 | 1,67 |
| 1,00 | 1,41 | 1,53 | 1,58 | 1,27 | 1,36 | 1,44 | 2,44 | 1,94 | 1,66 | 1,76 | 1,74 | 1,75 |

Tabela 9 - Coeficientes $C_{dist}$ determinados para o Diagrama 6.

A Figura 8 traz uma representação gráfica dos dados contidos nas Tabelas 4 a 9, permitindo uma visualização mais clara das tendências observadas. Nota-se que os modelos de vigas adotados neste estudo, conforme descrito nas Tabela 1 e 2 e caracterizados pela predominância da FLD-D e FLD-S, respectivamente, resultaram em valores do coeficiente de distribuição de momentos fletores $C_{dist}$, em alguns casos, inferiores àqueles recomendados pela NBR 8800:2025 [2].

Para evitar um dimensionamento excessivamente conservador, decorrente da adoção do menor valor de $C_{dist}$ entre os apresentados nas Tabelas 4 a 9, realizou-se uma análise estatística para cada conjunto de dados. Essa análise resultou na formulação de equações de regressão linear múltipla (Equações 20 a 25) para a estimativa de $C_{dist}$ , associando uma equação a cada diagrama de momento fletor avaliado (isto é, $C_{dist,1}$ para o Diagrama 1, $C_{dist,2}$ para o Diagrama 2, e assim por diante). A acurácia das estimativas fornecidas por essas equações é avaliada nas Figuras 9 e 10, as quais apresentam os valores dos momentos críticos numéricos (eixo das ordenadas) pelos momentos determinados através das expressões propostas por Araújo *et al*. [3] (eixo das abscissas), normalizados pela razão entre os respectivos momentos de início de plastificação das seções, considerando-se uma tensão de escoamento do aço igual a 345 *MPa*.

As equações de regressão linear múltipla (Equações de 20 a 25) foram obtidas através da utilização do software Sisdea. Trata-se de um software comercial que proporciona uma gama de técnicas matemáticas e estatísticas, incluindo inferência estatística, regressão linear, regressão não linear, análise de envoltória de dados (DEA) e redes neurais artificiais. Todas as equações propostas, após o tratamento estatísitico, apresentaram coeficiente de correlação superior a 0,9 e desvio padrão inferior a 0,03 e 0,05 para os casos de FLD-D e FLD-S, respectivamente.

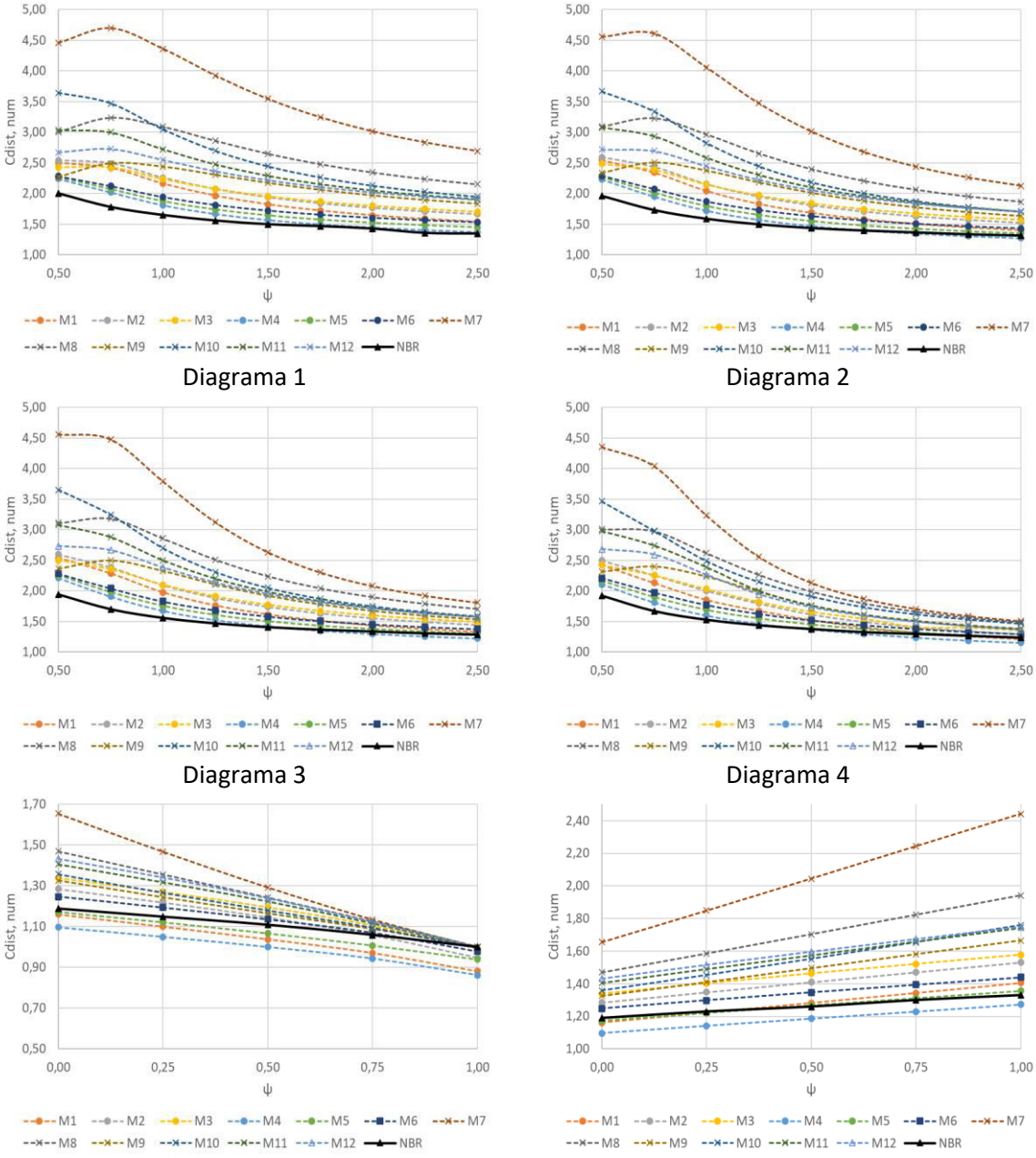



Diagrama 1 Diagrama 2

Diagrama 3 Diagrama 4

Diagrama 5 Diagrama 6

Figura 8 - Gráficos comparativos entre os coeficientes $C_{dist}$ determinados neste trabalho e os fornecidos pela NBR 8800:2024 [2] para os diversos diagramas de momento fletores. Pontos nos gráficos com circulo hachurado (casos de FLD-D) e com "x" (casos de FLD-S).

$$C_{dist.1} = \begin{cases} e\text{^}\left[1{,}279 - 0{,}216\psi - 0{,}000213L + \dfrac{20{,}757}{k_r}\right], se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ 3{,}193 - 0{,}555\ ln(\psi) - 0{,}000819L - \dfrac{7{,}132}{k_r}, se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (20)$$

$$C_{dist.2} = \begin{cases} e\text{^}\left[1{,}222 - 0{,}282\psi - 0{,}000105L + \dfrac{16{,}433}{k_r}\right], se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ e\text{^}[1{,}027 - 0{,}347ln(\psi) - 0{,}000423L + 0{,}039\ ln(k_r)], se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (21)$$

$$C_{dist.3} = \begin{cases} e\text{^}[1{,}884 - 0{,}337\psi - 0{,}000159L - 0{,}089ln(k_r)], se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ e\text{^}[0{,}966 - 0{,}377ln(\psi) - 0{,}000401L + 0{,}0407ln\ (k_r)], se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (22)$$

$$C_{dist.4} = \begin{cases} (0{,}142 + 0{,}194\psi + 0{,}0000654L + 0{,}000134k_r)^{-1}, se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ e\text{^}\left[1{,}055 - 0{,}389ln(\psi) - 0{,}000318L - \dfrac{4{,}909}{k_r}\right], se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (23)$$

$$C_{dist.5} = \begin{cases} 1{,}5 - 0{,}422\psi - 0{,}0000661L - \dfrac{1{,}562}{k_r}, se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ e\text{^}\left[0{,}533 - 0{,}244\psi - 0{,}00019L - \dfrac{7{,}284}{k_r}\right], se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (24)$$

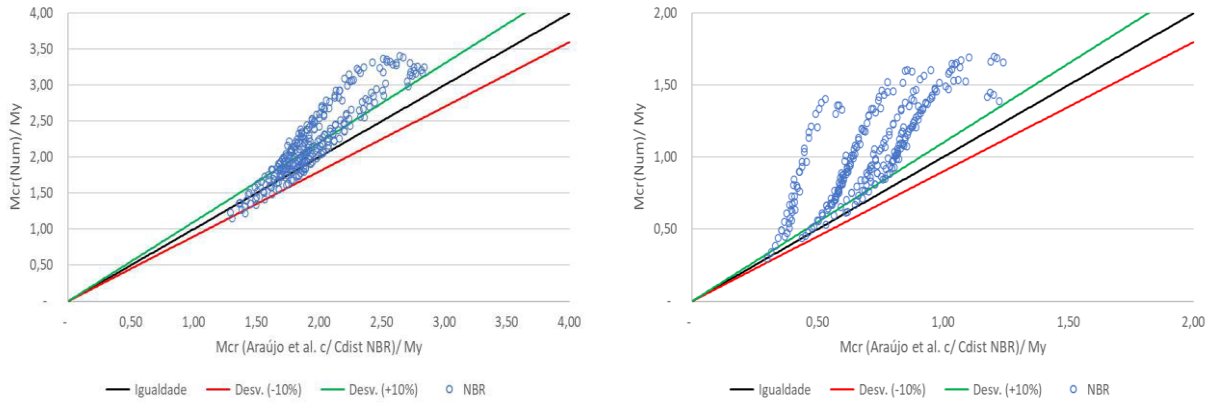
$$C_{dist.6} = \begin{cases} \left(0{,}571 - 0{,}139\psi + 0{,}000166L + 0{,}00616ln(k_r)\right)^{-1}, se\ t_f/t_w \leq 3{,}5 \\ \left(0{,}471 - 0{,}121\psi + 0{,}000221L + \dfrac{5{,}302}{k_r}\right)^{-1}, se\ t_f/t_w > 3{,}5 \end{cases} \quad (25)$$

O gráfico da Figuras 9 traz os resultados obtidos a partir das expressões propostas por Araújo *et al*. [3], aos quais foram aplicados os coeficientes $C_{dist}$ dos Quadros 1 e 2, normalizados pelo respectivo momento de plastificação, já descrito anteriormente. Nota-se que os resultados das expressões propostas por Araújo *et al*. [3], aliadas aos coeficientes de distribuição de momentos fletores dos Quadro 1 e 2, fornecem valores de momentos críticos superiores aos determinados de forma numérica para a FLD-D. Já o gráfico da Figura 10 foi elaborado a partir da aplicação das equações 20 a 25 para a determinação dos coeficientes de distribuição de momentos fletores e posterior inserção nos resultados das expressões propostas por Araújo *et al*. [3] para o cálculo do momento crítico à FLD-D e à FLD-S relacionados aos diferentes cenários dos Quadros 1 e 2. Os resultados obtidos demonstraram uma melhor aderência aos resultados numéricos.

Uma observação pertinente é que as expressões propostas para a determinação do $C_{dist}$ são limitadas a vigas mistas de aço e concreto com vãos entre 7,00 *m* e 10,0 *m* com relação $t_f/t_w \leq 3{,}5$ e vãos superiores a 12,0 *m* com relação $t_f/t_w > 3{,}5$, para os casos de FLD-S e FLD-D, respectivamente.

Uma análise dos dados dos gráficos das Figuras 9 (a) e 9 (b), demonstrou que a aplicação dos coeficientes dos Quadros 1 e 2 aos resultados propostos pelas expressões de Araújo *et al*. [3], resultaram em uma

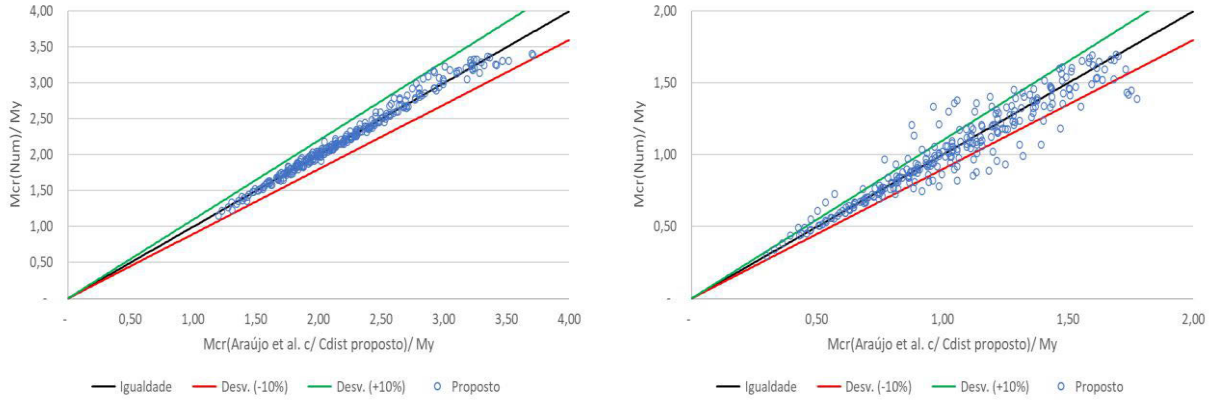
diferença máxima em relação aos valores numéricos, em termos percentuais, de 28,84 % e 62,50 % para FLD-D e FLD-S, respectivamente. Sendo os desvios padrões identificados, nestas mesmas circunstâncias, iguais a 0,10 e 0,14.




(a) (b)

Figura 9 - Gráfico de aderência dos resultados fornecidos pelas expresões propostas por Araújo *et al*. [3], com aplicação dos coeficientes dos Quadros 1 e 2, ao momento crítico numérico, ambos normalizados pelo momento de início de plastificação. (a) FLD-D e (b) FLD-S.

Por outro lado, uma análise dos dados dos gráficos das Figuras 10 (a) e 10 (b), demonstrou que a aplicação dos coeficientes obtidos através das Equações 20 a 25 aos resultados propostos pelas expressões de Araújo *et al*. [3], resultaram em uma diferença máxima em relação aos valores numéricos, em termos percentuais, de 7,69 % e 27,96 % para FLD-D e FLD-S, respectivamente. Sendo os desvios padrões identificados, nestas mesmas circunstâncias, iguais a 0,03 e 0,10.




(a) (b)

Figura 10 - Gráfico de aderência dos resultados fornecidos pelas expressões propostas por Araújo *et al*. [3], com aplicação do $C_{dist}$ fornecidos pelas Equações 20 a 25, ao momento crítico numérico, ambos normalizados pelo momento de plastificação. (a) FLD-D e (b) FLD-S.

## 4 CONCLUSÃO

A presente pesquisa demonstrou que os coeficientes de distribuição de momentos fletores ($C_{dist}$) fornecidos pela NBR 8800:2025 [2] não representam adequadamente os efeitos da flambagem lateral com distorção associada à FLD-D em vigas mistas de aço e concreto com razão $t_f/t_w \geq 3{,}5$. Através de simulações numéricas utilizando o GBTUL, foi possível identificar a ocorrência do fenômeno de FLD-D em diversos cenários de carregamento, além de calcular os momentos críticos elásticos com maior precisão. A comparação entre os resultados obtidos e as metodologias analíticas existentes revelou que apenas o modelo de Araújo et al. (2022) é eficaz na representação da FLD-D, porém limitado a regiões de momento negativo uniforme.

Com base nestes resultados, foram propostos novos coeficientes $C_{dist}$ calibrados numericamente para seis tipos de diagramas de momentos fletores negativos, os quais demonstraram diferenças significativas em relação aos coeficientes da norma. Adicionalmente, foram desenvolvidas equações de regressão com alta acurácia para estimativa dos coeficientes $C_{dist}$ em função de variáveis como o vão da viga, rigidez rotacional da laje e razão de carregamento ψ.

Os resultados apresentados contribuem significativamente para o aprimoramento do dimensionamento de vigas mistas submetidas a momentos negativos variáveis, especialmente em situações críticas de instabilidade com dupla curvatura. As expressões propostas são aplicáveis a perfis com a relação $t_f/t_w \geq 3{,}50$ e vãos superiores a 12,00 m, oferecendo uma alternativa mais realista e segura ao projeto de estruturas mistas. Recomenda-se que estudos futuros ampliem a base de dados numéricos com modelos experimentais e verifiquem a aplicabilidade das equações propostas a diferentes condições de contorno e tipos de seções transversais.

## REFERÊNCIAS

1 Dietrich, M.; Calenzani, A. F. G.; Fakury, R. H. Analysis of rotational stiffness of steel-concrete composite beams for lateral-torsional buckling. Engineering Structures, v. 198, 2019.

2 Associação brasileira de normas técnicas. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. 2025.

3 Araujo, H.; Andrade JR, C.; Basaglia, C.; Camotim, D. Lateral-distortional buckling of steel-concrete composite beams: Kinematics, constrained-mode GBT and analytical formulae. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 192, 2022.

4 Hanswille, G.; Lindner, J.; Münich, D. Zum Biegedrillknicken von Verbundträgern. Stahlbau, v. 87, n. 11, p. 1121‑1132, 1998.

5 Zhou, W.; Li, S.; Yan, W. Practical formulas towards distortional buckling failure analysis for steel-concrete composite beams. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2016.

6 Dias, J. V. F.; Oliveira, J. P. S.; Calenzani, A. F. G.; Fakury, R. H. Elastic Critical Moment of Lateral-Distortional Buckling of Steel-Concrete Composite Beams under Uniform Hogging Moment. International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 19, n. 7, 2019.

7 Roik, K.; Hanswille, G.; Kina, J. Zur Frage des Biegedrillknickens bei Verbundtragern. Stahlbau, v. 59, n. 11, p. 327‑333, 1990.

8 Rossi, A.; Nicoletti, R.S.; De Souza, A.S.C.; Martins, C.H. – “Lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams: a review”, *Structures*, Vol. 27, Outubro, 2020, p. 1299-1312.

9 Silvestre, N. – “Distortional mechanics of restrained steel sections”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, nº 7, 2010, p. 873-884.

10 Mittelstedt, C. – Generalized beam theory for the analysis of thin-walled structures—A state-of-the-art survey. Thin-Walled Structures, v. 200, July 2024.

11 Bebiano, R.; Camotim, D.; Gonçalves, R. GBTUL 2.0 – A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. Thin-Walled Structures, v. 124, n. December 2017, p. 235‑257, 2018.

12 Amaral, T. V.; Oliveira, J. P. S.; Calenzani, A. F. G.; Teixeira, F. B. Lateral distortional buckling of continuous steel-concrete composite beam. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 11, n. 4, p.719–756, 2018.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Outros temas - Estudo de Caso - Silo Estrutural em Prédio Industrial para Mineração

# SILO ESTRUTURAL: SOLUÇÃO DE ENGENHARIA PARA VIABILIZAÇÃO DO PROJETO CAPANEMA UMIDADE NATURAL - VALE®

Amaury Eloy Carvalho Araújo Sales [1]
Luciana Barros Chaves de Paula [2]
Laís Cristina Benevides Pereira [3]

**Resumo**

Esse artigo aborda a solução de engenharia da AtkinsRéalis adotada em dois prédios de processo em planta de mineração, com o objetivo de viabilizar o projeto. Por se tratar de um empreendimento do tipo "brownfield" com área de proteção ambiental no entorno, havia uma limitação de área de terreno para uma fase do beneficiamento do minério que implicou dimensões limitantes para as edificações. A solução técnica adotada consistiu na incorporação da estrutura do silo à estrutura dos prédios de Peneiramento e Britagem Terciária, permitindo que ambos funcionassem de forma integrada. Atualmente, essas edificações encontram-se em fase de operação.

**Palavras-chave**: Silo, Mineração, Estrutura Metálica

# STRUCTURAL SILO: ENGINEERING SOLUTION FOR THE FEASIBILITY OF THE CAPANEMA NATURAL HUMIDITY PROJECT - VALE®

**Abstract**

This paper discusses the engineering solution adopted in two process buildings at a mining plant, aiming to make the implementation of the project. As a brownfield project with a surrounding environmental protection area, there was a land area limitation for one phase of ore processing, which resulted in restricted building dimensions. The technical solution was to incorporate the silo structure into the tertiary Screening and Crushing Buildings, which now operate as an integrated system. Currently, these buildings are in the operational phase.

**Keywords**: Silo, Mining, Steel Structure

[1] Engenheiro Civil e Mestre em Construções Metálicas pela UFOP, Responsável de Disciplina Estrutura Metálica da AtkinsRéalis, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenheira Civil e Mestre em Engenharia de Estruturas pela UFMG, Engenheira Calculista da Disciplina Estruturas Metálicas da AtkinsRéalis, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[3] Engenheira Civil graduada pela UFMG, Engenheira Calculista da Disciplina Estruturas Metálicas da AtkinsRéalis, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

## 1 INTRODUÇÃO

A disciplina Estruturas Metálicas da AtkinsRéalis possui vasta experiência em projetos desafiadores no setor de mineração. Na Mina de Capanema da Vale, por exemplo, nossa equipe foi fundamental para viabilizar a última fase do beneficiamento do minério em uma área com restrições ambientais e de espaço.

A proteção ambiental exigiu que a área utilizada pela planta não ultrapassasse os limites já ocupados na atividade de 20 anos atrás. Assim, antes da chegada ao Pátio de Homogeneização, a única área livre disponível para aquela fase do novo projeto era muito restrita. Especialmente nesta região, o layout precisou ser adaptado a condições extremamente limitantes quanto ao espaço.

A solução técnica adotada, embora mais complexa, permitiu a redução das dimensões das edificações por meio da incorporação dos silos da Britagem Terciária e do Peneiramento Terciário à estrutura dos respectivos prédios.

Em plantas de beneficiamento, a configuração convencional é o silo se apoiar sobre vigas do prédio que, por sua vez, é uma estrutura independente. No silo estrutural, os reforços do silo e o seu costado são soldados às colunas de tal modo que silo e prédio trabalham em conjunto, como um sistema único, reduzindo a largura dos prédios.



Figura 1- Modelo 3D do Prédio do Peneiramento Terciário

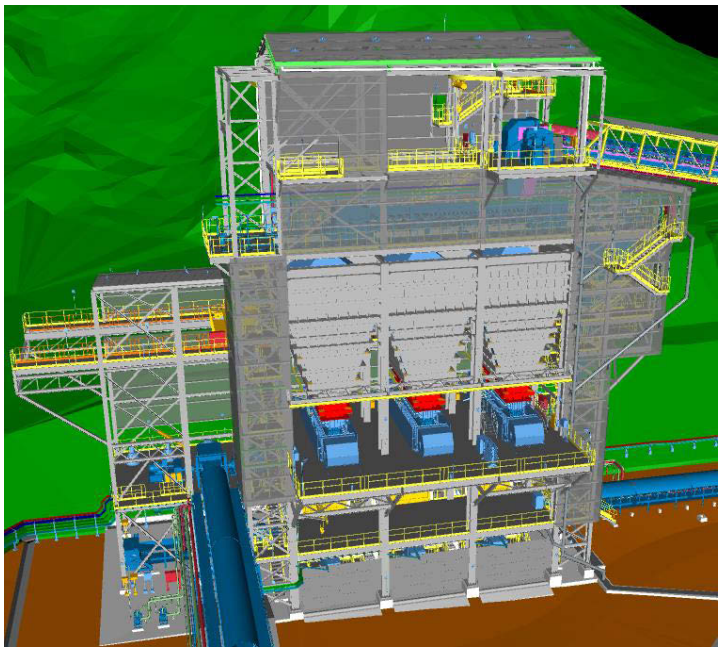


Figura 2- Modelo 3D do Prédio da Britagem Terciária

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os prédios do Peneiramento e Britagem do circuito terciário foram dimensionados com os silos metálicos incorporados à estrutura convencional, contribuindo para o comportamento global e a estabilidade das edificações. Essa configuração exigiu a elaboração de um modelo estrutural conjunto, contemplando silo e prédio:

- A estrutura metálica do prédio foi modelada e dimensionada por elementos de barra;
- A estrutura do silo metálico foi modelada com elementos de área Shell-Thick aplicados às chapas do costado e aos enrijecedores horizontais e verticais.

Para a análise estrutural integrada, as colunas do prédio que suportam os silos foram modeladas em elementos de área ao longo de todo o trecho em contato com a estrutura dos silos, estendendo-se por mais três metros abaixo do ponto de apoio. Essa extensão teve como objetivo permitir a transição adequada entre elementos de área e de barra em uma região isenta de carregamentos concentrados, garantindo melhor resposta na transmissão de esforços, comportamento global do modelo e análise das estruturas.

As cargas atuantes nos silos -peso próprio, sobrecarga do material armazenado, vento e temperatura - foram aplicadas diretamente nos elementos de área. Já as cargas associadas aos prédios -peso próprio, sobrecargas, equipamentos, vento, temperatura – foram aplicadas nos elementos de barra. Com isso, a estrutura passou a atuar de forma integrada, com os silos sendo suportados pelas colunas dos prédios e,

simultaneamente, contribuindo para a estabilidade global como elementos rígidos, conectados às colunas por meio dos enrijecedores horizontais (perfis do tipo I, T e seção caixa) ao longo do trecho reto.

Para a análise da estabilidade global e o dimensionamento das barras estruturais dos prédios, utilizou-se o modelo integrado silo-prédio.

Já para o dimensionamento detalhado dos silos, foi necessária uma discretização mais refinada dos elementos de área, realizada em um modelo separado, posteriormente compatibilizado com o modelo estrutural completo.

**2.1 Silo do Peneiramento Terciário**

O Peneiramento Terciário é composto por um edifício em estrutura metálica, com dimensões de 33,9 metros de largura, 48 metros de comprimento e 57 metros de altura. O silo associado possui seis tremonhas, com largura interna de 8,1 metros e comprimento interno total de 47,3 metros. A altura da parede vertical é de 4,1 metros, enquanto a altura das tremonhas é de 9,8 metros.

As figuras 3 e 4 ilustram o modelo estrutural de análise conjunto, silo integrado ao prédio, e a figura 5 indica as dimensões da seção transversal do silo estrutural.

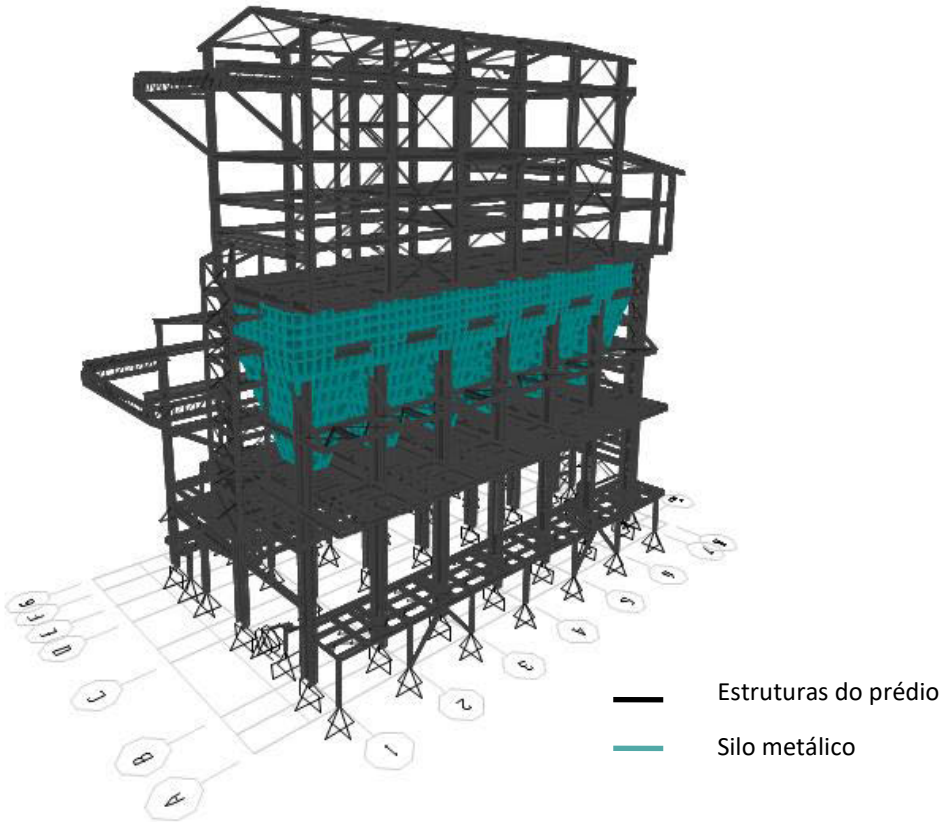



Figura 3- Perspectiva 1 do Modelo Estrutural do Prédio do Peneiramento Terciário

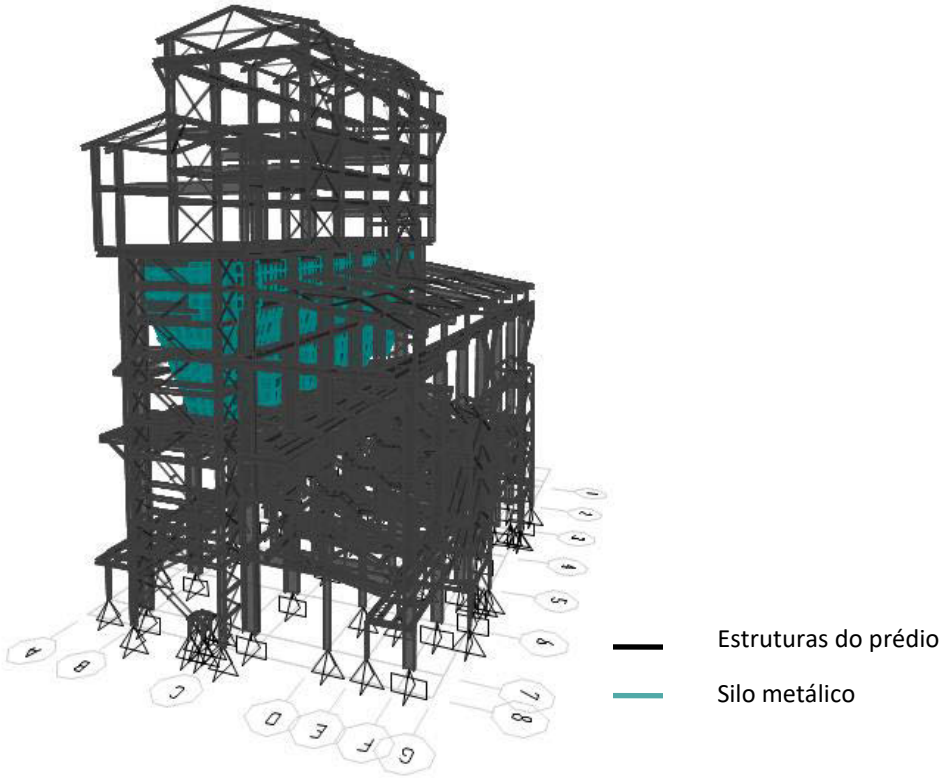



Figura 4 - Perspectiva 2 do Modelo Estrutural do Prédio do Peneiramento Terciário

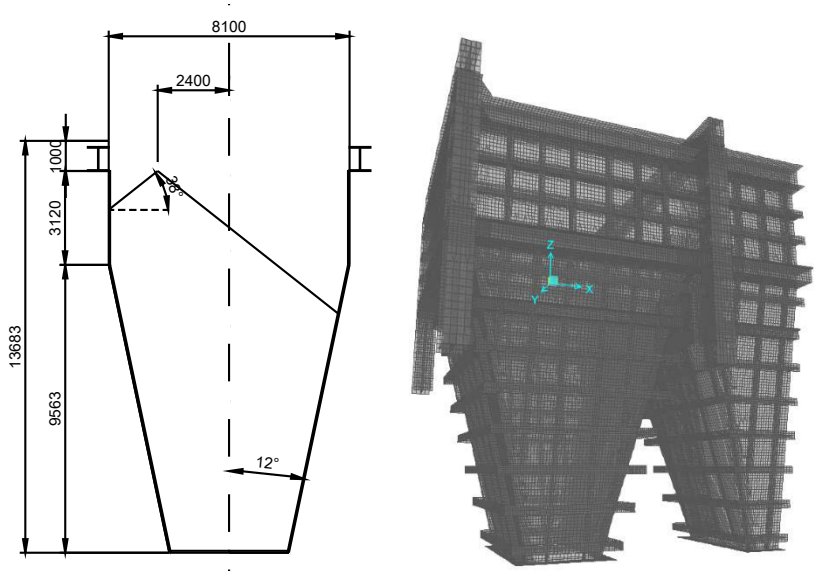



Figura 5- Silo do Prédio do Peneiramento Terciário (medidas em mm)

Para viabilizar uma discretização refinada no modelo de análise do silo estrutural, foram modeladas integralmente a primeira tremonha e metade da segunda. A extremidade do modelo recebeu condições de contorno representativas de um plano de simetria.

O silo do Peneiramento Terciário é constituído por um costado formado por chapas metálicas com espessuras variando entre 16 mm e 25 mm, enrijecidas por nervuras horizontais e verticais com seções transversais em T ou em caixa. O apoio do silo ocorre através dos enrijecedores horizontais da parte reta do equipamento conectados às colunas da estrutura, sendo o principal elemento de sustentação um anel com seção em caixa, rigidamente soldado às colunas do edifício.

O carregamento do silo é efetuado por dois transportadores móveis, conforme ilustrado na Figura 6.

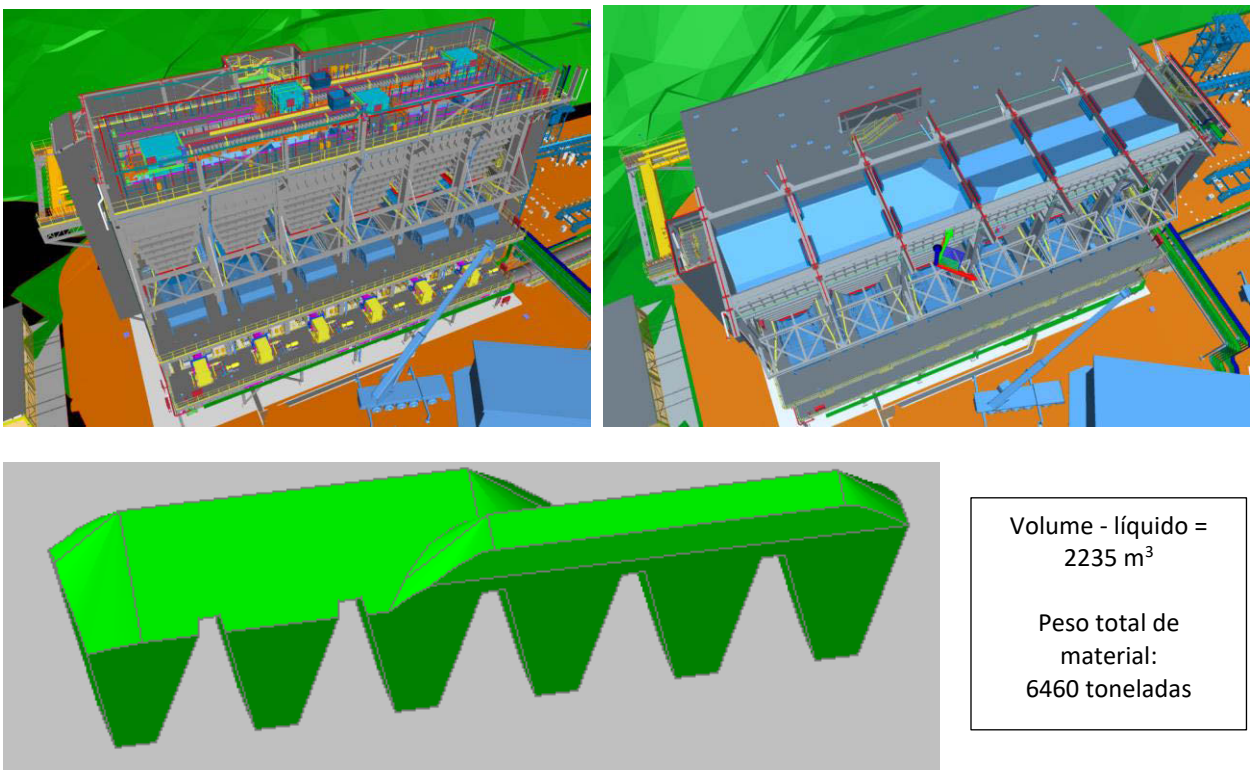



Figura 6- Modelo 3D - Cortes da estrutura do Peneiramento Terciário com foco nos transportadores móveis e material no silo

As cargas provenientes do material e das pressões atuantes no costado do silo foram determinadas conforme os critérios estabelecidos na norma DIN EN 1991-4:2010. As Figuras 7 e 8 apresentam a distribuição das pressões aplicadas ao costado do silo nas condições de enchimento e esvaziamento do material. Observa-se, a partir dessas figuras, que as maiores pressões se concentram na região inicial da tremonha, imediatamente após a parte reta do silo.

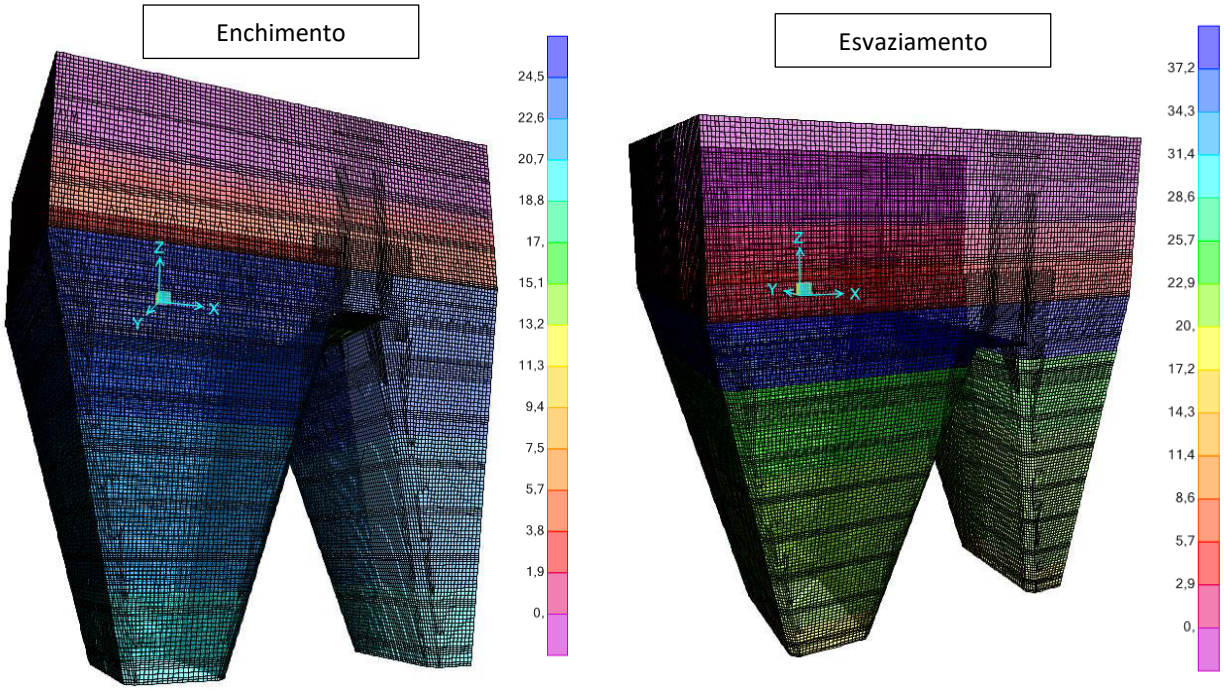



Figura 7- Peneiramento Terciário – Enchimento e Esvaziamento – pressão normal ao costado (tf/m$^2$)

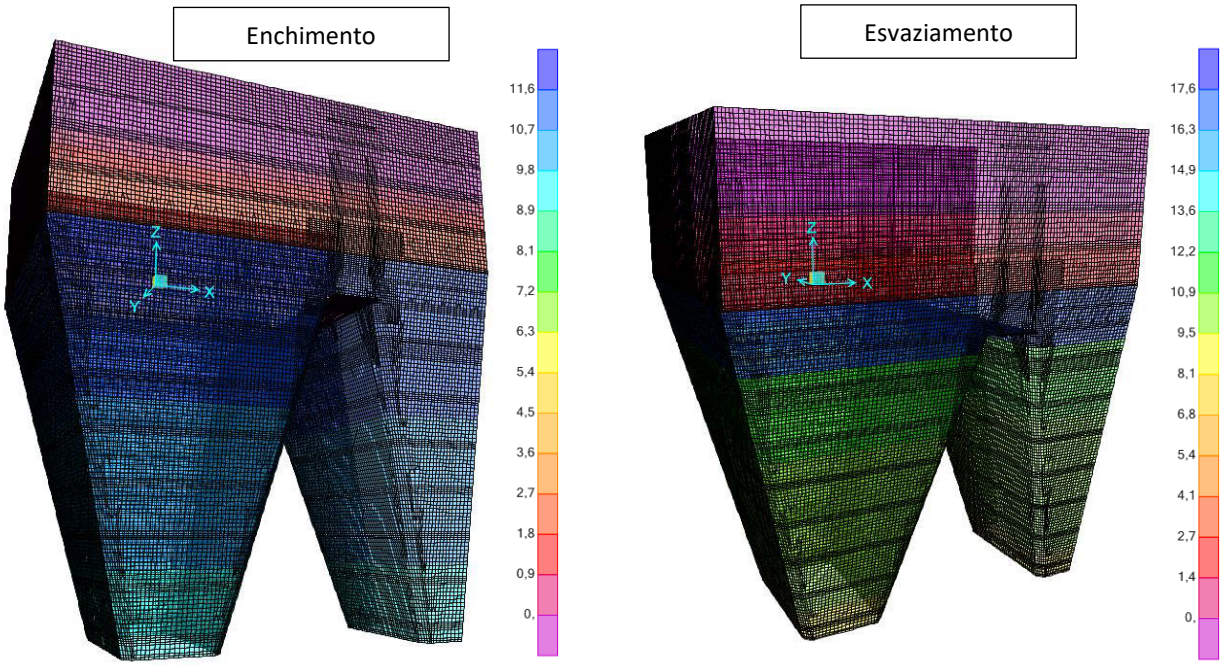



Figura 8- Peneiramento Terciário – Enchimento e Esvaziamento – pressão paralela (atrito) ao costado (tf/m$^2$)

**2.2 Silos da Britagem Terciária**

A Britagem Terciária é composta por um edifício em estrutura metálica, com 16 metros de largura, 44,2 metros de comprimento e 43 metros de altura. O silo associado possui três tremonhas, com largura interna de 5,4 metros e comprimento interno total de 21,6 metros. A altura da parede vertical é de 4,0 metros, enquanto a altura das tremonhas é de 8,1 metros.

As figuras 9 e 10 ilustram o modelo estrutural de análise conjunto, silo integrado ao prédio, e a figura 11 indica as dimensões da seção transversal do silo estrutural.

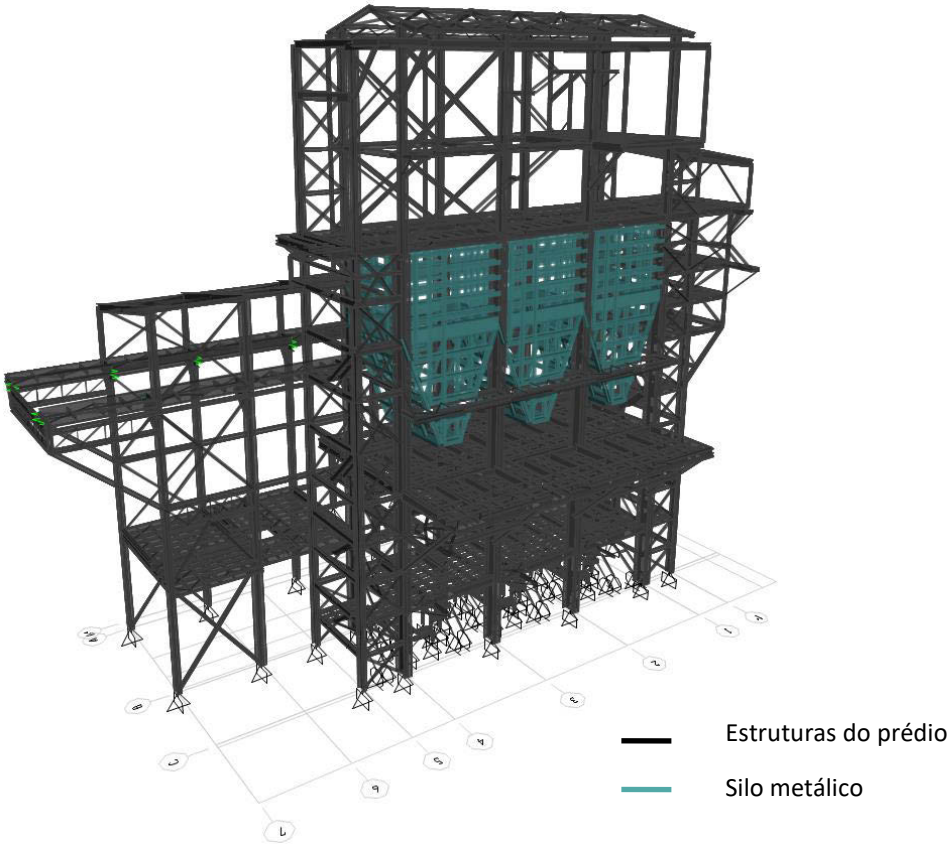



Figura 9- Perspectiva 1 do Modelo Estrutural do Prédio da Britagem Terciária

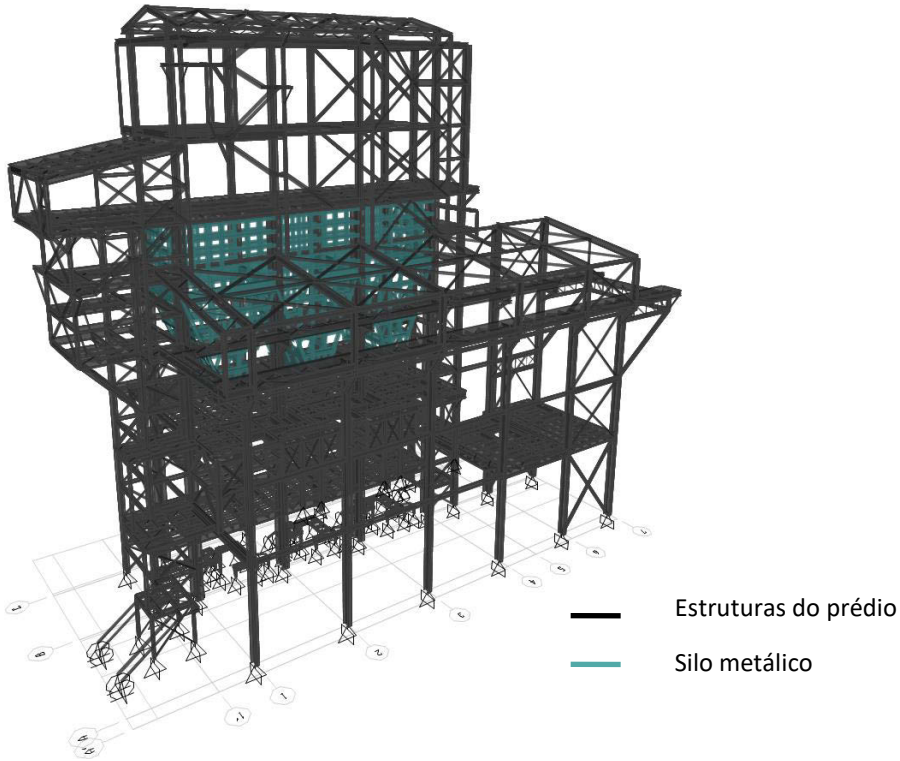



Figura 10 - Perspectiva 2 do Modelo Estrutural do Prédio da Britagem Terciária

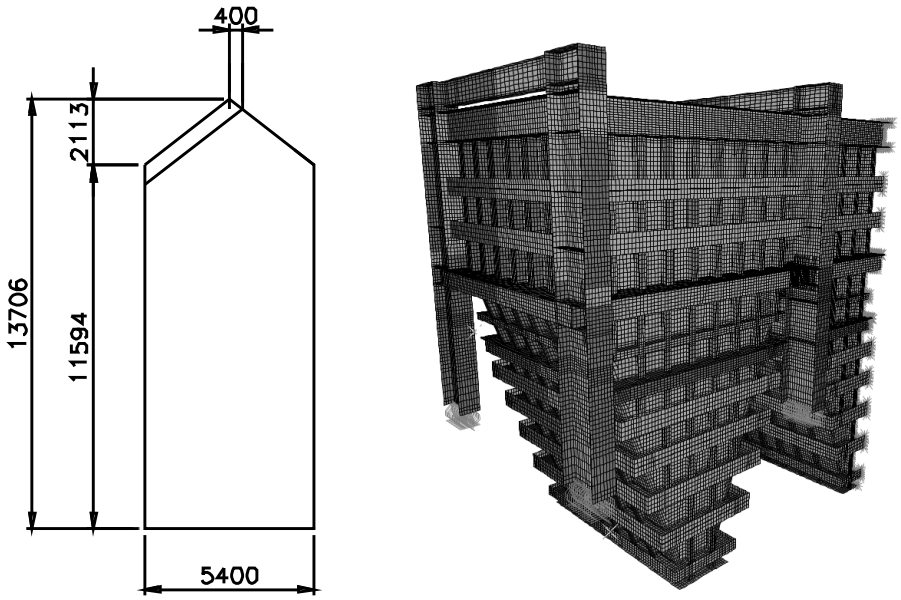



Figura 11- Silo do Prédio da Britagem Terciária (medidas em mm)

Assim como no edifício do Peneiramento Terciário, foi desenvolvido um modelo específico de análise para o silo estrutural, com o objetivo de viabilizar uma discretização refinada.

O silo é constituído por um costado formado por chapas metálicas com espessuras variando entre 16 mm e 25 mm, enrijecidas por nervuras horizontais e verticais com seções em T, cantoneira ou em caixa. O apoio do silo ocorre através dos enrijecedores horizontais da parte reta do equipamento conectados às colunas da estrutura, sendo o principal elemento de sustentação um anel com seção em caixa, rigidamente soldado às colunas do edifício.

O carregamento do silo é realizado por um transportador móvel, conforme ilustrado na Figura 12.

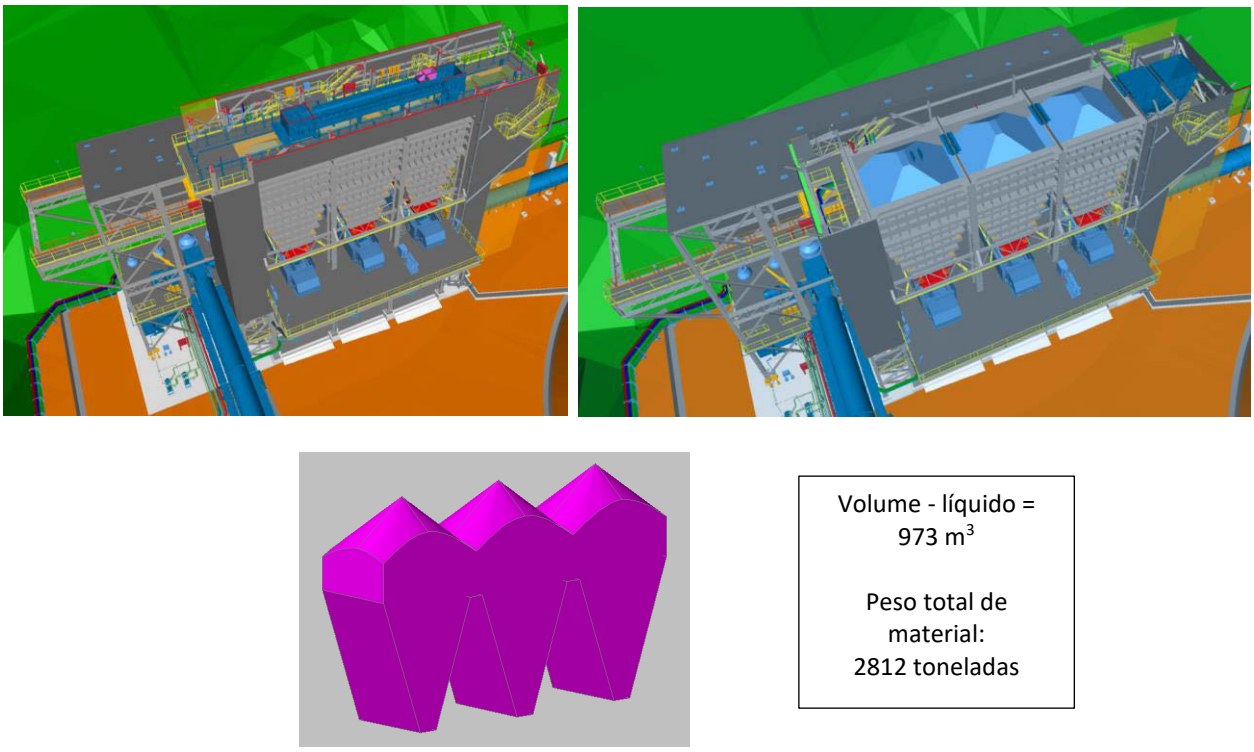



Figura 12- Modelo 3D - Cortes da estrutura da Britagem Terciária com foco no transportador móvel e material no silo

As tremonhas do silo da Britagem Terciária apresentam faces longitudinais verticais, alinhadas com o costado superior, o qual é rigidamente conectado às colunas da estrutura.

A metodologia adotada para o cálculo das cargas e o dimensionamento do silo da Britagem Terciária seguiu os mesmos critérios aplicados ao silo do Peneiramento Terciário. As Figuras 13 e 14 apresentam a distribuição das pressões aplicadas no costado do silo para as hipóteses de enchimento e esvaziamento do material.

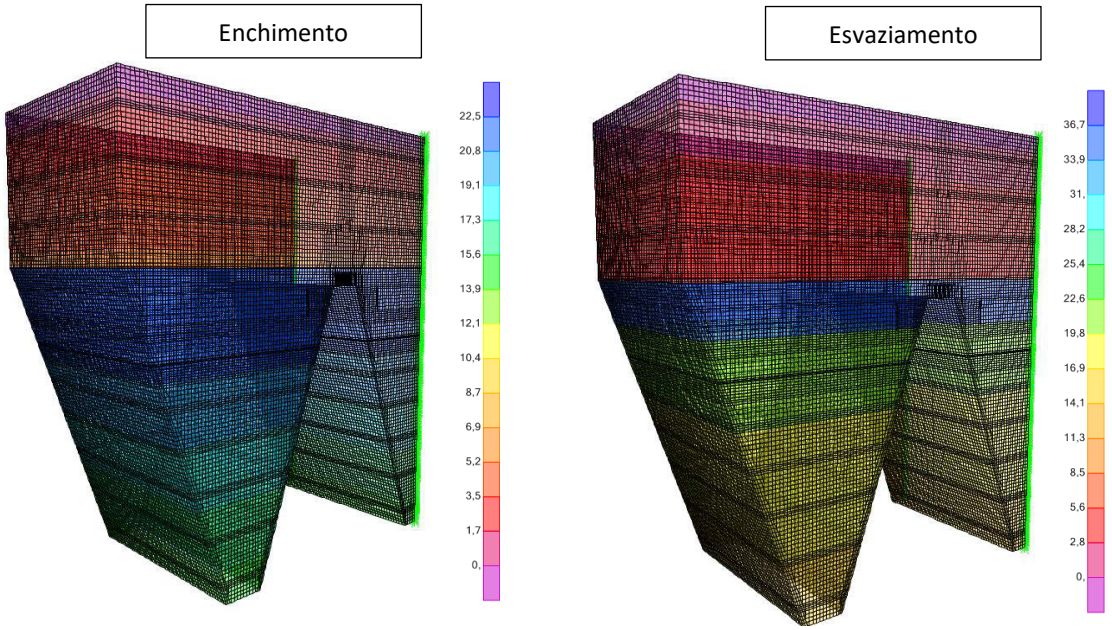



Figura 13- Britagem Terciária – Enchimento e Esvaziamento – pressão normal ao costado (tf/m$^2$)

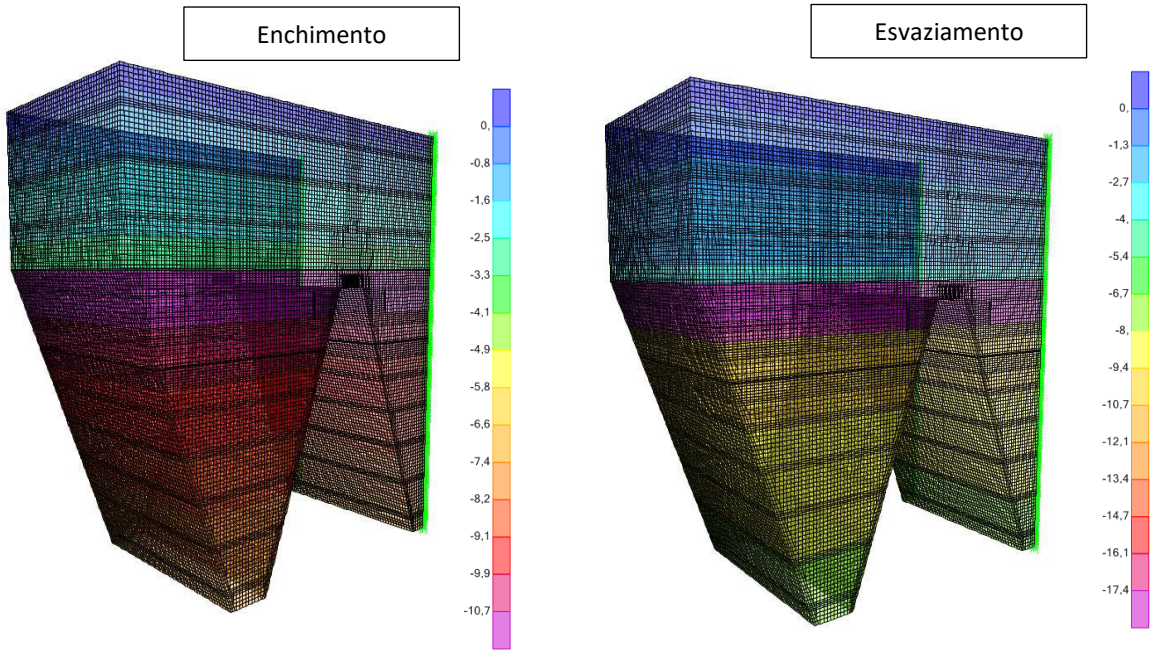



Figura 14- Britagem Terciária – Enchimento e Esvaziamento – pressão paralela (atrito) ao costado (tf/m$^2$)

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A solução adotada nos prédios de Peneiramento e Britagem do circuito terciário consistiu na incorporação da estrutura do silo à estrutura do edifício. Para isso, as vigas transversais de reforço do silo, bem como seu costado, foram rigidamente soldados às colunas da edificação, permitindo que ambos os sistemas estruturais atuem de forma integrada.

As figuras a seguir apresentam os resultados de tensões na estrutura do silo sob a condição de esvaziamento — cenário que impõe os maiores esforços e, portanto, é determinante para o dimensionamento estrutural. As Figuras 15 a 17 referem-se ao caso do Peneiramento Terciário, enquanto as Figuras 18 a 20 mostram os resultados correspondentes para o silo da Britagem Terciária.

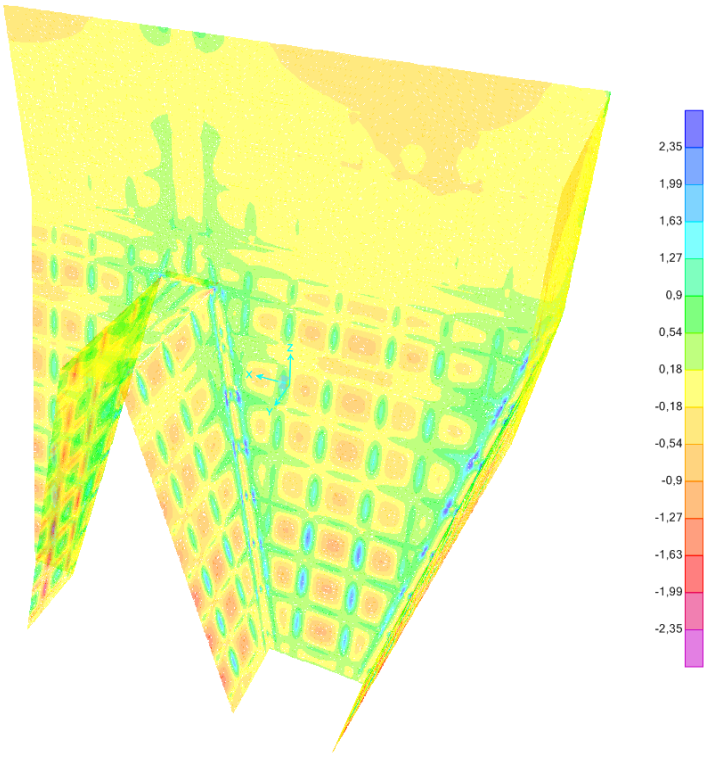



Figura 15- Peneiramento Terciário – Esvaziamento – Tensões de Tração e Compressão do Costado do Silo (tf/m$^2$)

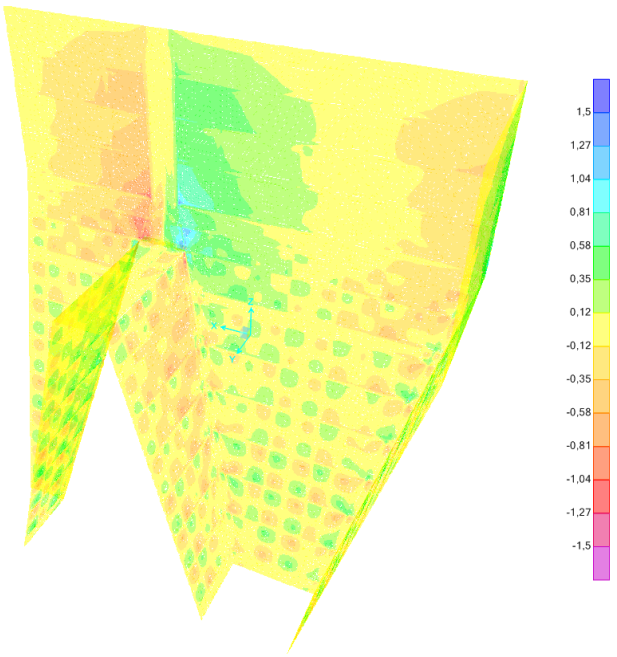



Figura 16 - Peneiramento Terciário – Esvaziamento – Tensão de Cisalhamento do Costado do Silo (tf/m$^2$)

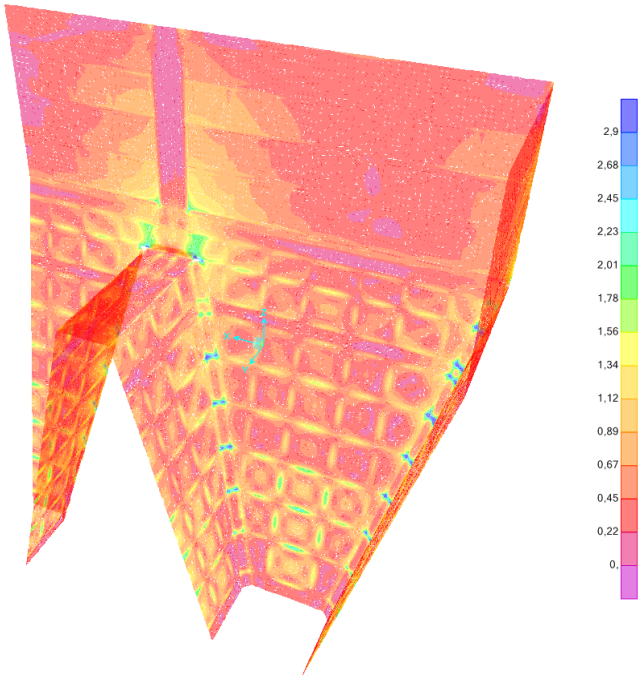



Figura 17- Peneiramento Terciário – Esvaziamento – Tensão de von Mises do Costado do Silo (tf/m$^2$)

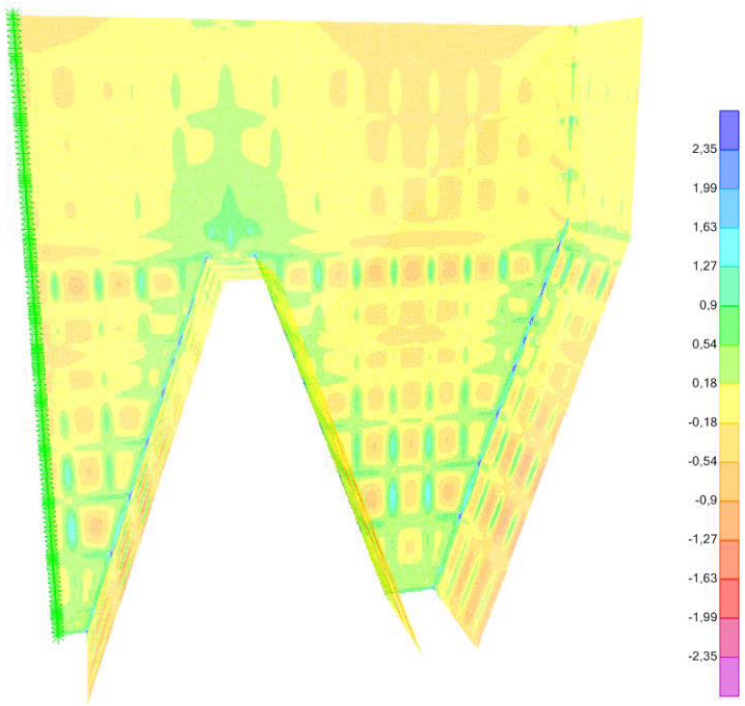



Figura 18- Britagem Terciária – Esvaziamento – Tensões de Tração e Compressão do Costado do Silo (tf/m$^2$)

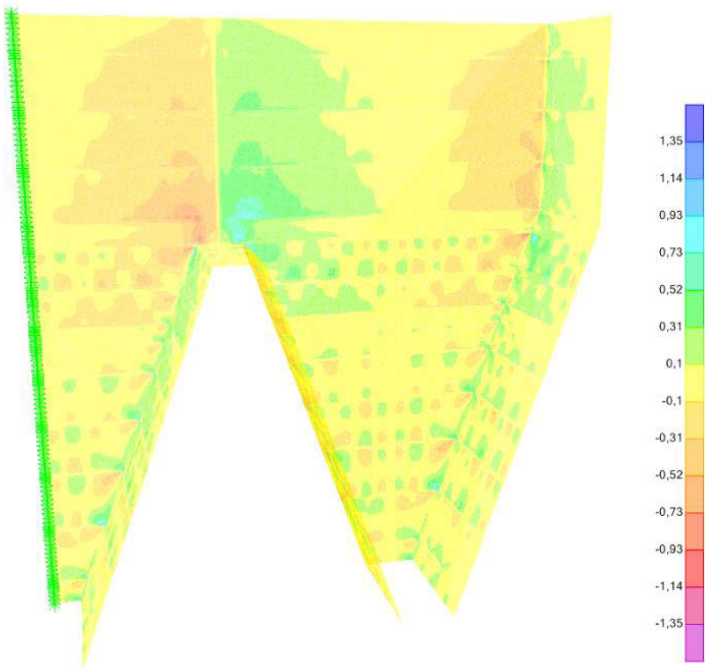



Figura 19- Britagem Terciária – Esvaziamento – Tensão de Cisalhamento do Costado do Silo (tf/m$^2$)

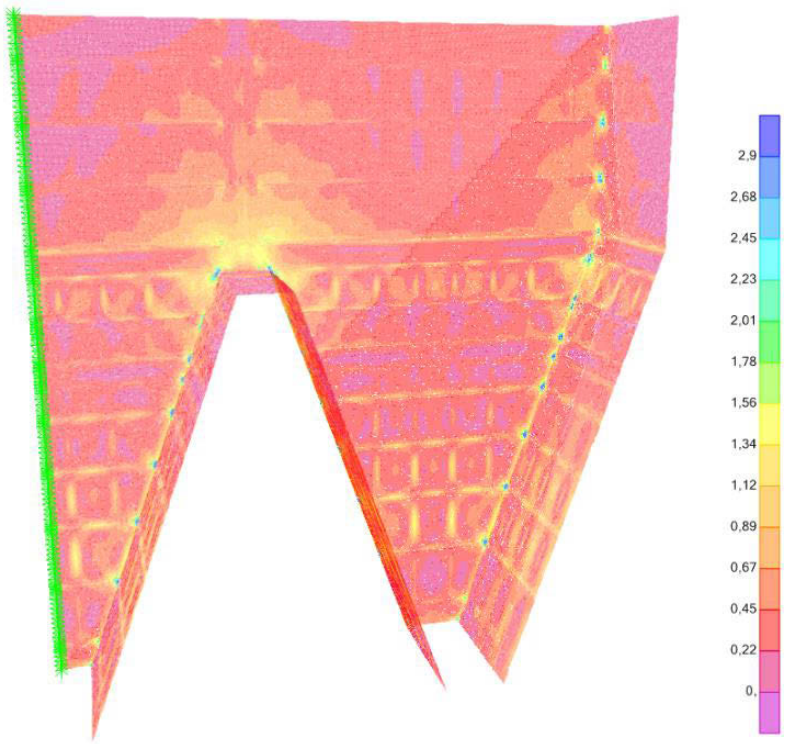



Figura 20- Britagem Terciária – Esvaziamento – Tensão de von Mises do Costado do Silo (tf/m$^2$)

Uma das principais vantagens da solução adotada nos edifícios de Peneiramento e Britagem do circuito terciário é a redução das dimensões do prédio de processo, o que contribui significativamente para a otimização e, em alguns casos, até mesmo a viabilização do layout das plantas de mineração. Outro benefício relevante é a contribuição efetiva do silo metálico para a estabilidade e integridade estrutural do edifício, uma vez que, nessa configuração, o equipamento passa a integrar a estrutura do prédio.

Por outro lado, a união dos elementos estruturais torna o dimensionamento do silo e do prédio interdependente, resultando em um modelo numérico altamente complexo, composto por numerosos elementos de barra e elementos planos. Para viabilizar as análises no software, adotou-se uma malha mais grosseira no modelo conjunto e uma malha refinada no modelo isolado do silo.

Essa solução também aumentou a complexidade do detalhamento das ligações nos desenhos de projeto, sendo necessários muitos chanfros e soldas de penetração. Como consequência, as etapas de fabricação e montagem tornaram-se mais trabalhosas.

Foi necessário um planejamento cuidadoso para garantir a estabilidade da estrutura na fase de montagem do silo. Além disso, a execução de um volume significativo de soldas em campo demandou atenção especial quanto ao acesso e à logística de montagem, em função das particularidades dessa solução estrutural.

Por fim, também houve o desafio da gestão de suprimentos. Como os fornecedores da estrutura metálica e da caldeiraria geralmente são distintos, foi necessário coordenar as atividades entre as fábricas e planejar cuidadosamente o cronograma de entrega dos componentes em campo, de modo a evitar riscos à integridade da estrutura durante a montagem.



Figura 21- Montagem do Prédio do Peneiramento Terciário



Figura 22- Montagem do Prédio da Britagem Terciária

## 4 CONCLUSÃO

Este artigo teve como objetivo apresentar a solução estrutural adotada para viabilizar o projeto em uma área de mineração caracterizada por desafios significativos de engenharia. Devido às restrições dimensionais impostas aos edifícios, foi necessário incorporar o equipamento silo à estrutura metálica do prédio.

A adoção dessa solução resultou em um modelo de cálculo estrutural mais complexo, exigindo um volume expressivo de soldas, maior integração entre os fornecedores da estrutura do edifício e do silo, além de uma logística mais elaborada para as etapas de fabricação e montagem.

Apesar da complexidade envolvida, a utilização do silo estrutural mostrou-se fundamental para a viabilização do projeto, proporcionando uma redução de área da ordem de 20%. Essa economia permitiu a otimização do layout da planta e melhorias no fluxo de materiais.

O sucesso do projeto evidencia que a adoção do silo estrutural foi uma solução técnica acertada e eficiente, plenamente alinhada às demandas da engenharia contemporânea. Trata-se de um empreendimento marcado por desafios significativos, prazos restritos e decisões de engenharia bem fundamentadas, que permitiram alcançar os objetivos propostos com excelência.

**Agradecimentos**

Agradecemos à Dra. Amélia Jacqueline Cunze Oliveira Lanna, Engenheira Civil graduada pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), com mestrado e doutorado pela Ruhr-Universität Bochum, Alemanha, pela valiosa contribuição técnica prestada ao longo de todo o desenvolvimento deste projeto. Sua atuação como consultora junto à equipe da AtkinsRéalis foi fundamental para a qualidade e o rigor técnico alcançados.

## REFERÊNCIAS

1 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION 15th Edition. AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings, July 2016

2 ASSOSIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, setembro 2008.

3 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 1: Actions on structures, Part 4: Silos and tanks, DIN EN 1991-4, December 2010.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Outros temas - Simulação numérica de perfis de aço formados a frio.

# SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO EM SEÇÃO DUPLO "U" COSTA A COSTA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO

Gabriel Cintra Macedo[1]
Wanderson Fernando Maia[2]

**Resumo**
O presente estudo aborda perfis compostos em seção duplo "U" costa a costa submetidos a compressão por meio de análise numérica não-linear pelo Método dos Elementos Finitos, no programa ANSYS [1], utilizando estudos experimentais como base de dados comparativos. Foram avaliados, influência do comprimento das barras (esbeltez global), espessura da seção (esbeltez local), conexões entre perfis (parafusadas e soldadas) e presença de imperfeições geométricas e de material na capacidade resistente. Os resultados obtidos foram comparados com valores experimentais e normativos, dessa maneira, permitindo validar a análise numérica e verificar a eficiência dos procedimentos normativos para descrever o comportamento dos perfis em estudo. Foi constatado que a análise numérica possui grande efetividade na representação da capacidade resistente à compressão, entretanto, necessitando da consideração das imperfeições geométricas e do material. Com relação aos procedimentos normativos, foram encontrados valores contra a segurança em diversos casos, mostrando uma ineficiência nos métodos e uma necessidade de ser realizado mais estudos na área para o desenvolvimento de formulações mais adequadas.

**Palavras-chave**: Estruturas de aço; Perfis de aço formado à frio; Análise numérica não-linear; Seção duplo "U".

# NUMERICAL SIMULATION OF COLD FORMED STEEL COLUMNS IN DOUBLE CHANNEL SECTION BACK-TO-BACK UNDER COMPRESSION

**Abstract**
The present study approach built-up columns in double "U" section back-to-back under compression through non linear numerical analysis using the Finite Element Method in the ANSYS [1] software, using experimental studies as a comparative database. The effect of columns length (global slenderness), plate thickness (local slenderness), connections between sections (bolted and welded) and the presence of geometric and material imperfections in the resistant capacity were evaluated. The results obtained were compared with experimental and normative values, thus allowing validating the numerical analysis and verifying the efficiency of the normative procedures to describe the behavior of the profiles under

study. It was found that numerical analysis hás great effectiveness in representing the compression-resistant capacity, however, requiring the consideration of geometric and material imperfections. Regarding normative procedures, unconservative values were found in most cases, showing na inefficiency in the methods and requirement for further studies in the area for the development of more appropriate formulations.

**Keywords**: Steel structures; Cold formed steel; Non linear numerical analysis; Double channel section.

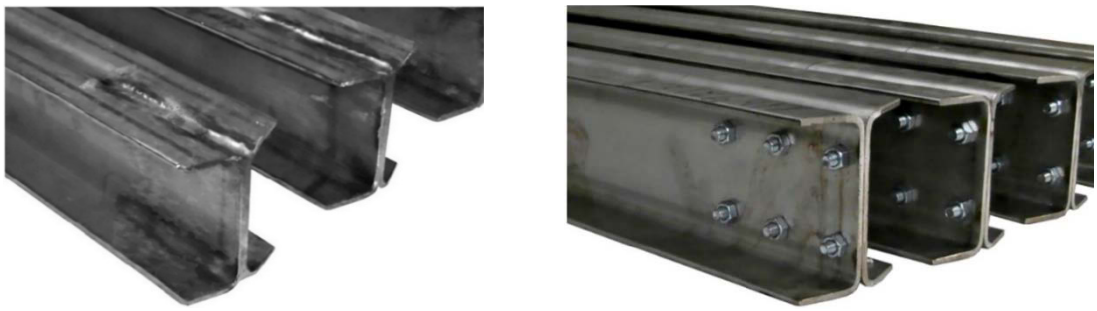
[1] Engenheiro Civil, Agente Comercial do Banco do Brasil, Goiânia, GO, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor da Faculdade de Engenharia da UFJF, Juiz de Fora, MG, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A utilização de perfis de aço formados a frio em estruturas tem sido cada vez maior no Brasil, devido a intensa aplicação como elementos estruturais nas construções, especialmente nas treliçadas e de pequena altura. O uso em maior escala é devido a fatores como: grande variedade de seções transversais que podem ser obtidas; facilidade e rapidez de fabricação e montagem, o que possibilita um retorno de investimento mais rápido; otimização do canteiro de obras; redução do desperdício e menor peso das estruturas.

Em algumas situações, por opção ou necessidade, são utilizadas seções compostas que, geralmente, apresentam um melhor comportamento estrutural. Essas seções são constituídas pela associação de duas ou mais seções, que podem estar em contato direto ou ligeiramente espaçados, interligadas por meio de soldas ou parafusos em alguns pontos ao longo do comprimento. A Figura 1 ilustra barras compostas por seções duplo “U" costa a costa conectadas por soldas e parafusos, que é objeto de estudo no presente trabalho.



(a) Conexão soldada (b) Conexão parafusada

Figura 1 – Seções duplo “U” conectadas por soldas e parafusos(Adaptado de Dobrić et al. [2])

Apesar das seções compostas, apresentadas na Figura 1, serem cada vez mais utilizadas, existem poucos estudos sobre seu comportamento. Para consideração da flambagem por flexão de barras compostas por perfis de aço formados a frio, a norma norte americana (ANSI/AISI S100 [3]) apresenta uma equação para cálculo de um índice de esbeltez modificado, no entanto, é baseado em pesquisas realizadas em perfis laminados, o que pode levar a resultados divergentes, em função do comportamento específico dos perfis formados a frio. Vale ressaltar que o procedimento proposto pelo ANSI/AISI S100 [3] não considera a flambagem por flexo-torção, comum nos perfis formados a frio.A norma brasileira de perfis de aço formados a frio (ABNT NBR 14762 [4]) não apresenta procedimento específico para o dimensionamento de barras compostas. No entanto, traz algumas recomendações no item 9.7.5 quanto ao índice de esbeltez de cada perfil componente da barra composta, que deve ser inferior: (i) à metade do índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de presilhas (chapas separadoras) e (ii) ao índice de esbeltez máximo do conjunto, para o caso de travejamento em treliça.

Com o intuito de avaliar o comportamento de barras compostas em seção duplo “U”, Becque e Rasmussen [5] investigaram experimentalmente o comportamento de seções conectadas por parafusos

e concluíram que os procedimentos normativos foram contra a segurança. O mesmo comportamento, em relação aos procedimentos normativos, foi observado por Macedo e Maia [6] que analisaram numericamente as seções ensaiadas experimentalmente por Becque e Rasmussen [5], além de realizar uma análise numérica paramétrica. Destacam-se ainda os trabalhos de Dobrić et al.[2] e [7], em que foram realizados ensaios experimentais e análise numérica de barras compostas em seçãoduplo “U” conectadas por soldas e parafusos. Nesse caso, os autores concluíram que os procedimentos normativos adotados foram conservadores. Eles atribuíram esse conservadorismo às baixas imperfeiçoes geométricas medidas nas barras ensaiadas.

Logo, este trabalho visa contribuir com um maior domínio sobre o comportamento estrutural de barras compostas por seções duplo “U” conectadas por soldas e parafusos (Figura 1). Para tal, foi realizada análise numérica de seções submetidas à compressão, por meio da análise não-linear física e geométrica pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa ANSYS [1]. Variou-se o número de conexões ao longo do comprimento das barras e os índices de esbeltez local e global.Além disso, foram avaliados os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e de material na força normal resistente das barras. Os resultados obtidos na análise numérica foram comparados com valores de análises experimentais desenvolvidas por outros autores e com resultados obtidos por procedimentos normativos.

### 1.1 Análise experimental de referência

Os resultados de análise experimental utilizados como referência foram obtidos por Dobrić et al. [2], que realizaram trinta e seisensaios de barras em seção duplo “U” costa a costa conectadas por soldas e parafusos em perfis formados a frio (Figura 1). Para determinação das propriedades mecânicas do aço, foram extraídos corpos-de-prova da mesa, alma, da região de dobra e de regiões aleatórias do perfil e submetidos a ensaios de tração. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.

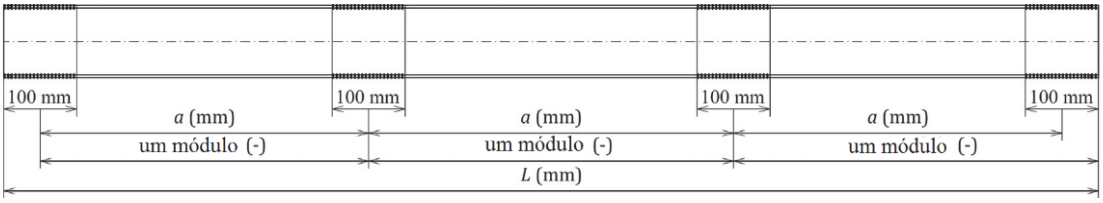
Tabela 1 – Propriedades mecânicas médias do aço

| Amostra | E (GPa) | $\sigma_{0,01\%}$ (MPa) | $\sigma_{0,05\%}$ (MPa) | $f_y$ (MPa) | $\sigma_{1,0\%}$ (MPa) | $f_u$ (MPa) | Alongamento (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Aleatória | 192 | 181 | 243 | 307 | 350 | 634 | 53 |
| Mesa | 191 | 224 | 274 | 310 | 350 | 629 | 47 |
| Alma | 201 | 209 | 266 | 313 | 354 | 642 | 49 |
| Dobra | 193 | 246 | 345 | 458 | 511 | 680 | 37 |

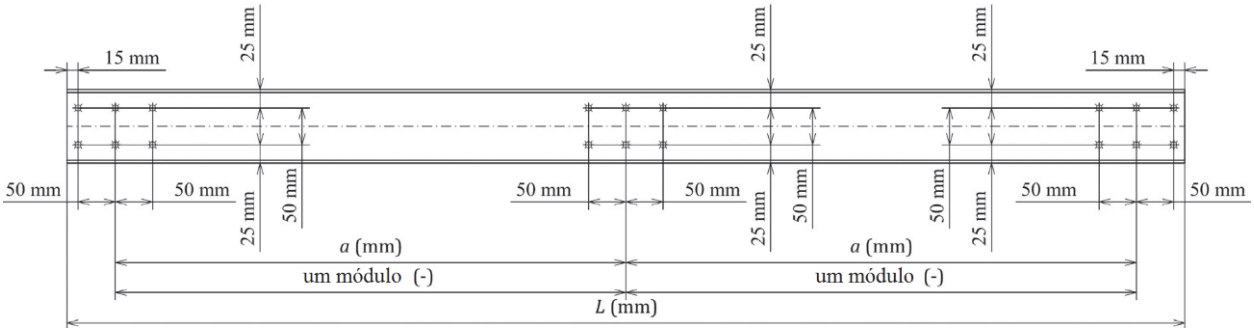
E é o módulo de elasticidade do aço.
$\sigma_{0,01\%}$é a tensão correspondente a 0,01% de deformação.
$\sigma_{0,05\%}$é a tensão correspondente a 0,05% de deformação.
$f_y$ é a resistência ao escoamento do aço, correspondente a 0,2% de deformação.
$\sigma_{1,0\%}$é a tensão correspondente a 1,0% de deformação.
$f_u$ é a resistência à ruptura do aço.

Adaptado de Dobrić et al. [2]

A seção utilizada para composição das barras compostas foi a U 100x40x4,0 com raio interno de dobra de 8,0 mm. Foram ensaiados dois comprimentos de barras, sendo, 1500 mm (esbeltez de 92) e 3000 mm (esbeltez de 184). As barras foram identificadas seguindo a nomenclatura “1500w-1-1” (Adaptada de Dobrić et al.[2]); onde o primeiro número indica o comprimento da barra em mm, a letra “w” indica conexão soldada ou “b” indica conexão parafusada; o segundo número indica a quantidade de módulos entre as conexões e o último número indica a repetição do ensaio. A Figura 2 ilustra os parâmetros geométricos das conexões entre as seções.




(a) Conexões soldadas




(b) Conexões parafusadas

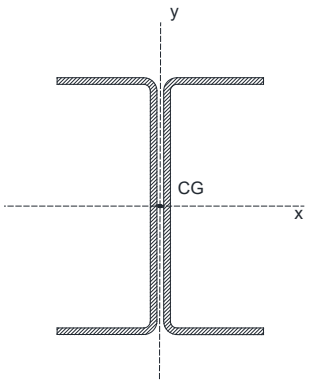
Figura 2 – Parâmetros geométricos das conexões entre as seções (Adaptado de Dobrić et al. [2])

Todas as barras foram ensaiadas sob compressão centrada, conforme configuração apresentadana Figura 3. A Figura 3a mostra a barra posicionada na máquina de ensaios. Para liberar a flexão em torno do eixo que mobiliza as conexões (eixo y, conforme Figura 3b), as duas extremidades das barras foram cortadas de forma angular, permitindo assim o contato entre a barra e a base apenas nas almas e nas partes curvas dos perfis. A Figura 3c mostra a geometria das extremidades das barras.

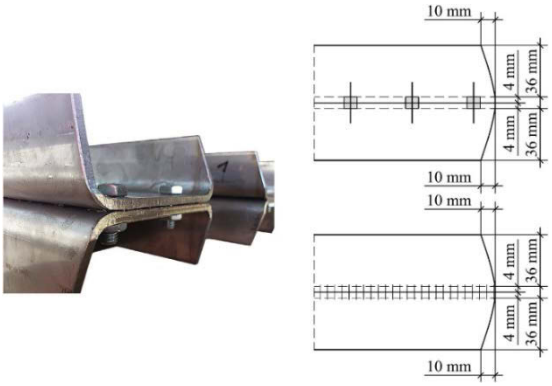
A Tabela 2 mostra as dimensões das seções e das barras, as imperfeiçoes geométricas iniciais medidas e os resultados dos ensaios experimentais. As Figuras 4 e 5 ilustram os modos de instabilidade observados nos ensaios experimentais.



(a)Barra posicionada na máquina de ensaios




(b) Eixos da seção




(c)Geometria das extremidades das barras

Figura 3 – Configuração dos ensaios (Adaptado de Dobrić et al. [2])

Para as barras de menor comprimento (1500 mm) quando variou o número de conexões soldadas de três para quatro, houve uma redução em torno de 3,0% na capacidade resistente das barras. No entanto, para a mesma variação considerando conexão parafusada, houve um aumento de 7,1%. Entretanto, o tipo de conexão não levou a diferenças significativas entre os resultados. Para as barras de maior comprimento (3000 mm), o número e o tipo de conexões exerceram maior influência nos resultados. Ao variar o número de conexões de quatro para três, observou-se uma redução de 24,5% na capacidade resistente das barras com conexões parafusadas, enquanto para as barras com conexões soldadas a redução foi de 10,2%. Observou-se que para ligações soldadas houve uma maior interação entre as barras, levando a uma maior capacidade resistente.

Tabela 2 – Dimensões das seções e das barras, imperfeiçoes medidas e resultados experimentais

| Modelo | $L_{barra}$ (mm) | $\lambda=a/r_1$ | h (mm) | 2b (mm) | t (mm) | $r_i$ (mm) | $\delta_{0y}$ (mm) | $L_{barra}/\delta_{0y}$ | $N_{EXP}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1500w-1-2 | 1500,3 | - | 100,9 | 81,2 | 4,10 | 7,9 | 0,198 | 7576 | 202,2 |
| 1500w-1-3 | 1500,5 | - | 101,3 | 81,4 | 4,10 | 8,0 | 0,165 | 9091 | 221,7 |
| 1500w-5-1 | 1506,2 | 23,2 | 100,2 | 81,4 | 4,00 | 8,1 | 0,125 | 12000 | 217,7 |
| 1500w-5-2 | 1499,8 | 23,2 | 101,1 | 81,8 | 4,00 | 8,3 | 0,195 | 7692 | 228,7 |
| 1500w-5-3 | 1500,1 | 23,2 | 100,0 | 80,9 | 3,98 | 8,2 | 0,231 | 6494 | 242,0 |
| 1500w-3-1 | 1501,3 | 41,5 | 100,4 | 81,4 | 3,98 | 7,9 | 0,175 | 8571 | 243,6 |
| 1500w-3-2 | 1501,5 | 41,5 | 100,8 | 81,7 | 3,98 | 7,8 | 0,194 | 7732 | 249,6 |
| 1500w-3-3 | 1501,4 | 41,5 | 101,2 | 81,5 | 4,10 | 8,1 | 0,216 | 6944 | 216,7 |
| 1500w-2-1 | 1498,7 | 58,0 | 100,6 | 81,8 | 3,97 | 7,9 | 0,267 | 5618 | 246,0 |
| 1500w-2-2 | 1501,3 | 58,0 | 100,2 | 82,3 | 3,99 | 8,2 | 0,155 | 9677 | 235,1 |
| 1500w-2-3 | 1501,1 | 58,0 | 100,2 | 81,2 | 3,93 | 8,2 | 0,225 | 6667 | 250,4 |
| 1500b-3-1 | 1500,2 | 41,5 | 100,1 | 81,3 | 3,95 | 8,0 | 0,15 | 10000 | 250,7 |
| 1500b-3-2 | 1499,2 | 41,5 | 100,7 | 81,8 | 4,00 | 7,9 | 0,125 | 12000 | 270,9 |
| 1500b-3-3 | 1498,7 | 41,5 | 101,0 | 81,5 | 4,10 | 7,9 | 0,117 | 12821 | 246,5 |
| 1500b-3-4 | 1500,5 | 41,5 | 100,7 | 80,8 | 3,94 | 8,1 | 0,150 | 10000 | 269,5 |
| U92b-2-1 | 1500,6 | 56,8 | 100,2 | 81,4 | 4,10 | 8,0 | 0,175 | 8571 | 233,6 |
| 1500b-2-2 | 1501,1 | 56,8 | 100,2 | 81,2 | 4,10 | 8,0 | 0,169 | 8876 | 240,9 |
| 1500b-2-3 | 1500,0 | 56,8 | 100,8 | 81,7 | 4,05 | 8,1 | 0,123 | 12195 | 233,9 |
| 1500b-2-4 | 1501,8 | 56,8 | 101,0 | 81,8 | 3,99 | 7,9 | 0,195 | 7692 | 255,5 |
| **Média** | **1500,8** | **-** | **100,6** | **81,5** | **4,02** | **8,0** | | | **-** |
| 3000w-3-1 | 3001,2 | 80,4 | 100,2 | 81,5 | 3,97 | 8,2 | 0,450 | 6667 | 100,4 |
| 3000w-3-2 | 3000,9 | 80,4 | 100,2 | 81,5 | 3,97 | 7,9 | 0,475 | 6316 | 97,2 |
| 3000w-3-3 | 3000,2 | 80,4 | 100,9 | 81,5 | 4,11 | 7,8 | 0,504 | 5952 | 95,1 |
| 3000w-3-4 | 2998,7 | 80,4 | 100,7 | 81,0 | 4,11 | 8,1 | 0,482 | 6224 | 89,4 |
| 3000w-2-1 | 3001,2 | 120,2 | 101,1 | 80,8 | 4,00 | 8,2 | 0,807 | 3717 | 79,3 |
| 3000w-2-2 | 3000,9 | 120,2 | 100,3 | 81,5 | 3,99 | 8,0 | 0,856 | 3505 | 85,8 |
| 3000w-2-3 | 3001,0 | 120,2 | 101,2 | 81,7 | 3,99 | 8,1 | 0,874 | 3432 | 84,4 |
| 3000w-2-4 | 3001,3 | 120,2 | 100,7 | 81,7 | 4,03 | 8,2 | 0,724 | 4144 | 93,3 |
| 3000b-3-1 | 3000,1 | 79,6 | 101,2 | 81,1 | 4,10 | 8,1 | 0,125 | 24000 | 91,9 |
| 3000b-3-2 | 2998,9 | 79,6 | 100,6 | 81,4 | 3,97 | 7,9 | 0,278 | 10791 | 97,2 |
| 3000b-3-3 | 3001,0 | 79,6 | 100,0 | 82,1 | 4,00 | 8,2 | 0,235 | 12766 | 100,3 |
| 3000b-3-4 | 2998,2 | 79,6 | 100,2 | 81,2 | 3,93 | 8,2 | 0,15 | 20000 | 100,6 |
| 3000b-2-1 | 3001,5 | 119,0 | 100,1 | 81,3 | 3,95 | 8,0 | 0,568 | 5282 | 70,3 |
| 3000b-2-2 | 3002,0 | 119,0 | 100,7 | 81,5 | 4,00 | 8,0 | 0,253 | 11858 | 70,6 |
| 3000b-2-3 | 3001,2 | 119,0 | 101,0 | 81,5 | 4,10 | 8,1 | 0,188 | 15957 | 77,1 |
| 3000b-2-4 | 2999,5 | 119,0 | 100,7 | 80,9 | 4,00 | 8,1 | 0,400 | 7500 | 76,4 |
| **Média** | **3000,5** | **-** | **100,6** | **81,4** | **4,01** | **8,1** | | **9087** | **-** |

$L_{barra}$ é o comprimento da barra.$\lambda$é o índice de esbeltez entre conexões.a é distância entre conexões, conforme Figura 2.$r_1$ é o raio de giração mínimo da seção isolada.h é a altura da alma da seção.b é a largura da mesa da seção.t é a espessura da seção.$r_i$ é o raio interno de dobra.$\delta_{0y}$ é a imperfeição medida em torno do eixo y (Figura 3b).$L_{barra}/\delta_{0y}$ é a imperfeição parametrizada em função do comprimento da barra.$N_{EXP}$ é a força normal resistente obtida no ensaio experimental.

Adaptado de Dobrić et al. [2]



(a) 1500b-2 (b) 1500b-3 (c) 1500w-2 (d) 1500w-3 (e) 1500w-5

Figura 4 – Típicos modos de instabilidade de barras da série 1500 (Dobrić et al. [2])



(a) 3000w-2 (b) 3000w-3 (c) 3000b-2 (d) 3000b-2

Figura 5 – Típicos modos de instabilidade de barras da série 3000 (Adaptado de Dobrić et al. [2])

O típico modo de instabilidade observado nos ensaios experimentais foi o de flexão em torno do eixo que mobiliza as conexões (eixo y), como mostram as Figuras 4 e 5. Os resultados mostraram ainda que as barras se comportaram como seção composta, mostrando a eficiência das ligações. Vale ressaltar, que não se observou instabilidade local, o que já era esperado pela esbeltez dos elementos que compõem a seção.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada para o desenvolvimento do trabalho compreendeu às seguintes etapas: revisão bibliográfica, revisão de procedimentos normativos, análise numérica não-linear via Método dos Elementos Finitos e comparação dos resultados numéricos com os resultados dos procedimentos normativos e de análise experimental disponíveis na literatura.

A revisão bibliográfica consistiu na busca e estudo de trabalhos acadêmicos relacionados ao tema, fornecendo embasamento para a análise numérica a ser realizada. Na revisão dos procedimentos normativos e posterior comparação dos resultados, foram adotadas hipóteses de cálculo com base nos procedimentos da ABNT NBR 14762 [4] e da ANSI/AISI S100 [3].

Para a análise numérica não-linear foi utilizado o programa ANSYS [1]. Na modelagem numérica foi utilizado elemento de casca que é adequado para simular os perfis de chapas finas, como os perfis estudados. Foi também considerada a não linearidade do material por meio de um diagrama tensão-deformação aproximado trilinear. Além disso, foram inseridas imperfeições geométricas iniciais nas barras. A estratégia da análise numérica foi a mesma já utilizada por outros autores, como Chodraui [8], Maia et al.[9], Macedo e Maia [6] e Silva e Maia [10], que apresentaram resultados bem-sucedidos, em comparação a ensaios experimentais realizados.

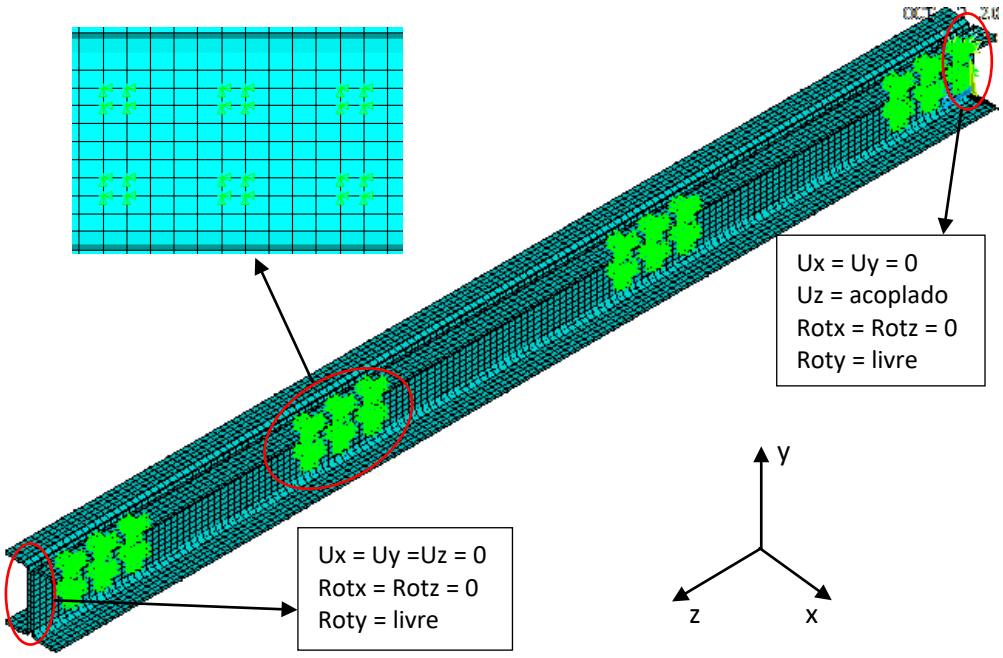
### 2.1 Análise numérica

Para realização da análise numérica foi utilizado o programa ANSYS [1], em que, baseia-se no Método dos Elementos Finitos. Em todas as simulações foi utilizado o elemento SHELL 181 para a modelagem dos perfis. De acordo com a biblioteca interna do ANSYS [1], o elemento SHELL 181 é considerado ideal para análise não-linear de cascas de pequena espessura sujeitas a grandes deformações e rotações. O elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade por nó, sendo, translações nas direções dos eixos x, y e z e rotações em relação aos mesmos eixos.

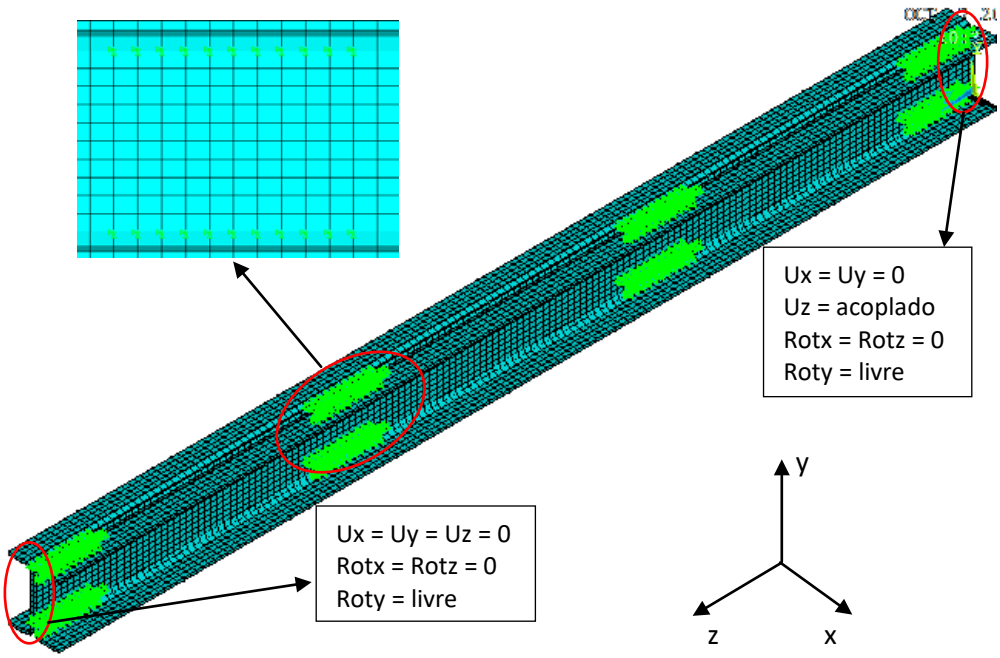
Utilizando como base os resultados experimentais obtidos por Dobrić et al.[2] foram construídos os modelos iniciais para a realização do trabalho. Foram adotadas as dimensões médias apresentadas na Tabela 2. A Figura 6 mostra um modelo construído no programa ANSYS [1], em que, a malha construída para representar os perfis foram constituídas por quadrados de 1 cm de lado, com exceção dos cantos, que foram divididos em dois elementos. As seções compostas foram construídas com espaçamento de 1 mm entre elas para não haver sobreposição de elementos e nós.

As extremidades dos perfis tiveram rotação liberada em relação ao eixo “y” (Roty), igual aos ensaios experimentais, e rotações impedidas em relação aos eixos “x” e “z” (Rotx e Rotz). Com relação aos deslocamentos, em uma das extremidades eles foram impedidos nas três direções (Ux, Uy e Uz), enquanto na outra foram impedidos nas direções “x” e “y” e acoplado na direção longitudinal “z” para aplicação do deslocamento/força (Figura 6). Para aplicação das restrições citadas, foram selecionados todos os nós das almas e das partes curvas dos perfis (Figura 6c), assim distribuindo a força de maneira análoga aos modelos experimentais.

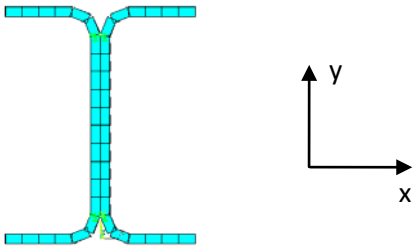
Para a concepção das conexões foram acoplados os deslocamentos de nós dos dois perfis nas três direções (x, y e z) nas posições de interesse. Para as conexões parafusadas, na posição de cada parafuso, foram acoplados 4 nós em cada perfil, sempre aos pares (Figura 6a). Nas conexões soldadas o acoplamento foi realizado em uma faixa de nós dos dois perfis para representar o cordão de solda (100 mm – 11 nós), sempre aos pares (Figura 6b). A Figura 6 ilustra a malha concebida para a análise dos perfis bem como os vínculos das extremidades e das conexões entre perfis.




(a) Conexões parafusadas




(b) Conexões soldadas




(c) Região de vinculação dos nós nas extremidades

Figura 6 – Perfil em seção duplo "U" modelado no programa ANSYS [1]

Como indicado na Figura 6, foi possível inserir as conexões entre os perfis e variar o número e o espaçamento entre elas assim como nos modelos experimentais. Cada ligação foi adicionada pensando no posicionamento e nas distâncias utilizadas experimentalmente, desse modo, aumentando a eficiência dos modelos gerados.

Para o diagrama "Tensão x Deformação" foi utilizado o modelo aproximado trilinear, conforme apresentado na Figura 7. Os valores adotados para a análise foram os apresentados na Tabela 1. Foi calculado o valor médio desprezando o valor da região das dobras, sendo utilizado os valores de resistência ao escoamento ($f_y$), resistência à ruptura ($f_u$) e módulo de elasticidade (E) de 310 MPa, 635 MPa e 194,7 GPa, respectivamente.

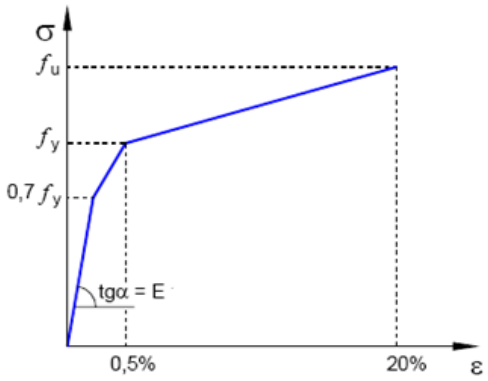


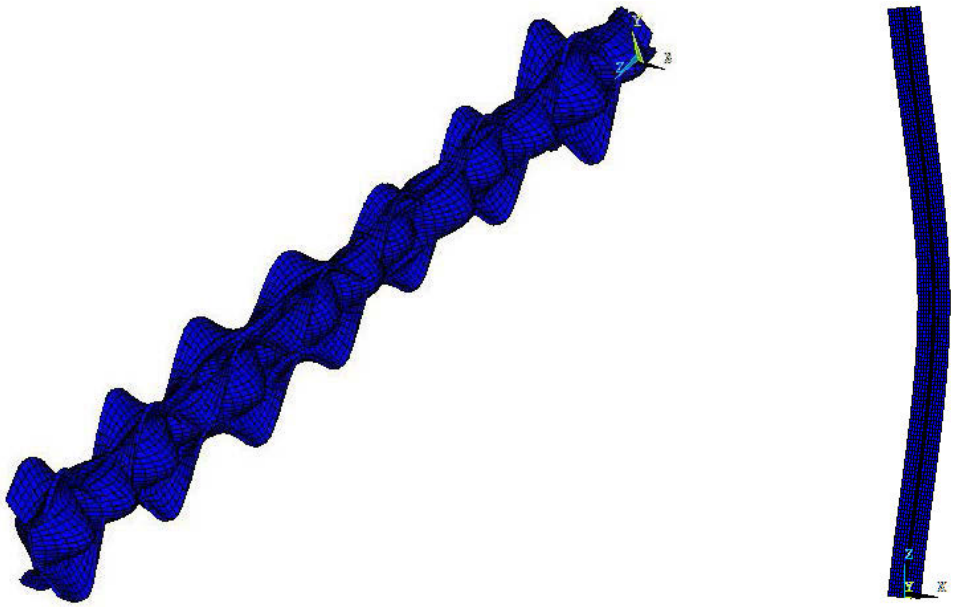

Figura 7 – Diagrama "Tensão x deformação": modelo aproximado trilinear

As imperfeições geométricas são fundamentais para a análise e comparação de resultados. Ao omitir sua presença, considera-se que as barras são perfeitas, ou seja, sem nenhuma imperfeição e, portanto, sua resistência mecânica e deformação são significativamente diferentes dos resultados obtidos em ensaios experimentais. O procedimento adotado para inserção das imperfeições geométricas iniciais segue o mesmo utilizado por Chodraui [8], Maia et al. [9], Macedo e Maia [6] e Silva e Maia [10].Primeiramente foi realizada uma análise de autovalor utilizando o programa ANSYS [1], que fornece como resposta um autovalor (valor de força crítica) e um autovetor (deformada da barra). Buscou-se identificar os modos críticos de flambagem isolados de interesses para cada barra: local e global de flexão(Figura 8).

Com as configurações deformadas foi possível atribuir imperfeições referentes a cada um dos modos críticos, com o intuito de ampliar ou reduzir a amplitude das deformações. Imperfeições correspondentes ao modo local foram adotadas com base no trabalho de Schafer e Peköz[11] e imperfeições associadas ao modo global de flexão, foram adotados os valores de $L_{barra}$/1500 e valores medidos por Dobrić et al.[2], conforme apresentados na Tabela 2.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Inicialmente foi realizada uma análise numérica dos modelos ensaiados experimentalmente por Dobrić et al. [2], variando o nível de imperfeições referentes aos modos local e global de flexão, visando avaliar o efeito nocomportamento dos modelos. A Tabela 3 e as Figuras 9 e 10 apresentam os resultados obtidos comparados aos experimentais.



(a) Local (b) Global de flexão

Figura 8 – Modos críticos de flambagem obtidos para um dos modelos

Tabela 3 – Comparação dos resultados da análise numérica com os experimentais de Dobrić et al. [2] (Seção 2U 100x40x4,00)

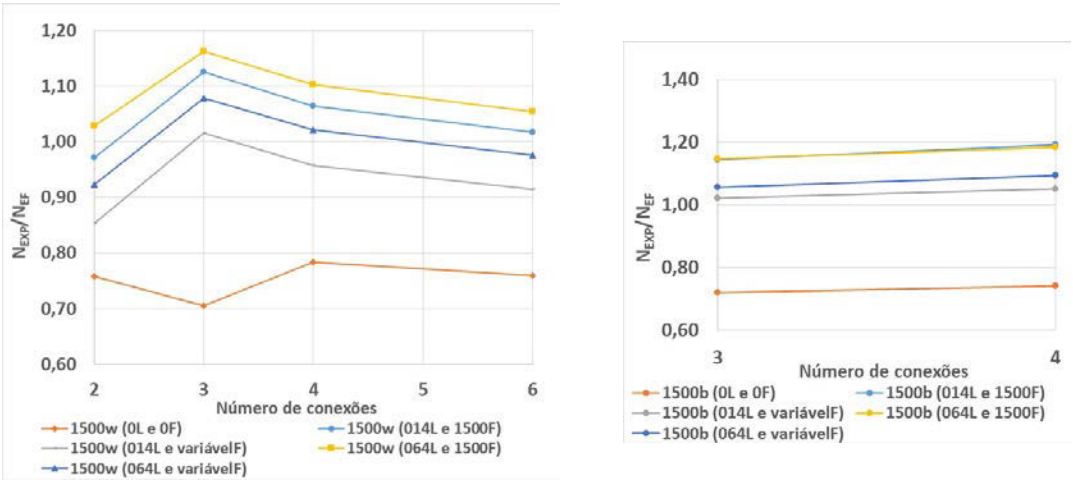
| Modelo | Imp.: 0 (L) e 0 (F) | | | Imp.: 0,14*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | Imp.: 0,14*t (L) e variável (F)[1] | | | Imp.: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | Imp.: 064*t (L) e variável (F)[1] | | | $N_{EXP}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M.I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | |
| 1500b-2-1 | 334,0 | F | 0,70 | 210,9 | F | 1,11 | 235,2 | F | 0,99 | 233,6 | F | 1,11 | 228,1 | F | 1,02 | 233,6 |
| 1500b-2-2 | | | 0,72 | | | 1,14 | 235,9 | F | 1,02 | 240,9 | | 1,15 | 228,4 | F | 1,05 | 240,9 |
| 1500b-2-3 | | | 0,70 | | | 1,11 | 238,4 | F | 0,98 | 233,9 | | 1,11 | 230,1 | F | 1,02 | 233,9 |
| 1500b-2-4 | | | 0,76 | | | 1,21 | 234,3 | F | 1,09 | 255,5 | | 1,22 | 227,4 | F | 1,12 | 255,5 |
| **Média** | | | **0,72** | | | **1,14** | | | **1,02** | | | **1,15** | | | **1,05** | |
| 1500b-3-1 | 348,9 | F | 0,72 | 217,6 | F | 1,15 | 245,8 | F | 1,02 | 250,7 | F | 1,14 | 237,0 | F | 1,06 | 250,7 |
| 1500b-3-2 | | | 0,78 | | | 1,24 | 247,2 | F | 1,10 | 270,9 | | 1,24 | 237,9 | F | 1,14 | 270,9 |
| 1500b-3-3 | | | 0,71 | | | 1,13 | 247,9 | F | 0,99 | 246,5 | | 1,12 | 238,2 | F | 1,03 | 246,5 |
| 1500b-3-4 | | | 0,77 | | | 1,24 | 245,8 | F | 1,10 | 269,5 | | 1,23 | 237,0 | F | 1,14 | 269,5 |
| **Média** | | | **0,74** | | | **1,19** | | | **1,05** | | | **1,18** | | | **1,09** | |
| 3000b-2-1 | 273,9 | F | 0,26 | 91,1 | F | 0,77 | 102,4 | F | 0,69 | 70,3 | F | 0,77 | 102,7 | F | 0,68 | 70,3 |
| 3000b-2-2 | | | 0,26 | | | 0,77 | 105,6 | F | 0,67 | 70,6 | | 0,77 | 106,0 | F | 0,67 | 70,6 |
| 3000b-2-3 | | | 0,28 | | | 0,85 | 107,1 | F | 0,72 | 77,1 | | 0,84 | 107,1 | F | 0,72 | 77,1 |
| 3000b-2-4 | | | 0,28 | | | 0,84 | 104,0 | F | 0,73 | 76,4 | | 0,83 | 104,4 | F | 0,73 | 76,4 |
| **Média** | | | **0,27** | | | **0,81** | | | **0,70** | | | **0,80** | | | **0,70** | |

Continua...

...continuação da Tabela 3

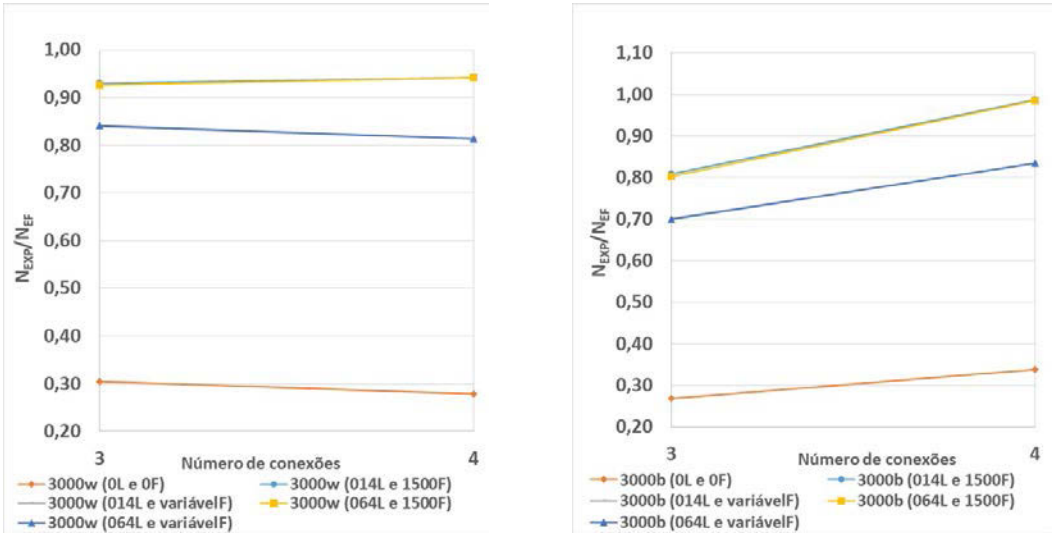
| Modelo | Imp.: 0 (L) e 0 (F) | | | Imp.: 0,14*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | Imp.: 0,14*t (L) e variável (F)[1] | | | Imp.: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | Imp.: 064*t (L) e variável (F)[1] | | | $N_{EXP}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | $N_{EF}$ (kN) | M.I. | $N_{EXP}/N_{EF}$ | |
| 3000b-3-1 | 288,5 | F | 0,32 | 98,8 | F | 0,93 | 118,2 | F | 0,78 | 91,9 | F | 0,93 | 118,1 | F | 0,78 | 91,9 |
| 3000b-3-2 | | | 0,34 | | | 0,98 | 115,4 | F | 0,84 | 97,2 | | 0,98 | 115,4 | F | 0,84 | 97,2 |
| 3000b-3-3 | | | 0,35 | | | 1,02 | 116,1 | F | 0,86 | 100,3 | | 1,01 | 116,0 | F | 0,86 | 100,3 |
| 3000b-3-4 | | | 0,35 | | | 1,02 | 117,6 | F | 0,86 | 100,6 | | 1,02 | 117,5 | F | 0,86 | 100,6 |
| **Média** | | | **0,34** | | | **0,99** | | | **0,83** | | | **0,98** | | | **0,84** | |
| 1500w-1-2 | 279,5 | F | 0,72 | 218,1 | F | 0,93 | 249,3 | F | 0,81 | 202,2 | F | 0,98 | 230,0 | F/L | 0,88 | 202,2 |
| 1500w-1-3 | | | 0,79 | | | 1,02 | 247,4 | F | 0,90 | 221,7 | F | 1,08 | 229,2 | F/L | 0,97 | 221,7 |
| **Média** | | | **0,76** | | | **0,97** | | | **0,85** | | | **1,03** | | | **0,92** | |
| 1500w-2-1 | 345,6 | F | 0,71 | 216,7 | F | 1,14 | 237,6 | F | 1,04 | 246,0 | F | 1,17 | 224,6 | F | 1,10 | 246,0 |
| 1500w-2-2 | | | 0,68 | | | 1,08 | 244,1 | F | 0,96 | 235,1 | F | 1,12 | 228,0 | F | 1,03 | 235,1 |
| 1500w-2-3 | | | 0,72 | | | 1,16 | 239,1 | F | 1,05 | 250,4 | F | 1,19 | 225,8 | F | 1,11 | 250,4 |
| **Média** | | | **0,71** | | | **1,13** | | | **1,02** | | | **1,16** | | | **1,08** | |
| 1500w-3-1 | 301,9 | F | 0,81 | 222,4 | F | 1,10 | 248,1 | F | 0,98 | 243,6 | F/L | 1,13 | 232,4 | F/L | 1,05 | 243,6 |
| 1500w-3-2 | | | 0,83 | | | 1,12 | 247,6 | F | 1,01 | 249,6 | F/L | 1,16 | 231,8 | F/L | 1,08 | 249,6 |
| 1500w-3-3 | | | 0,72 | | | 0,97 | 246,0 | F | 0,88 | 216,7 | F/L | 1,01 | 230,9 | F/L | 0,94 | 216,7 |
| **Média** | | | **0,78** | | | **1,06** | | | **0,96** | | | **1,10** | | | **1,02** | |
| 1500w-5-1 | 302,1 | F+L | 0,72 | 225,5 | F | 0,97 | 253,9 | F/L | 0,86 | 217,7 | F/L | 1,00 | 237,6 | F/L | 0,92 | 217,7 |
| 1500w-5-2 | | | 0,76 | | | 1,01 | 250,2 | F/L | 0,91 | 228,7 | F/L | 1,05 | 234,8 | F/L | 0,97 | 228,7 |
| 1500w-5-3 | | | 0,80 | | | 1,07 | 248,3 | F/L | 0,97 | 242,0 | F/L | 1,11 | 233,4 | F/L | 1,04 | 242,0 |
| **Média** | | | **0,76** | | | **1,02** | | | **0,92** | | | **1,05** | | | **0,98** | |
| 3000w-2-1 | 280,8 | F | 0,28 | 92,1 | F | 0,86 | 102,2 | F | 0,78 | 79,3 | F | 0,86 | 101,9 | F | 0,78 | 79,3 |
| 3000w-2-2 | | | 0,31 | | | 0,93 | 102,2 | F | 0,84 | 85,8 | F | 0,93 | 101,5 | F | 0,85 | 85,8 |
| 3000w-2-3 | | | 0,30 | | | 0,92 | 101,5 | F | 0,83 | 84,4 | F | 0,91 | 101,4 | F | 0,83 | 84,4 |
| 3000w-2-4 | | | 0,33 | | | 1,01 | 102,6 | F | 0,91 | 93,3 | F | 1,01 | 102,5 | F | 0,91 | 93,3 |
| **Média** | | | **0,31** | | | **0,93** | | | **0,84** | | | **0,93** | | | **0,84** | |
| 3000w-3-1 | 343,9 | F | 0,29 | 101,5 | F | 0,99 | 117,9 | F | 0,85 | 100,4 | F | 0,99 | 117,9 | F | 0,85 | 100,4 |
| 3000w-3-2 | | | 0,28 | | | 0,96 | 117,6 | F | 0,83 | | F | 0,96 | 117,6 | F | 0,83 | 97,2 |
| 3000w-3-3 | | | 0,28 | | | 0,94 | 116,9 | F | 0,81 | | F | 0,94 | 117,2 | F | 0,81 | 95,1 |
| 3000w-3-4 | | | 0,26 | | | 0,88 | 117,4 | F | 0,76 | | F | 0,88 | 117,5 | F | 0,76 | 89,4 |
| **Média** | | | **0,28** | | | **0,94** | | | **0,81** | | | **0,94** | | | **0,81** | |

$N_{EF}$ é a força normal resistente obtida na análise numérica
M. I. é o modo de instabilidade observado.
$N_{EXP}$é a força normal resistente experimental obtida por Dobrić et al. [2].
[1]Valor de imperfeição global de flexão para cada barra, conforme Tabela 2.
L é a instabilidade local.
F é a instabilidade global por flexão.




(a) Conexões soldadas (b) Conexões parafusadas

Figura 9 – Relação média entre a força normal resistente experimental e a numérica (Modelos de 1500mm)




(a) Conexões soldadas (b) Conexões parafusadas

Figura 10 – Relação média entre a força normal resistente experimental e a numérica (Modelos de 3000mm)

A inserção das imperfeições geométricas referentes aos modos local e global de flexão se mostraram de extrema importância para reproduzir o comportamento dos perfis estudados. Isso fica claro ao analisar a relação entre a força normal resistente experimental e a numérica, a distribuição de tensões de von Mises e os modos de instabilidade observados. Dessa forma, foi essencial a consideração e variação das imperfeições para uma boa relação entre os resultados numéricos e experimentais. Outro ponto a ser comentado é com relação a maior dificuldade de simular o comportamento de perfis com 3000 mm.

Para esse comprimento a utilização de valores maiores de imperfeição global de flexão se mostraram mais eficientes para a análise obtendo valores mais próximos entre as análises numérica e experimental. Por se tratar de comprimento maior, o tipo de instabilidade predominante foi característico global de flexão, assim, explicando essa maior sensibilidade a esse tipo de imperfeição.As Figuras 11 e 12 ilustram os modos de instabilidade típicos e a distribuição de tensões de von Mises observados para os modelos de 1500 mm e 3000 mm, respectivamente.

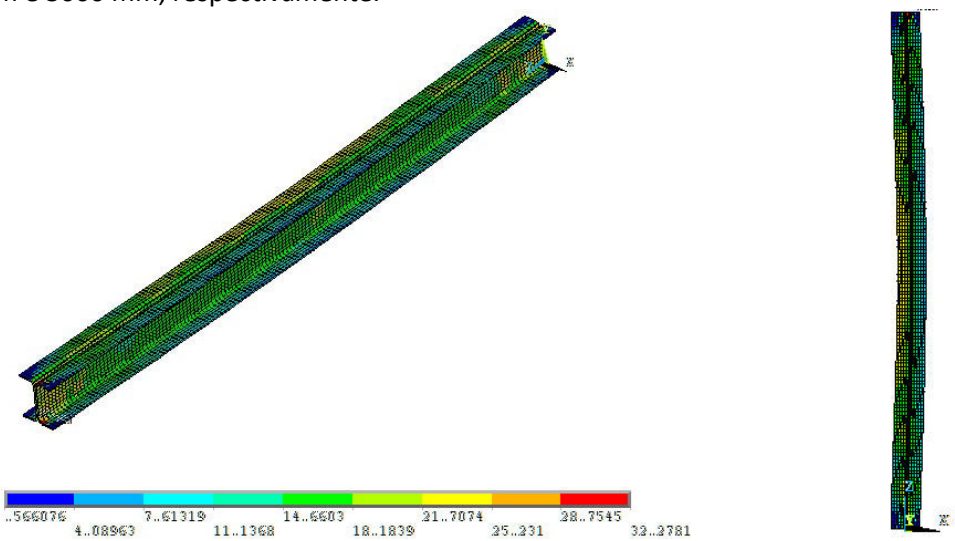



Figura 11 – Modo de instabilidade global de flexão e distribuição de tensões de von Mises para o modelo 1500b-3 (Seção 2U 100x40x4,00 – Imperfeições: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F))

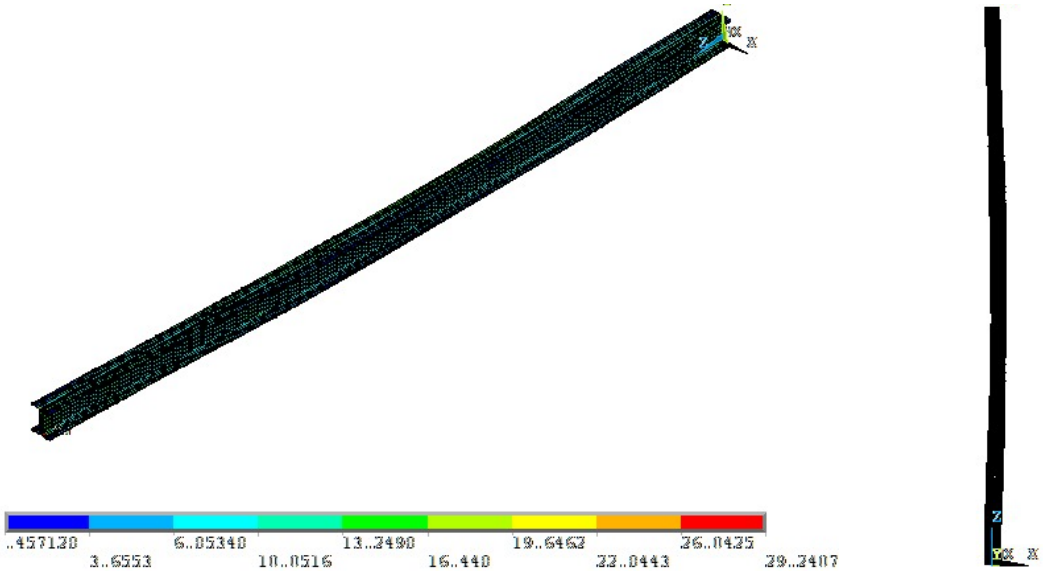



Figura 12 – Modo de instabilidade global de flexão e distribuição de tensões de von Mises para o modelo 3000w-3 (Seção 2U 100x40x4,00 – Imperfeições: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F))

A segunda etapa do trabalho consistiu no estudo de diferentes comprimentos e número de conexões. A Tabela 4 apresenta os valores obtidos por meio da simulação numérica para os mesmos perfis, variando-se comprimento em 750, 1500, 2250 e 3000 mm. Para essas simulações foram analisados perfis sem a inserção de conexões até a utilização de 6 conexões soldadas, formando 5 módulos. Foram simulados perfis com imperfeição associada ao modo local igual a 0,64*t e associadas ao modo global de flexão de $L_{barra}/1500$ e valores medidos experimentalmente por Dobrić et al. [2]. Para situações em que não havia valores medidos de imperfeição global por flexão foi utilizado o valor médio das imperfeições medidas nos ensaios experimentais, obtendo-se $L_{barra}/9087$.

Como os resultados numéricos obtidos foi realizada a comparação com os valores experimentais e com os calculados pela ABNT NBR 14762 [4], utilizando o Método da Resistência Direta. Para a análise de estabilidade elástica das seções foi o utilizado o programa CUFSM [12], que adota o Método das Faixas Finitas em sua formulação. Vale ressaltar que a análise no CUFSM [12] foi sempre realizada utilizando seções isoladas, já que a ligação entre seções não é contínua. Foram adotadas duas hipóteses de cálculo: uma considerando barras isoladas e outra considerando barra composta, utilizando a esbeltez modificada da ANSI/AISI S100 [3]. Os resultados são apresentados na Tabela 4 e nas Figuras 13 e 14.

Tabela 4 – Comparação dos resultados da análise numérica com experimentais e calculados pela ABNT NBR 14762 [4] (Seção 2U 100x40x4,00)

| Modelo (Esbeltez) | N. C. | $(a/r_i)$ | | Imp.: 064*t (L) e $L_{barra}/1500$ (F) | | | | Imp. 064*t (L) e variável (F) | | | | $N_{EXP}$ (kN) | $N_{c,Rk}$ (kN) | $N_{c,Rk}$* (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}/N_{c,Rk}$ | $N_{EF}/N_{c,Rk}$* | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}/N_{c,Rk}$ | $N_{EF}/N_{c,Rk}$* | | | |
| 750w-0 (46) | 0 | 62 | N | 196,2 | F | 0,73 | 0,63 | 196,1 | F | 0,73 | 0,63 | - | 268,6 | |
| 750w-1 (46) | 2 | 54 | N | 265,7 | F/L | 0,93 | 0,86 | 271,3 | F/L | 0,95 | 0,87 | - | 286,9 | |
| 750w-2 (46) | 3 | 27 | S | 270,5 | F/L | 0,81 | 0,87 | 275,0 | F/L | 0,83 | 0,89 | - | 332,8 | 310,5 |
| 750w-3 (46) | 4 | 18 | S | 273,9 | F/L | 0,80 | 0,88 | 278,3 | F/L | 0,81 | 0,90 | - | 342,1 | |
| 750w-4 (46) | 5 | 14 | S | 278,0 | F/L | 0,80 | 0,90 | 282,9 | F/L | 0,82 | 0,91 | - | 345,4 | |
| 750w-5 (46) | 6 | 11 | S | 279,3 | F/L | 0,81 | 0,90 | 284,3 | F/L | 0,82 | 0,92 | - | 347,0 | |
| 1500w-0 (92) | 0 | 124 | N | 123,1 | F | 1,36 | 0,88 | 123,0 | F | 1,35 | 0,87 | - | 90,8 | |
| 1500w-1-2 (92) | 2 | 116 | N | 206,0 | F/L | 2,08 | 1,47 | 230,0 | F | 2,32 | 1,64 | 202,2 | 99,0 | |
| 1500w-1-3 (92) | | | | | | 2,08 | | 229,2 | F | 2,31 | 1,63 | 221,7 | | |
| 1500w-2-1 (92) | | | | | F | 1,17 | | 224,6 | F | 1,25 | 1,60 | 246,0 | | |
| 1500w-2-2 (92) | 3 | 58 | S | 209,8 | F | 1,17 | 1,49 | 228,0 | F | 1,27 | 1,62 | 235,1 | 180,0 | |
| 1500w-2-3 (92) | | | | | F | 1,17 | | 225,8 | F | 1,25 | 1,61 | 250,4 | | |
| 1500w-3-1 (92) | | | | | F/L | 1,05 | | 232,4 | F/L | 1,14 | 1,65 | 243,6 | | 140,6 |
| 1500w-3-2 (92) | 4 | 42 | S | 214,7 | F/L | 1,05 | 1,53 | 231,8 | F/L | 1,13 | 1,65 | 249,6 | 204,5 | |
| 1500w-3-3 (92) | | | | | F/L | 1,05 | | 230,9 | F/L | 1,13 | 1,64 | 216,7 | | |
| 1500w-4 (92) | 5 | 29 | S | 215,9 | F/L | 1,01 | 1,54 | 233,3 | F/L | 1,09 | 1,66 | - | 213,9 | |
| 1500w-5-1 (92) | | | | | F/L | 1,00 | | 237,6 | F/L | 1,09 | 1,69 | 217,7 | | |
| 1500w-5-2 (92) | 6 | 23 | S | 217,7 | F/L | 1,00 | 1,55 | 234,8 | F/L | 1,08 | 1,67 | 228,7 | 218,4 | |
| 1500w-5-3 (92) | | | | | F/L | 1,00 | | 233,4 | F/L | 1,07 | 1,66 | 242,0 | | |
| 2250w-0 (138) | 0 | 187 | N | 72,8 | F | 1,80 | 1,16 | 74,7 | F | 1,85 | 1,20 | - | 40,3 | |
| 2250w-1 (138) | 2 | 179 | N | 135,2 | F/L | 3,16 | 2,16 | 157,1 | F+L | 3,67 | 2,51 | - | 42,7 | |
| 2250w-2 (138) | 3 | 89 | S | 135,6 | F | 1,69 | 2,17 | 157,1 | F | 1,95 | 2,51 | - | 80,4 | 62,5 |
| 2250w-3 (138) | 4 | 60 | S | 144,5 | F | 1,50 | 2,31 | 167,6 | F | 1,74 | 2,68 | - | 96,1 | |
| 2250w-4 (138) | 5 | 45 | S | 145,9 | F | 1,41 | 2,33 | 171,3 | F | 1,66 | 2,74 | - | 103,2 | |
| 2250w-5 (138) | 6 | 36 | S | 147,8 | F | 1,38 | 2,36 | 172,9 | F | 1,62 | 2,77 | - | 106,8 | |

Continua...

... Continuação da Tabela 4.

| Modelo (Esbeltez) | N. C. | (a/$r_i$) | | Imp.: 064*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | | Imp. 064*t (L) e variável (F) | | | | $N_{EXP}$ (kN) | $N_{c,Rk}$ (kN) | $N_{c,Rk}$* (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}$/ $N_{c,Rk}$ | $N_{EF}$/ $N_{c,Rk}$* | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}$/ $N_{c,Rk}$ | $N_{EF}$/ $N_{c,Rk}$* | | | |
| 3000w-0 (184) | 0 | 249 | N | 53,1 | F | 2,34 | 1,51 | 52,8 | F | 2,33 | 1,50 | - | 22,7 | 35,2 |
| 3000w-1 (184) | 2 | 241 | N | 91,0 | F | 3,84 | 2,59 | 106,9 | F | 4,51 | 3,04 | - | 23,7 | |
| 3000w-2-1 (184) | 3 | 121 | S | 92,5 | F | 2,06 | 2,63 | 101,9 | F | 2,27 | 2,90 | 79,3 | 44,9 | |
| 3000w-2-2 (184) | | | | | F | 2,06 | | 101,5 | F | 2,26 | 2,89 | 85,8 | | |
| 3000w-2-3 (184) | | | | | F | 2,06 | | 101,4 | F | 2,26 | 2,88 | 84,4 | | |
| 3000w-2-4 (184) | | | | | F | 2,06 | | 102,5 | F | 2,28 | 2,92 | 93,3 | | |
| 3000w-3-1 (184) | 4 | 80 | S | 101,5 | F | 1,88 | 2,89 | 117,9 | F | 2,19 | 3,35 | 100,4 | 53,9 | |
| 3000w-3-2 (184) | | | | | F | 1,88 | | 117,6 | F | 2,18 | 3,35 | 97,2 | | |
| 3000w-3-3 (184) | | | | | F | 1,88 | | 117,2 | F | 2,17 | 3,33 | 95,1 | | |
| 3000w-3-4 (184) | | | | | F | 1,88 | | 117,5 | F | 2,18 | 3,34 | 89,4 | | |
| 3000w-4 (184) | 5 | 60 | S | 104,8 | F | 1,81 | 2,98 | 123,9 | F | 2,14 | 3,52 | - | 57,9 | |
| 3000w-5 (184) | 6 | 48 | S | 107,1 | F | 1,79 | 3,05 | 132,3 | F | 2,21 | 3,76 | - | 60,0 | |

N. C. é o número de conexões ao longo do comprimento.
a é a distância entre conexões.
$r_i$ é o raio de giração mínimo da barra individual.
N indica que a esbeltez entre conexões não atende ao critério (a/$r_i$) < 0,5*λ, de acordo com a ABNT NBR 14762 [4] e ANSI/AISI S100 [3].
S indica que a esbeltez entre conexões atende ao critério (a/$r_i$) < 0,5*λ.
λé o índice de esbeltez máximo da barra.
$N_{EF}$ é a força normal resistente obtida na análise numérica.
M. I. é o modo de instabilidade observado.
$N_{EXP}$ é a força normal resistente experimental obtida por Dobrić et al. [2].
$N_{c,Rk}$é a força normal resistente calculada considerando seção dupla com $(KL/r)_{mod}$ pelo Método da Resistência Direta.
$N_{c,Rk}^*$ é a força normal resistente calculadaconsiderando seções isoladas pelo Método da Resistência Direta.
L é o modo de instabilidade local.
F é o modo de instabilidade global por flexão.
$(KL/r)_{mod}$ é o índice de esbeltez modificado.

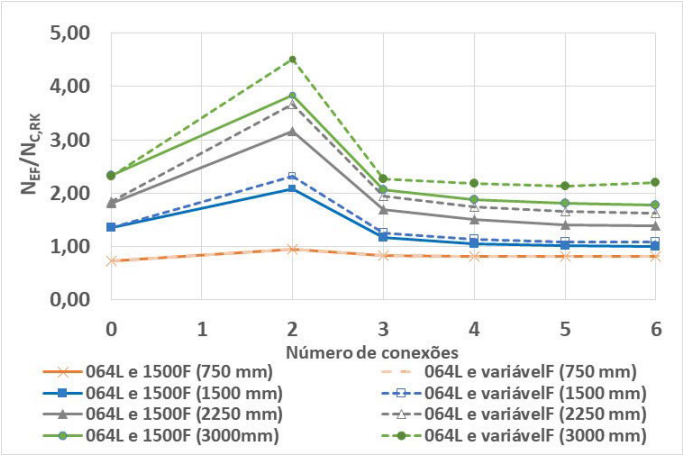



Figura 13 – Relação entre a força normal resistente numérica e a obtida pela ABNT NBR 14762 [4] considerando seção composta (Seção 2U 100x40x4,00)

A Figura 13 refere-se ao gráfico comparativo dos valores encontrados na análise numérica e os calculados pela ABNT NBR 14762 [4], evidenciando a discrepância entre eles. Além disso, a relação

predominantemente encontrada foi de subdimensionamento, sendo que, a relação entre força normal resistente numérica e força normal resistente obtida pela ABNT NBR 14762 [4] foi maior do que 1,0 para a maioria dos casos. Essa diferença é ampliada de acordo com o aumento do comprimento dos perfis atingindo valores próximos a 4,50 em alguns casos para comprimentos iguais a 3000 mm. Os únicos casos de superdimensionamento ocorreram para perfis de 750 mm, em que, a relação apresentou valores inferiores a 1,0.Outra análise realizada foi com relação a influência do número de conexões na força normal resistente dos perfis, conforme apresentado na Figura 14.

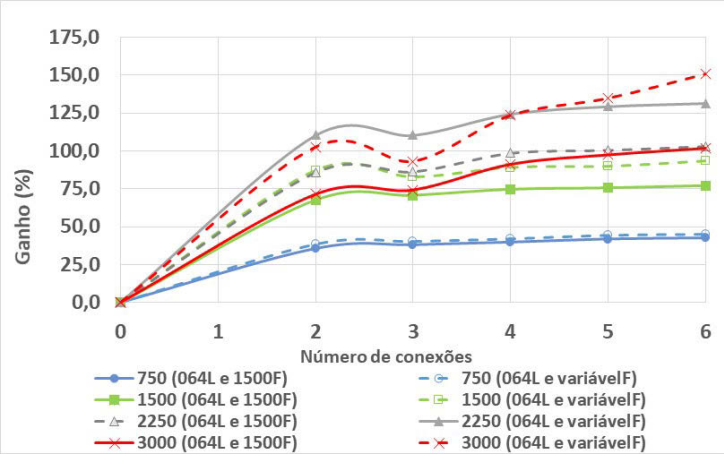



Figura 14 – Influência do número de conexões na força normal resistente (Seção 2U 100x40x4,00)

O aumento de resistência se torna mais relevante para perfis com comprimentos maiores, sendo que, para 750 mm esse aumento é de aproximadamente 5% ao comparar perfis com duas e seis conexões, como é apresentado na Figura 14, obtendo ganhos significativos apenas quando comparados perfis sem conexões e perfis com conexões nas extremidades (ganho de 38%).Os perfis com maior comprimento apresentam um ganho significativo ao se comparar condições sem conexões e com conexões nas extremidades (em torno de 50% para perfis de 3000 mm). Entretanto, a maior diferença é visível ao analisar a presença de conexões intermediárias. Nesses casos, quanto maior o comprimento, maior o ganho e maior a eficiência da adição de mais conexões. Exemplo disso, o ganho de perfis de 1500 mm é de 1,3% comparando duas com seis conexões. Já em perfis de 3000 mm o ganho é de 24,5% nas mesmas condições.

A última etapa do trabalho foi a extrapolação da análise numérica, objetivando, dessa maneira, estudar qual a influência da espessura dos perfis e como os procedimentos normativos adotados se relacionam com a análise numérica do programa ANSYS [1]. Para essa etapa foi considerado uma chapa de 2 mm e perfis com raio interno de dobra igual a 4 mm, ou seja, a seção 2U 100x40x2,00.Foram adotadas imperfeições de 0,64*t associada ao modo local e $L_{barra}/1500$ e $L_{barra}/9087$ associadas ao modo global de flexão; sendo $L_{barra}/9087$ a média dos valores medidos experimentalmente por Dobrić et al. [2]. Os resultados obtidos estão representados na Tabela 5 e nas Figuras 15 e 16.

Tabela 5 – Comparação dos resultados da análise numérica com os calculados pela ABNT NBR 14762 [4] (Seção 2U 100x40x2,00)

| Modelo (Esbeltez) | N. C. | $(a/r_i)$ | | Imp.: 064*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F) | | | | Imp. 064*t (L) e $L_{barra}$/9087 (F) | | | | $N_{c,Rk}$ (kN) | $N_{c,Rk}$* (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}/N_{c,Rk}$ | $N_{EF}/N_{c,Rk}$* | $N_{EF}$ (kN) | M. I. | $N_{EF}/N_{c,Rk}$ | $N_{EF}/N_{c,Rk}$* | | |
| 750w-0 (46) | 0 | 59 | N | 82,6 | F | 0,58 | 0,57 | 82,6 | F | 0,58 | 0,57 | 142,5 | |
| 750w-1 (46) | 2 | 51 | N | 108,2 | L | 0,73 | 0,75 | 111,2 | L | 0,75 | 0,77 | 148,3 | |
| 750w-2 (46) | 3 | 26 | N | 111,0 | L | 0,68 | 0,77 | 113,5 | L | 0,70 | 0,79 | 162,3 | |
| 750w-3 (46) | 4 | 17 | S | 108,5 | L | 0,66 | 0,75 | 112,1 | L | 0,68 | 0,78 | 165,0 | 143,7 |
| 750w-4 (46) | 5 | 13 | S | 116,2 | L | 0,70 | 0,81 | 119,5 | L | 0,72 | 0,83 | 166,0 | |
| 750w-5 (46) | 6 | 10 | S | 121,7 | L | 0,73 | 0,85 | 127,4 | L | 0,77 | 0,89 | 166,4 | |
| 1500w-0 (92) | 0 | 118 | N | 51,7 | F | 0,87 | 1,05 | 51,7 | F | 0,87 | 0,65 | 59,6 | |
| 1500w-1 (92) | 2 | 111 | N | 83,7 | F/L | 1,27 | 1,05 | 95,5 | F/L | 1,45 | 1,20 | 65,7 | |
| 1500w-2 (92) | 3 | 55 | N | 83,6 | F/L | 0,70 | 1,01 | 92,8 | F/L | 0,77 | 1,17 | 120,0 | 79,6 |
| 1500w-3 (92) | 4 | 37 | S | 80,2 | F/L | 0,62 | 1,09 | 89,3 | F/L | 0,69 | 1,12 | 129,9 | |
| 1500w-4 (92) | 5 | 28 | S | 86,6 | F/L | 0,65 | 1,07 | 96,5 | F/L | 0,72 | 1,21 | 133,5 | |
| 1500w-5 (92) | 6 | 22 | S | 84,8 | F/L | 0,63 | 0,38 | 93,3 | F/L | 0,69 | 1,17 | 135,2 | |
| 2250w-0 (138) | 0 | 177 | N | 30,6 | F | 1,15 | 0,83 | 30,6 | F | 1,15 | 0,83 | 26,5 | |
| 2250w-1 (138) | 2 | 170 | N | 50,4 | F/L | 0,77 | 1,36 | 60,1 | F/L | 0,92 | 1,63 | 65,7 | |
| 2250w-2 (138) | 3 | 85 | N | 51,4 | F | 0,43 | 1,39 | 58,0 | F/L | 0,48 | 1,57 | 120,0 | 37,0 |
| 2250w-3 (138) | 4 | 57 | S | 53,0 | F | 0,41 | 1,43 | 61,7 | F/L | 0,47 | 1,67 | 129,9 | |
| 2250w-4 (138) | 5 | 42 | S | 53,6 | F | 0,40 | 1,45 | 62,0 | F/L | 0,46 | 1,68 | 133,5 | |
| 2250w-5 (138) | 6 | 34 | S | 54,1 | F | 0,40 | 1,46 | 63,6 | F/L | 0,47 | 1,72 | 135,2 | |
| 3000w-0 (184) | 0 | 236 | N | 19,8 | F | 1,33 | 0,95 | 19,8 | F | 1,33 | 0,95 | 14,9 | |
| 3000w-1 (184) | 2 | 237 | N | 30,8 | F | 1,97 | 1,48 | 37,3 | F/L | 2,39 | 1,80 | 15,6 | |
| 3000w-2 (184) | 3 | 114 | N | 31,8 | F | 0,96 | 1,53 | 37,3 | F/L | 1,13 | 1,79 | 33,1 | 20,8 |
| 3000w-3 (184) | 4 | 76 | S | 33,1 | F | 0,79 | 1,59 | 37,9 | F/L | 0,91 | 1,82 | 41,7 | |
| 3000w-4 (184) | 5 | 57 | S | 33,7 | F | 0,73 | 1,62 | 40,2 | F/L | 0,87 | 1,93 | 45,9 | |
| 3000w-5 (184) | 6 | 46 | S | 34,0 | F | 0,71 | 1,64 | 40,5 | F/L | 0,84 | 1,95 | 48,1 | |

N. C. é o número de conexões ao longo do comprimento.
a é a distância entre conexões.
$r_i$ é o raio de giração mínimo da barra individual.
N indica que a esbeltez entre conexões não atende ao critério $(a/r_i) < 0,5*\lambda$, de acordo com a ABNT NBR 14762 [4] e ANSI/AISI S100 [3].
S indica que a esbeltez entre conexões atende ao critério $(a/r_i) < 0,5*\lambda$.
$\lambda$é o índice de esbeltez máximo da barra.
$N_{EF}$ é a força normal resistente obtida na análise numérica.
M. F. é o modo de instabilidade observado.
$N_{c,Rk}$é a força normal resistente calculada considerando seção dupla com $(KL/r)_{mod}$ pelo Método da Resistência Direta.
$N_{c,Rk}^*$ é a força normal resistente calculadaconsiderando seções isoladas pelo Método da Resistência Direta.
L é o modo de instabilidade local.
F é o modo de instabilidade global por flexão.
$(KL/r)_{mod}$ é o índice de esbeltez modificado.

Com relação aos perfis com seção 2U 100x40x2,00, as imperfeições mostraram-se mais relevantes em comprimentos maiores. Essa diferença novamente se justifica pelo modo de instabilidade observado nos modelos analisados. Assim, para barras de maior comprimento, a predominância de flexão fez com que variações nas imperfeições globais fossem mais expressivas na força normal resistente.

Com relação aos valores obtidos por meio da ABNT NBR 14762 [4] houve mudanças significativas. Mesmo com valores da relação entre força normal resistente numérica e força normal resistente obtida pela ABNT NBR 14762 [4] mais próximos de 1,0 (Figura 15) a preocupação com a segurança mostra-se visível, já que neste caso a maioria dos resultados foram contra a segurança. As Figuras 17 e 18 ilustram

os modos de instabilidade típicos e a distribuição de tensões de von Mises observados para os modelos de 1500 mm e 3000 mm, respectivamente.

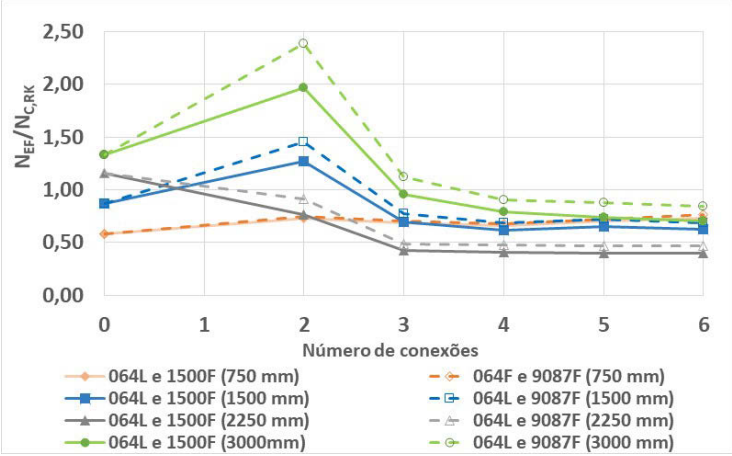



Figura 15 – Relação entre a força normal resistente numérica e a obtida pela ABNT NBR 14762 [4] (Seção 2U 100x40x2,00)

Com relação ao ganho de resistência das barras (Figura 16), com a adição de conexões foi claro o grande salto encontrado ao se adicionar duas conexões nas extremidades, sendo, 47,5% para comprimento igual a 750 mm e 104% para 1500 mm. O acréscimo de mais conexões intermediárias possui caráter crescente na resistência, apresentando aumento ao comparar duas e seis conexões iguais à 14,4% e 8,1% para 750 e 3000 mm, respectivamente.

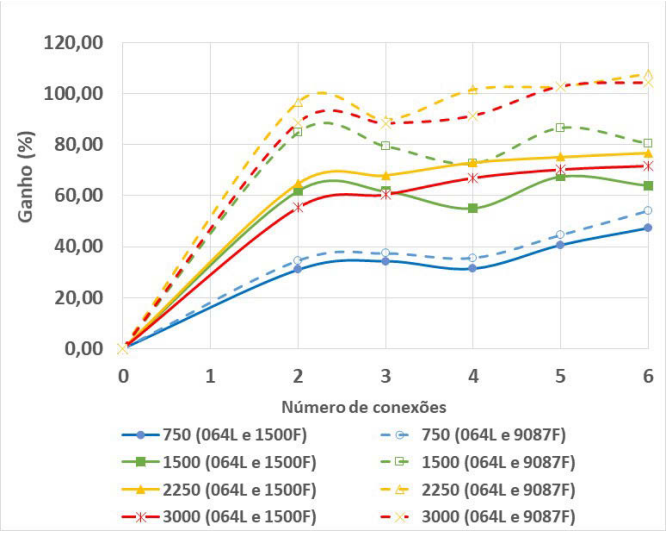



Figura 16 – Influência do número de conexões na força normal resistente(Seção 2U 100x40x2,00)

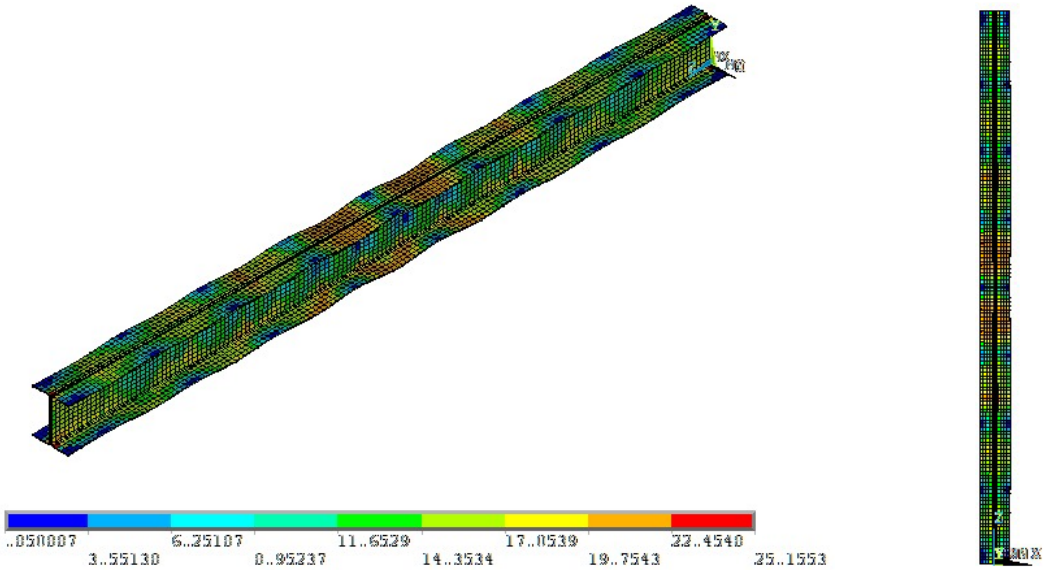



Figura 17 – Modos de instabilidade local e global por flexão e distribuição de tensões de von Mises para o modelo1500w-3(Seção 2U 100x40x2,00 – Imperfeições: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/1500 (F))

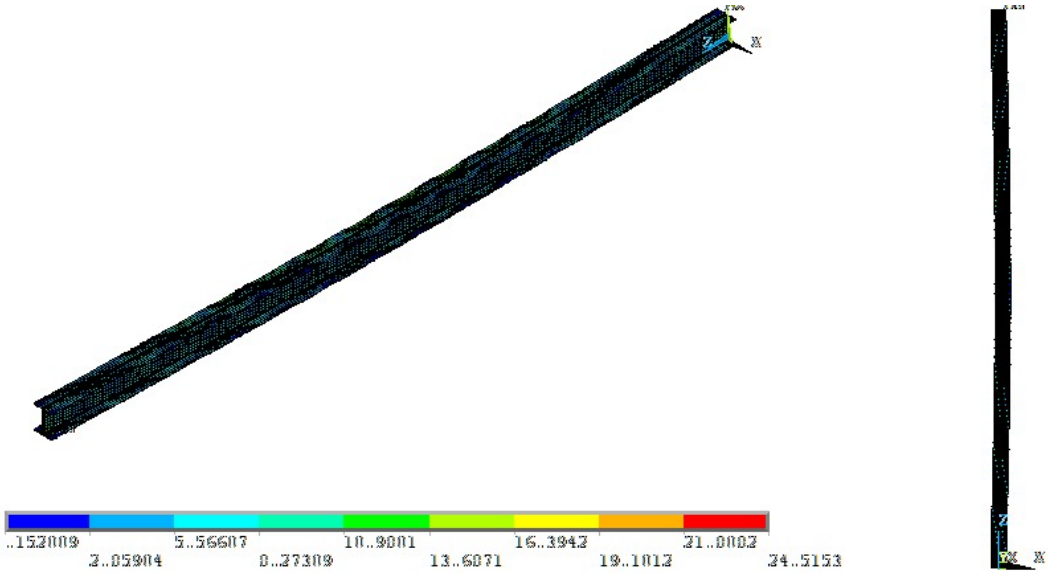



Figura 18 – Modos de instabilidade local e global por flexão e distribuição de tensões de von Mises para o modelo 3000w-4 (Seção 2U 100x40x2,00 – Imperfeições: 0,64*t (L) e $L_{barra}$/9087 (F))

## 4 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos na análise numérica dos perfis de aço formados a frio em seção composta formada por duplo "U", mostraram-se eficientes para o estudo e conclusões referentes a área. Além disso, foi possível observar a eficiência da análise numérica ao comparar com dados experimentais, permitindo, dessa maneira, a possibilidade de extrapolação da análise. Entretanto, os resultados se mostraram válidos para a análise numérica apenas ao se considerar a presença de imperfeições geométricas iniciais nos perfis.

Outro ponto de extrema importância proveniente dos resultados é com relação à ineficiência da ABNT NBR 14762 [4] e ANSI/AISI S100 [3] para descrever o comportamento das seções compostas em duplo "U". Os valores encontrados tiveram predominantemente caráter antieconômico ou contra a segurança, variando em função da esbeltez local e global dos perfis. De uma forma geral, para perfis com maior esbeltez local o procedimento foi contra a segurança e para perfis com menor esbeltez conservadores.

Ao se analisar a presença de conexões nos perfis estudados, fica claro a grande importância da sua adição nas extremidades, em que, para todos os casos houve um aumento significativo na resistência a compressão. Já para a presença de conexões intermediárias, o ganho de resistência se mostrou mais relevante em perfis que possuíam predominância da instabilidade global.

Assim, tais conclusões evidenciam a validade dos resultados obtidos e contribuem para proporcionar maior contribuição sobre o comportamento de perfis compostas de aço formado a frio em seção duplo "U" submetidas à compressão.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem ao CNPq pela bolsa de Iniciação Científica concedida e ao Departamento de Engenharia Civil da UFSCar pela infraestrutura fornecida.

## REFERÊNCIAS

[1] ANSYS. Structural non linearities. v.13.0. Houston, USA; 2011.

[2] DOBRIĆ, J.; MARKOVIĆ, Z.; BUDEVAC, D.; SPREMIĆ, M.; FRIC, N. Resistance of cold-formed built-up stainless-steel columns – Part I: Experiment. Journal of Constructional Steel Research. 2018; v.145; p. 552-572.

[3] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. ANSI/AISI S100. North American specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington, DC: AISI, 2020.

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

[5] BECQUE, J.; RASMUSSEN, K. J. R. (2009). Experimental Investigation of the Interaction of Local and Overall Buckling of Stainless Steel I-Columns. Journal of Structural Engineering. 2009; v. 135 (11); p. 1340-1348.

[6] MACEDO, G. C.; MAIA, W. F. Análise numérica de perfis de aço formados a frio em seção "I"constituída por duplo "U" submetidos à compressão. Colloquim Exactarum. 2020; v.12; p.95 - 110.

[7] DOBRIĆ, J.; MARKOVIĆ, Z.; BUDEVAC, D.; SPREMIĆ, M.; FRIC, N. Resistance of cold-formed built-up stainless steel columns – Part II: Numerical simulation. Journal of Constructional Steel Research. 2018; v.140, p. 247-260.

[8] CHODRAUI, G. M. B.Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão.Tese de Doutorado. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo; 2006.

[9] MAIA, W. F.; VIEIRA JUNIOR, L. C. M.; SCHAFER, B. W.; MALITE, M. Experimental and numerical investigation of cold-formed steel double angle members under compression.Journal of Constructional Steel Research. 2016; v.121, p. 398-412.

[10] SILVA, L. H. L.; MAIA, W. F. Análise numérica paramétrica de perfis de aço formados a frio em seção duplo U afastados com travejamento em quadro sob compressão. Revista da Estrutura de Aço. 2023; v.12;p.191-210.

[11] SCHAFER, B. W.; PEKÖZ, T. Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. Journal of Constructional Steel Research. 1998; v. 47; p. 193-210.

[12] SCHAFER, B. W. Finite strip analysis of thin-walled members. In: CUFSM: Cornell University – Finite Strip Method, 2001.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto: projeto; dimensionamento; fabricação; e montagem

# INFLUÊNCIA DAS PERFURAÇÕES EM COLUNAS CURTAS COM SEÇÃO TIPO RACK DE PERFIS FORMADOS A FRIO

Diego Augusto Cunha Costa[1]
Matheus Miranda de Oliveira[2]
Guilherme Cássio Elias[3]
Vinícius Nicchio Alves[4]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[5]

**Resumo**

Perfis formados a frio (PFF) são amplamente utilizados em sistemas de armazenagem, especialmente em colunas de estruturas com seção transversal do tipo rack, as quais apresentam perfurações ao longo do comprimento que propiciam ligações na forma de encaixe. No entanto, a influência dessas aberturas no desempenho estrutural e na estabilidade das colunas ainda é pouco explorada. As abordagens existentes geralmente consideram simplificadamente apenas a redução da largura da perfuração para estimar a área mínima resistente, ou utilizam modelos experimentais de coluna curta. Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência das dimensões das perfurações na capacidade de carga de colunas curtas submetidas à compressão centrada em seções tipo rack. Para isso, foram realizadas simulações numéricas com o método dos elementos finitos, utilizando o software ANSYS, variando-se a largura e a altura dos furos em diferentes larguras de alma. Em todos os modelos analisados, o modo de falha observado foi o escoamento da seção transversal. Os resultados demonstraram que, além da largura, a altura da perfuração também exerce influência significativa na resistência última da seção. Com base nesses resultados, foi proposta uma nova equação para estimativa da carga máxima, que incorpora ambas as dimensões das perfurações.

**Palavras-chave**: Estrutura metálica; Perfis formados a frio; Colunas perfuradas de seção rack; Elementos finitos;

# INFLUENCE OF PERFORATIONS ON SHORT COLD-FORMED STEEL RACK UPRIGHTS

**Abstract**

Cold-formed steel (CFS) members are widely used in storage systems, particularly in rack uprights, which include perforations along their length to enable the connection of structural components. However, the influence of these openings on the structural performance and stability of the uprights is still not well explored. Existing approaches often simplify the problem by considering only the reduction in perforation width to estimate the effective cross-sectional area or rely on experimental data from short-column tests.

This study aims to evaluate the influence of perforation dimensions on the load-bearing capacity of short rack uprights under axial compression. Numerical simulations were conducted using the finite element method in ANSYS software, varying both the width and height of the perforations across different web widths. In all analyzed models, the observed failure mode was cross-section yielding. The results showed that, in addition to perforation width, the perforation height also has a significant effect on the ultimate strength of the section. Based on these findings, a new equation was proposed for estimating the maximum load, incorporating both perforation dimensions.

**Keywords**: Steel structures; Cold-formed steel; Perforated rack uprights; Finite element method;

[1]Engenheiro Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[2]Engenheiro Civil,Doutor,Pesquisador de Pós-doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[3]Engenheiro Civil,Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[4]Engenheiro de Controle e automação, Doutor, Professor de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

[5]Engenheira Civil, Doutora, Professora de Nível Superior, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

Os perfis formados a frio (PFF) vêm se consolidando como elementos estruturais de grande relevância na engenharia civil moderna, principalmente pela sua leveza, economia de material, facilidade de fabricação e montagem. Esses elementos são produzidos por meio da conformação de chapas de aço em temperatura ambiente e apresentam, em geral, espessuras reduzidas, limitadas a 8 mm, conforme estabelece a norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 [1]. Dentre as diversas aplicações dos PFF, destaca-se seu uso em sistemas de armazenagem industrial — conhecidos como racks — nos quais se empregam colunas com seções transversais específicas e perfurações ao longo do comprimento, com a finalidade de facilitar o acoplamento entre vigas e pilares.

A seção tipo rack, amplamente adotada nesses sistemas, caracteriza-se por ser uma seção aberta composta por alma, mesas, flanges de ligação e enrijecedores, podendo ainda conter furos e recortes que favorecem a montagem dos sistemas (Figura 1) [2]. Essa característica construtiva, embora funcione como um facilitador logístico e estrutural impõe desafios importantes ao desempenho estrutural dessas colunas. Os furos presentes na alma ou nos flanges das seções podem afetar de maneira significativa a distribuição de tensões, o comportamento em regime linear e não linear e os modos de colapso, especialmente quando o carregamento se dá por compressão axial.

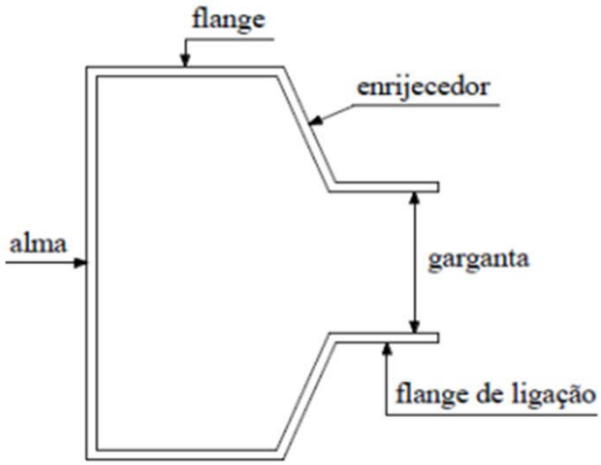



Figura 1 - Seção tipo rarck ou garrafa. FONTE: FARIA,2016

Por serem constituídos por chapas finas, os PFF apresentam suscetibilidade elevada à instabilidade. Modos clássicos de flambagem como a global, local e distorcional são frequentemente observados nesses perfis [3–5]. Em colunas curtas, no entanto, a instabilidade predominante geralmente pode se dar pelo escoamento do aço, resultando em falhas por plastificação generalizada da seção, sem envolvimento de deslocamentos laterais ou instabilidades geométricas [6].

A presença de perfurações, apesar de funcionalmente necessária, pode influenciar no desempenho estrutural dessas colunas. Estudos apontam que as perfurações afetam diretamente os modos de

flambagem local e distorcional, alteram a rigidez da seção e reduzem sua capacidade resistente [7,8]. Moen e Schafer [9], por exemplo, demonstraram que a resistência última de perfis com furos pode ser significativamente distinta daquela prevista por equações clássicas, especialmente quando não se consideram adequadamente as dimensões, a posição e o espaçamento entre as aberturas. Ainda, pesquisas como as de Sarawit e Peköz [10] e Souza [11] evidenciam a complexidade de se modelar e prever o comportamento dessas seções perfuradas, sugerindo a necessidade de abordagens numéricas ou experimentais para obtenção de resultados confiáveis.

No Brasil, a norma ABNT NBR 14762:2010 [1], principal diretriz para o dimensionamento de PFF, não contempla explicitamente a presença de perfurações na determinação da resistência axial. A recente norma ABNT NBR 17150:2024 [12], voltada para estruturas porta-paletes, aborda o tema de forma empírica, condicionando o dimensionamento à realização de ensaios laboratoriais. Essa lacuna normativa evidencia a necessidade de propostas que aliem rigor técnico, simplicidade e aplicabilidade prática, permitindo estimativas mais precisas e menos dependentes de experimentação física.

Diversos estudos buscaram preencher essa lacuna normativa por meio de análises experimentais, teóricas e numéricas. Ribeiro [13] e Faria [14], por exemplo, realizaram ensaios experimentais com colunas perfuradas, observando reduções significativas na carga máxima devido à presença de furos. Já Sarmanho et al. [15] e Pinto [16] empregaram o Método dos Elementos Finitos (MEF) para modelar o comportamento estrutural de colunas com diferentes geometrias de perfuração, validando seus modelos com dados experimentais. Em ambos os casos, observou-se que tanto a altura quanto a largura das aberturas influenciam de maneira expressiva o comportamento resistente das seções.

Além disso, Yao e Rasmussen [17,18] investigaram a influência dos parâmetros geométricos das perfurações — como comprimento, largura e espaçamento — em colunas submetidas à compressão, concluindo que a largura da perfuração possui impacto mais relevante na resistência última do que o comprimento ou o espaçamento. Gomes et al. [19] reforçaram essa conclusão ao demonstrar, por meio de análises não lineares, que a introdução de enrijecedores nas bordas dos furos pode mitigar os efeitos da perfuração, aproximando o desempenho dos perfis perfurados ao dos não perfurados.

Dessa forma, evidencia-se a carência de formulações normativas e técnicas que considerem, de forma simultânea, as dimensões e a posição das perfurações no comportamento estrutural de colunas curtas de PFF. As abordagens atuais, em sua maioria, simplificam a estimativa da área mínima resistente ao considerar apenas a redução da largura da perfuração, ou então se baseiam em modelos experimentais de colunas curtas. O presente trabalho busca suprir essa lacuna por meio de um estudo numérico em elementos finitos de colunas curtas do tipo rack. O estudo paramétrico contempla a variação da largura e da altura das perfurações em três diferentes larguras de alma, resultando em um total de 135 modelos avaliados. A partir da análise dos resultados propõe-se uma nova equação para estimativa da carga máxima resistente, incorporando as dimensões das perfurações como parâmetros de ajuste. Com isso, pretende-se contribuir com o aprimoramento das diretrizes de dimensionamento e ampliar o entendimento técnico acerca do comportamento de colunas curtas perfuradas em sistemas de armazenagem industrial.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foi desenvolvido um modelo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), que consiste na subdivisão de uma estrutura contínua em pequenos elementos, formando uma malha de elementos finitos. Utilizou-se o software ANSYS 18.2 [20] neste estudo. A implementação da análise foi conduzida por meio da linguagem de programação APDL (*Ansys Parametric Design Language*), que permite uma abordagem paramétrica, facilitando a variação geométrica das colunas.

### 2.1 Geometria e propriedade do material

Neste estudo, adotou-se uma coluna de perfil formado a frio com seção do tipo rack, contendo perfurações verticais distribuídas ao longo de seu comprimento. Foram consideradas três larguras distintas para a alma da seção (b): 80 mm, 90 mm e 100 mm. A espessura dos perfis foi mantida constante em todas as variações, sendo t = 2 mm. Na Figura 2 está apresentado um esquema das perfurações utilizadas e a seção estudada.

Foram considerados apenas furos retangulares (inclusive quadrados), uma vez que estudos anteriores, como os de Yao e Rasmussen [17,18], demonstraram que a forma do furo não exerce influência significativa sobre a resistência última das colunas. Dentre os diferentes formatos analisados, os furos retangulares tendem a resultar nas menores cargas máximas, funcionando como limite inferior para a resistência estrutural. Além disso, facilitam a geração de malha mais uniforme. Neiva [5] também concluiu que a inclinação dos furos não exerce influência significativa sobre a carga última das colunas.

As propriedades do aço utilizado nos modelos adotados, estão resumidas na Tabela 1.Na Figura 3está apresentado o diagrama tensão–deformação adotado para representar a não linearidade física do aço, utilizado também por Neiva [5]. Nesse diagrama, o ponto A corresponde a uma tensão equivalente a 70% da tensão de escoamento (0,70 fy), associada à deformação ε1. O ponto B indica o início do patamar de escoamento, ocorrendo quando a deformação atinge 3 $\varepsilon_y$. Já o ponto C marca o término dessa fase, com deformação igual a 10 $\varepsilon_y$.Por fim, o ponto D representa a tensão última ($f_u$), alcançada quando a deformação atinge 100 $\varepsilon_y$.

Tabela 1. Propriedades mecânicas do aço utilizado

| | |
|---|---|
| Tensão de escoamento ($f_y$) | 350 MPa |
| Tensão de ruptura ($f_u$) | 450 MPa |
| Módulo de Elasticidade (E) | 200 GPa |
| Coeficiente de Poisson (v) | 0,3 |

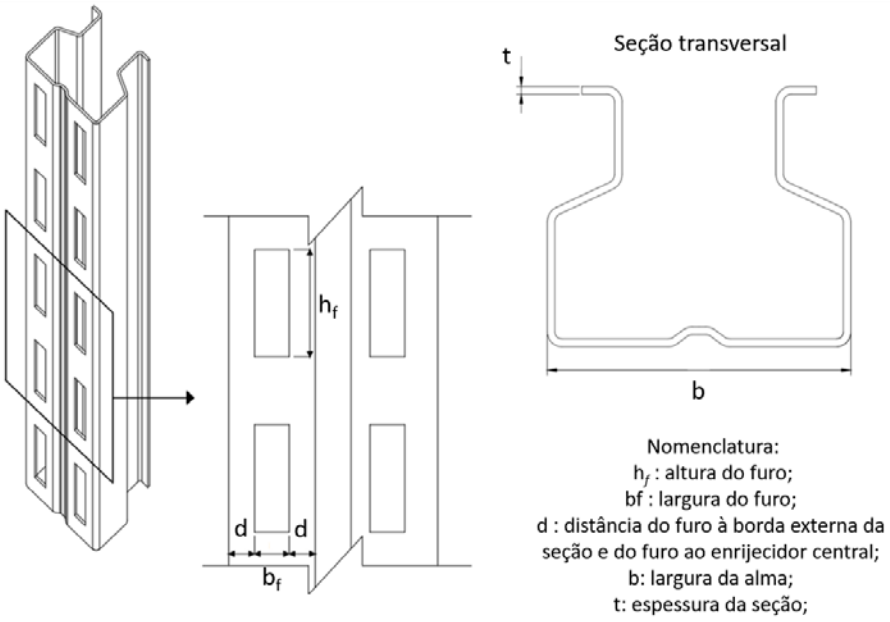



Figura 2. Detalhamento da seção e das perfurações estudadas

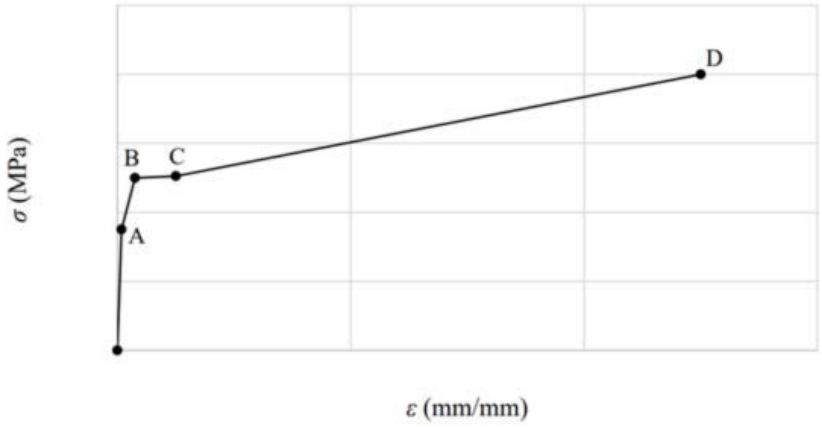



Figura 3.Diagrama tensão x deformação. Adaptado de[5].

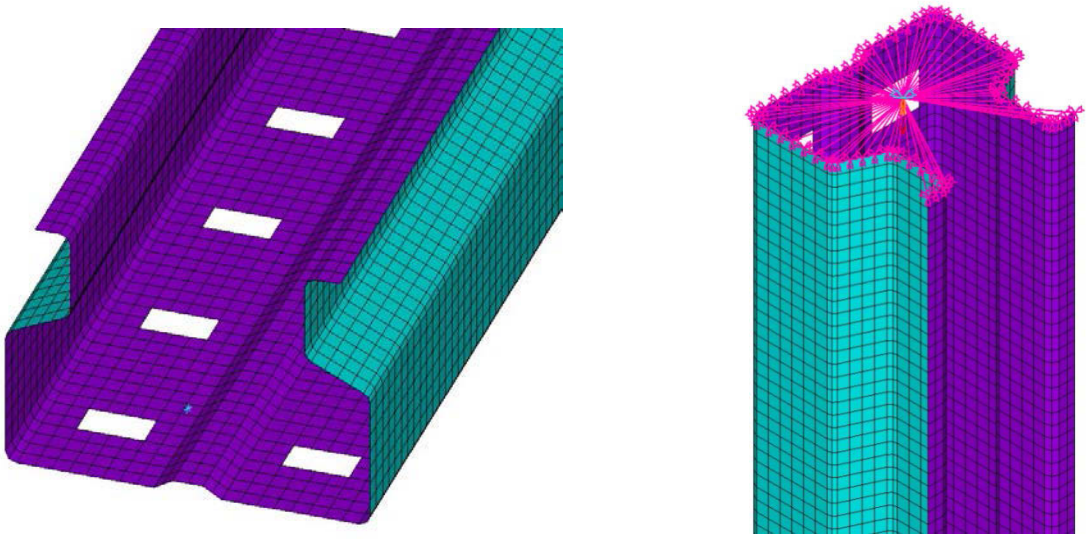
### 2.2 Elementos finitos, malha, condições de contorno e método de solução

Na modelagem das colunas no ANSYS, foi utilizado o elemento de casca SHELL181, apropriado para análises plásticas, conforme validado e utilizado por Souza [11] e Silva [6]. Esse elemento possui quatro nós, com seis graus de liberdade por nó (translações nas direções X, Y e Z, e rotações em torno dos mesmos eixos).

Para aliar precisão, baixo custo computacional e uniformidade da malha, adotaram-se elementos quadrangulares com lado de 5 mm. Esse formato também otimizou a distribuição da malha nas regiões próximas aos furos (Figura 4a).

As condições de contorno simularam uma coluna com uma extremidade engastada e a outra submetida à aplicação de deslocamento. Na extremidade engastada, todas as translações e rotações foram restringidas. Na extremidade oposta, os deslocamentos foram aplicados por meio de um nó mestre posicionado no centro geométrico da seção transversal, conforme ilustrado na Figura 4b).

A análise linear foi realizada inicialmente para determinar os modos de flambagem e as cargas críticas associadas. Em seguida, realizou-se a análise não linear com a introdução das não linearidades físicas (comportamento plástico do aço) e geométrica (imperfeições iniciais). O método de solução empregado foi o Newton-Raphson padrão, com atualização da geometria a cada incremento de carga, baseada no primeiro modo de flambagem obtido na análise linear.



a) Detalhe da malha em elementos finitos b) Condição de contorno da extremidade da coluna

Figura 4. Nó do centro geométrico da seção

**2.3 Estudo paramétrico**

Embora não estejam disponíveis resultados experimentais específicos para validar modelos numéricos de colunas com seção tipo rack sob compressão, modelos similares desenvolvidos por outros autores, com geometrias diferentes, já foram validados, como Souza [11] e Neiva [5]. Dessa forma, o desenvolvimento de um estudo paramétrico contribui para o avanço das pesquisas sobre colunas perfuradas sob compressão, especialmente quanto à influência das perfurações no modo de falha e no comportamento da coluna, considerando as propriedades geométricas avaliadas neste estudo.

Com base no modelo numérico descrito, foi realizada uma análise paramétrica em colunas curtas com seção tipo rack, mantendo-se constantes as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 1.

As alturas e larguras dos furos foram variáveis, com incrementos de 2 e 4 mm. A distância entre o furo e a borda externa (d) foi ajustada de modo que se igualasse à distância ao enrijecedor central, centralizando os furos na alma. Na Tabela 3 estão apresentadas as combinações analisadas. Para facilitar a identificação dos modelos simulados, foi adotado um esquema de nomenclatura apresentado na Tabela 4.

Tabela 2. Estudo das dimensões das perfurações

| Configuração | Altura ($h_f$) | Largura ($b_f$) | Total de Casos |
|---|---|---|---|
| Altura variável, largura fixa (20 mm) | 5, 10, 15, 20 | 20 | 10 combinações |
| Largura variável, altura fixa (20 mm) | 20 | 5, 10, 15, 20 | 10 combinações |
| Combinações completas | 2, 6, 10, 14, 18 | 2, 6, 10, 14, 18 | 25 combinações (5×5) |

Tabela 3. Nomenclatura adotada

| Esquema de identificação: CC-WW-XX-YYY-ZZZ | |
|---|---|
| **WW** | Largura da alma ($b_w$): 80 mm, 90 mm e 100 mm |
| **XX** | Altura dos furos ($h_f$) |
| **YYY** | Largura dos furos ($b_f$) |
| **ZZZ** | Distância da borda externa |

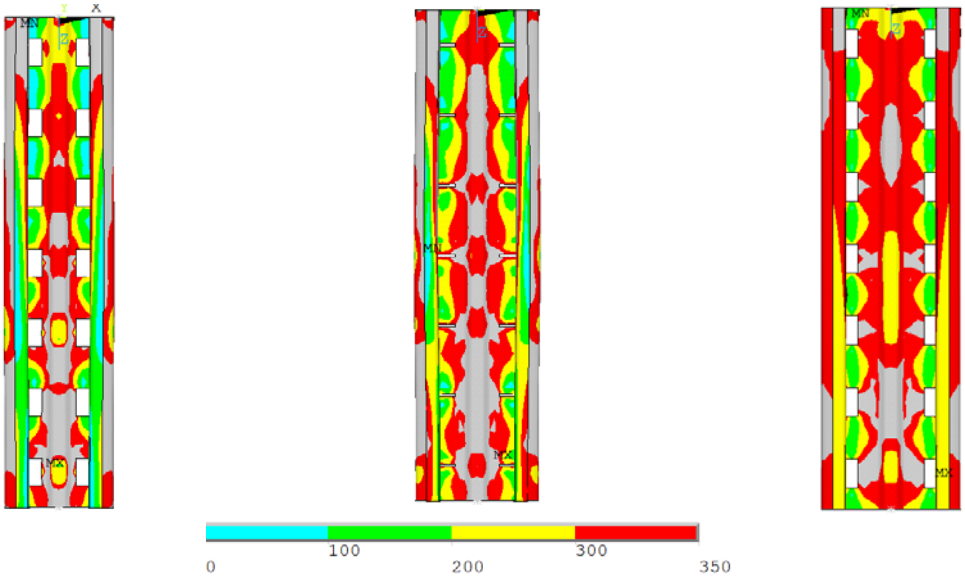
Este estudo restringe-se à análise de colunas curtas, para que o modo de colapso ocorra predominantemente por escoamento do aço, não ocorrendo flambagens local, global e distorcional. De acordo com a NBR 17150:2024[12], colunas curtas devem atender a dois critérios: (1) comprimento superior a três vezes a largura da alma ($b_w$), e (2) presença de, no mínimo, cinco perfurações ($5h_f$). Conforme mostrado na Tabela 5, Como a maior altura de furo utilizada foi de 20 mm, adotou-se $5h_f$=100 mm. Assim, foi definido o comprimento padrão de 350 mm para todas as colunas analisadas, de forma a atender simultaneamente todos os requisitos normativos

Tabela 4. Definição do comprimento das colunas

| $b_w$ (mm) | 3 $b_w$(mm) | $h_{f5}$ | $h \geq \begin{cases} 3bw \\ h5furos \end{cases}$ (mm) |
|---|---|---|---|
| 80 | 240 | 100 | 350 |
| 90 | 270 | 100 | 350 |
| 100 | 300 | 100 | 350 |

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em todos os modelos analisados foi observado a falha por escoamento do aço. Na Figura 5 estão ilustradas, para algumas configurações de perfuração, as configurações deformadas e a distribuição de tensões de von Mises. Destaca-se o escoamento (em cinza) em toda a região central da alma do perfil.




a) CC80-20-20 b) CC90-2-18 c) CC100-20-8

Figura 5.Configuração deformada e distribuição de tensões dos modelos:a) CC80-20-20;b) CC90-2-18;c)CC100-20-8.

Na Figura 6 são apresentados os gráficos com os resultados dos perfis em que a altura dos furos foi variada em incrementos de 2 mm, mantendo-se a largura fixa em 20 mm (Figura 6a), e daqueles em que a largura foi variada, com a altura mantida constante em 20 mm (Figura 6b). Observou-se que tanto o aumento da altura quanto da largura da perfuração contribui para a redução da carga máxima das colunas. Embora apenas essas variações estejam ilustradas nas figuras, o mesmo comportamento foi verificado em todas as demais configurações de perfuração analisadas.

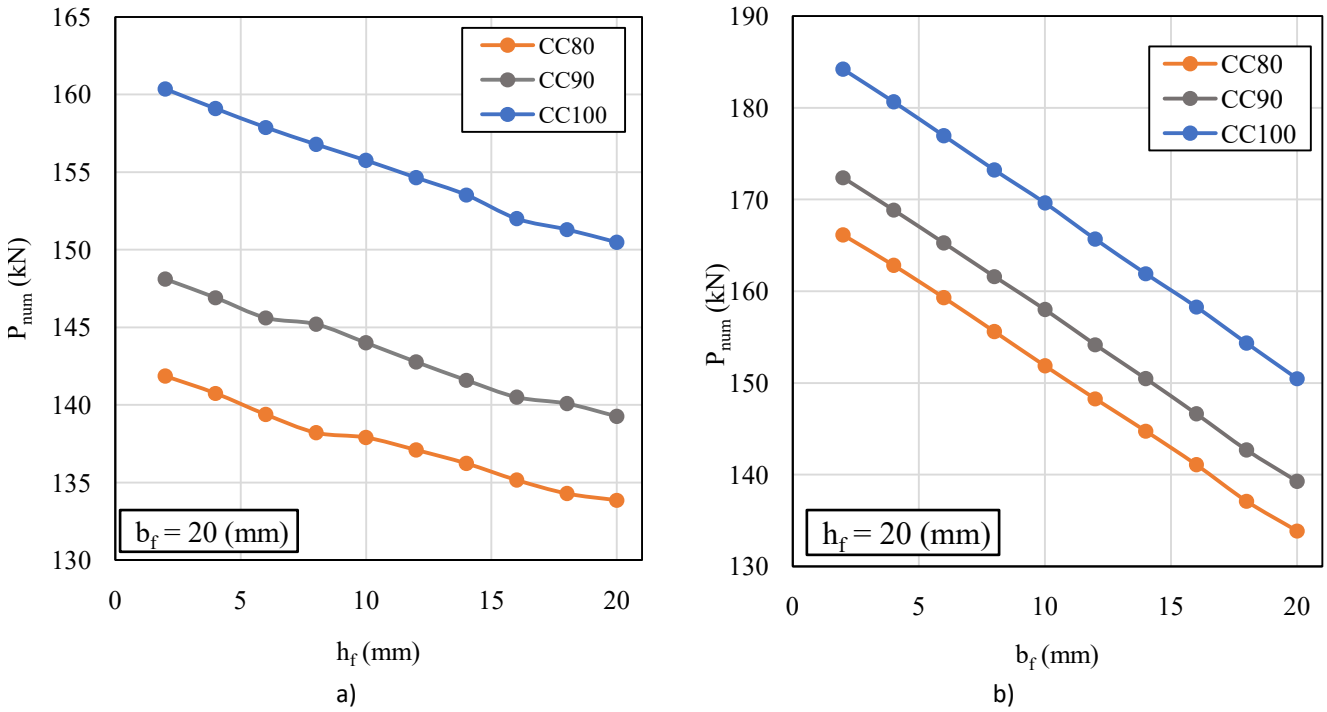



Figura 6. Carga última ($P_{num}$) em função dos parâmetros geométricos do furo: a)$P_{num}$ vs $h_f$ ; b) $P_{num}$ vs $b_f$.

É mostrado na Figura 7 o comportamento da carga máxima em função da área perfurada para as colunas CC80, CC90 e CC100. O aumento dos parâmetros geométricos dos furos e, consequentemente, da área perfurada (conforme definido na Equação 1), promoveu uma redução significativa na resistência do perfil. Mesmo para áreas perfuradas iguais, a carga máxima pode variar de acordo com a forma como essa área está distribuída, sendo a largura o fator de maior influência. Ainda assim, a altura também demonstrou influência considerável sobre o comportamento resistente.

$$A_f = b_f \cdot h_f \quad (1)$$

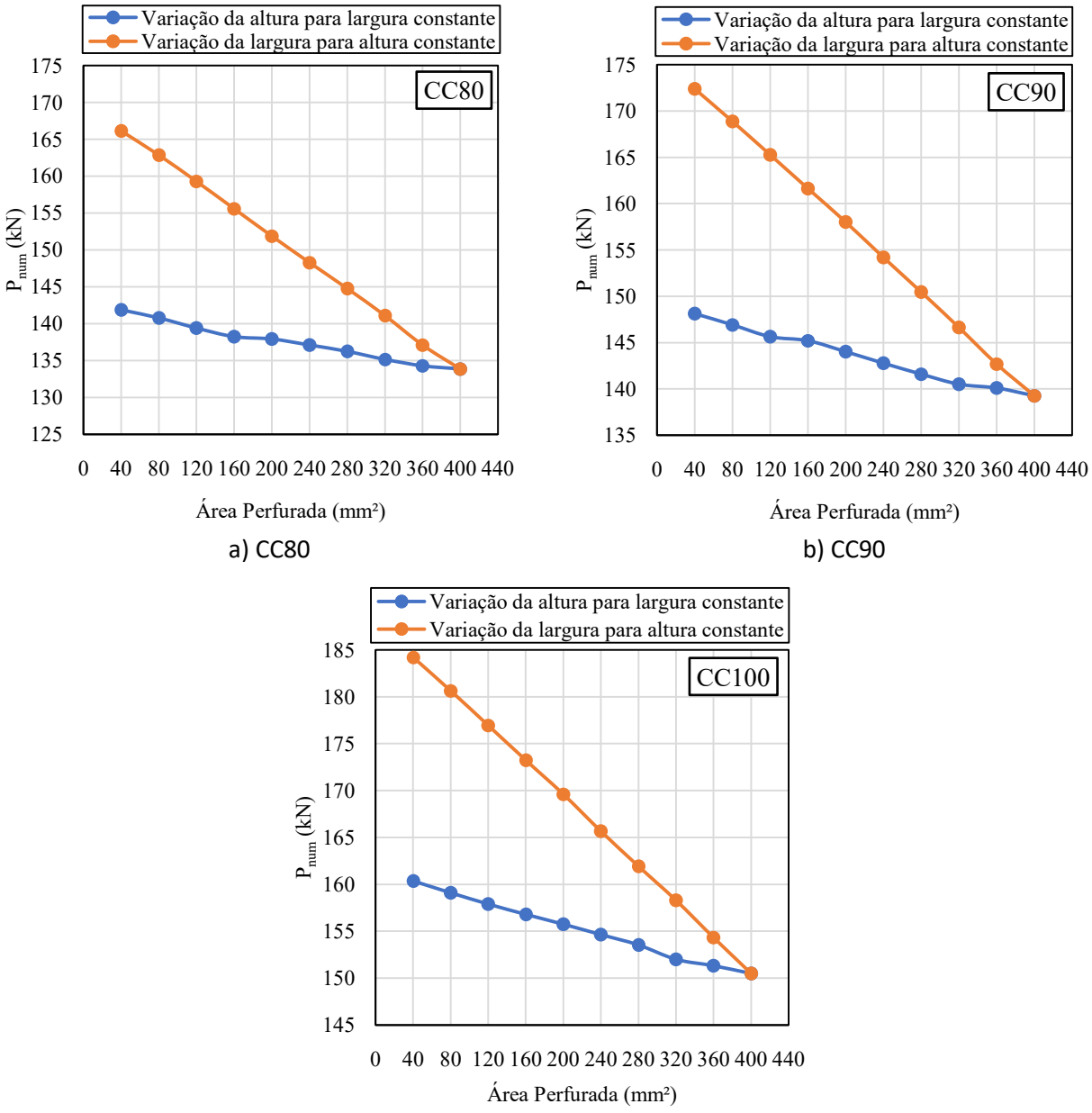



Figura 7. Carga máxima em função da área perfurada: a)CC80; b)CC90; c)CC100.

Dado que a análise foi conduzida em colunas curtas, observou-se um mecanismo de falha por escoamento do aço, sem influência significativa de flambagem na perda de resistência. Nesta seção, avalia-se o dimensionamento de perfis formados a frio submetidos à compressão, conforme as prescrições das normas NBR 14762:2010 [1] e NBR 17150:2024 [12], esta última aplicável a perfis perfurados. A carga máxima teórica para escoamento da seção transversal é calculada por meio da

Equação (1). Para os casos com seções perfuradas que atendem aos mesmos critérios geométricos e de carregamento, considera-se a coluna sem furos, mas com área transversal equivalente à área líquida mínima ($A_{min,liq}$), ou seja, a menor área líquida ao longo do comprimento, geralmente na região com maior concentração de perfurações, dado pela Equação 2.Portanto, considerando as perfurações dos os perfis do estudo paramétrico o valor da carga máxima foi determinado pela Equação 3.

$$P_{teo} = A_g \cdot f_y \quad (1)$$

$$A_{min,liq} = A_g - n \cdot b_f \cdot t \quad (2)$$

$$P_{teo} = A_{min,liq} \cdot f_y \quad (3)$$

Onde: $P_{máx}$ é a carga máxima;$f_y$é a tensão de escoamento do aço;$A_g$ é área bruta da seção transversal;n é o número de perfurações em uma linha transversal;$b_f$é o diâmetro ou largura do furo; $t$ é a espessura da chapa.

É apresentado na Figura 8 o gráfico da razão entre os valores teóricos, calculados pela Equação 3, e os valores obtidos numericamente para cada modelo. Observa-se que todos os modelos apresentaram cargas numéricas inferiores às teóricas, o que indica que a equação, mesmo considerando a área líquida mínima, tende a superestimar a resistência à compressão das seções perfuradas. Com valores médios da relação entre valores teóricos e numéricos iguais a 1.06. Esse resultado evidencia a necessidade de se avaliar e considerar também a influência da altura do furo na determinação da carga máxima.

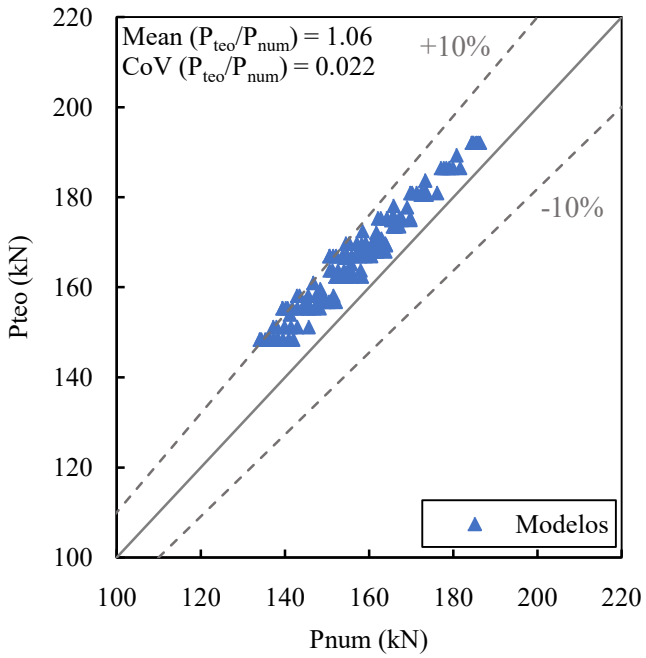



Figura 8. Comparação entre os resultados teóricos e numéricos

### 3.1 Proposta de formulação

Com base na análise numérica realizada por meio do Método dos Elementos Finitos, foram obtidos os valores das cargas máximas numéricas ($P_{num}$) para diferentes configurações geométricas de perfuração. A partir desses resultados, foi definida a área alvo ($A_{alvo}$), determinada pela Equação 4. A área alvo foi concebida como uma tentativa de estabelecer uma relação entre a área líquida mínima, a altura da perfuração e as cargas máximas obtidas numericamente.

$$A_{alv} = P_{num} / f_y \tag{4}$$

Após a definição da área alvo para todas as variações de perfuração, os dados foram processados no MATLAB, utilizando operações matriciais para análise interativa. A abordagem adotada envolveu a geração de um gráfico tridimensional, no qual o eixo Z representa a área alvo, o eixo Y corresponde à área líquida mínima (dependente da largura do furo), e o eixo X indica a altura da perfuração. A superfície resultante da interpolação dos dados é ilustrada na Figura 9.

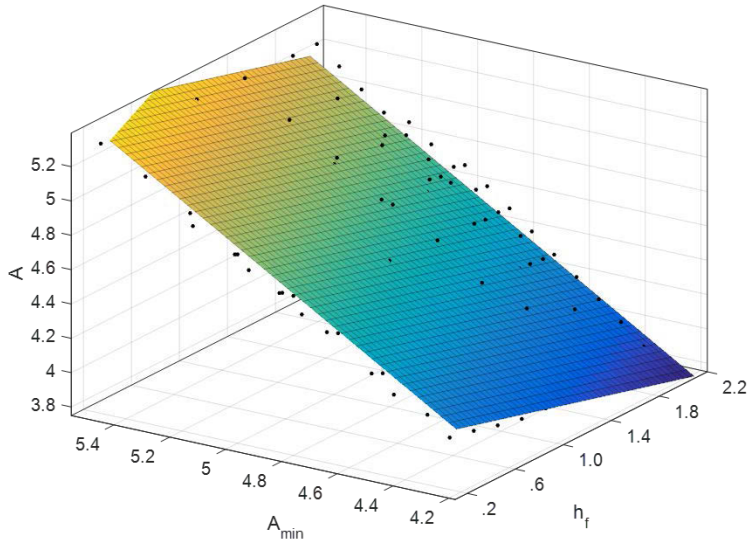


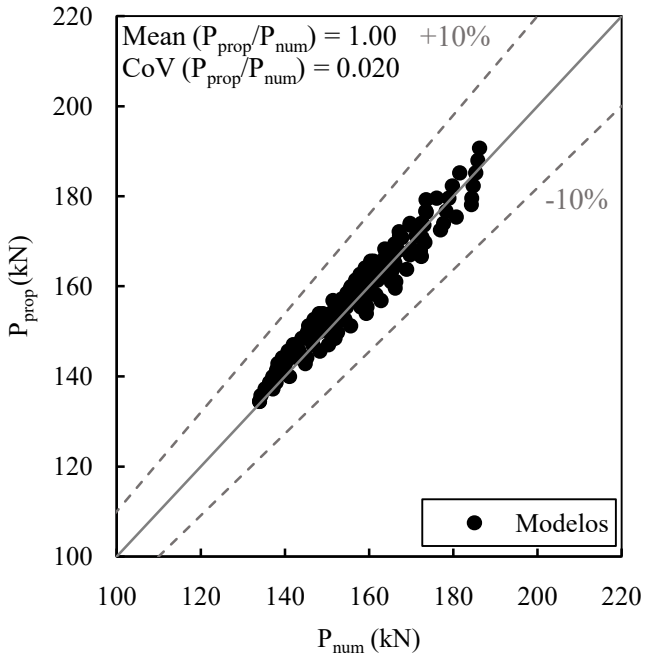

Figura 9 – Representação tridimensional da relação entre a área alvo, a área líquida mínima e a altura das perfurações

O objetivo principal dessa análise foi encontrar uma equação capaz de descrever o comportamento da área alvo em função da área líquida mínima e da altura do furo. Para isso, foram testadas diferentes expressões matemáticas, até se obter uma que apresentasse bom ajuste aos dados. A equação proposta é dada pela Equação 5.

$$A_{prop} = A_g - 2 \cdot t \cdot b_f - t \cdot h_f \tag{5}$$

Onde: $A_{prop}$é a definição da nova área proposta; $A_g$ é a área bruta da seção; *t* é a espessura da chapa; $b_f$é a largura do furo; $h_f$é a largura do furo.

Como discutido anteriormente, a largura da perfuração exerce maior influência na resistência da seção, o que é refletido na equação proposta. No entanto, a altura também se mostrou relevante. Com base nessa formulação, foram calculadas novas áreas para os 135 modelos analisados quanto às dimensões da perfuração. A partir dessas áreas, foi possível estimar uma nova carga máxima, denominada $P_{prop}$. Os valores determinados pela equação proposta foram então comparados com as cargas máximas obtidas numericamente ($P_{num}$), e o resultado desse comparativo está apresentados na Figura 10.




A relação entre os valores obtidos pela equação proposta e os valores numéricos apresentou média igual a 1,00, indicando excelente aproximação. O coeficiente de variação (CoV), que representa o desvio médio por meio da razão entre o desvio padrão e a média, também confirmou a boa representatividade da equação, com variação inferior a 2%, o que reforça sua consistência para os casos analisados. Assim, a área mínima pode ser determinada considerando também a altura da perfuração.

## 4 CONCLUSÃO

Este trabalho analisou numericamente a influência das dimensões das perfurações em colunas de perfis formados a frio com seção tipo rack, por meio de modelagem pelo Método dos Elementos Finitos no software ANSYS. Foram simulados 135 modelos com variações de altura e largura de furos para três larguras de alma (80, 90 e 100 mm), mantendo constante a espessura da chapa (2 mm) e o comprimento da coluna (350 mm), de modo a garantir o modo de falha por escoamento do aço.

Os resultados indicaram que tanto a altura quanto a largura das perfurações contribuem para a redução da carga máxima resistente. Em todos os casos, as cargas numéricas foram inferiores às previstas pela equação teórica baseada na área líquida mínima, com razão média de 1,06. Esses dados evidenciam que a equação tradicional tende a superestimar a resistência à compressão de colunas perfuradas e que a influência da altura dos furos também deve ser considerada no dimensionamento.

Com base nesses resultados, foi proposta uma nova área equivalente, denominada área alvo, correlacionando a carga máxima obtida numericamente com a geometria dos furos. A partir disso, foi desenvolvida uma equação para determinar a área líquida mínima que considera a largura e a altura perfuração. Essa formulação permitiu estimar cargas máximas com precisão, apresentando razão média de 1,0 em relação aos resultados numéricos e coeficiente de variação de 2%.

A equação proposta mostrou boa representatividade e consistência para os casos avaliados, revelando-se uma alternativa viável para o dimensionamento de colunas curtas perfuradas, especialmente frente às lacunas das normas brasileiras vigentes. Além de contribuir com um método simplificado e eficiente, este trabalho reforça a importância de considerar a geometria completa das perfurações na estimativa da capacidade resistente de perfis formados a frio.

**Agradecimentos**

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES), Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

**REFERÊNCIAS**

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT; 2010.
2. Silva GG. Análise teórico-experimental de colunas curtas perfuradas [dissertação]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas; 2011.
3. Silva LS, Simões R, Gervásio H, Vellasco P, Lima L. Dimensionamento de estruturas de aço: comparação entre o Eurocódigo 3 e a Norma Brasileira NBR 8800. 1ª ed. 2016.
4. Sales AECA. Análise da aplicação do método da resistência direta a perfis formados a frio com perfurações submetidos à compressão [dissertação]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2017.
5. Neiva LHA. Análise da influência da variação de perfurações no comportamento e capacidade de carga de perfis formados a frio de seção tipo rack [dissertação]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 2017.
6. Silva GG. Análise teórico-experimental de colunas curtas perfuradas [dissertação]. Ouro Preto: UFOP; 2011.

7. Sarawit AT, Peköz T. Cold-formed steel frame and beam-column design. Research Report nº 03-03. Ithaca, NY: Cornell University; 2003.
8. Souza FT. Análise teórico-experimental da estabilidade de colunas perfuradas em perfis de aço formados a frio de seções tipo rack [tese]. Ouro Preto: UFOP; 2013.
9. Moen CD, Schafer BW. Direct strength design of cold-formed steel members with perforations: Research Report RP 09-1. Washington: AISI; 2009.
10. Sarawit AT, Peköz T. Cold-formed steel frame and beam-column design. Research Report nº 03-03. Ithaca, NY: Cornell University; 2003.
11. Souza FT. Análise teórico-experimental da estabilidade de colunas perfuradas em perfis de aço formados a frio de seções tipo rack [tese]. Ouro Preto: UFOP; 2013.
12. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 17150:2024 – Sistemas de armazenagem — Estrutura de armazenagem estática tipo porta-paletes – Parte 1 e 2. Rio de Janeiro: ABNT; 2024.
13. Ribeiro FS. Análise teórico-experimental de colunas curtas em perfis formados a frio de seção transversal tipo rack [dissertação]. Vitória: Universidade Federal do Espírito Santo; 2006.
14. Faria VO. Análise de estabilidade de perfis formados a frio com perfurações [dissertação]. Ouro Preto: UFOP; 2016.
15. Sarmanho AMC, Freitas MSR, Souza FT. Análise teórico-experimental de elementos formados a frio perfurados submetidos à compressão. REM: RevEsc Minas. 2004;57(1):59–63.
16. Pinto RAR. Análise numérica da influência das dimensões de perfurações em perfis formados a frio do tipo rack submetidos à compressão centrada sujeitos à flambagem distorcional [dissertação]. Ouro Preto: UFOP; 2021.
17. Yao Z, Rasmussen KJR. Inelastic local buckling behaviour of perforated plates and sections under compression. Thin-Walled Struct. 2012;61:49–70.
18. Yao Z, Rasmussen KJR. Perforated cold-formed steel members in compression. I: Parametricstudies. J Struct Eng. 2016;143.
19. Gomes DM, Sarmanho AMC, Souza FT. Análise numérica de pilares formados a frio do tipo rack com perfurações de bordas enrijecidas. REEC – RevEletrEngCiv. 2023;19(1):78–91.
20. ANSYS. Ansys program version 18.0. Finite Element Software. S.l.: Ansys Inc.; 2017.

Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Outros temas

# ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS DE PERFIL DUPLO RACK SUBMETIDAS À COMPRESSÃO CENTRADA*

Lucas Roquete[1]
Matheus M. de Oliveira[2]
Jean Bernardo Dias Viol[3]
Paulo Henrique Salgado Amorim[4]
Gilney Afonso Gonçalves[5]
Arlene M. C. Sarmanho[6]

**Resumo**
Os perfis formados a frio do tipo rack são amplamente utilizados em sistemas de armazenamento. Este trabalho apresenta uma avaliação de perfis formados a frio de seção duplo rack submetidos à compressão. A avaliação se baseou na realização de análise experimental e teórica dos perfis e comparação entre os resultados obtidos. A análise experimental dos perfis foi executada por meio da submissão de colunas curtas ao ensaio de compressão com o uso de prensa servo hidráulica, realizados no Laboratório de Estruturas Prof. Altamiro Tibiriçá Dias (DECIV/EM/UFOP), a fim de se obter suas capacidades resistentes. A análise teórica foi realizada considerando as prescrições brasileiras. A partir da avaliação observou-se que as colunas sofreram ruptura por escoamento e os resultados obtidos por meio da análise experimental ficaram próximos daquele obtido pela análise teórica, o que por sua vez indica que os perfis trabalharam em conjunto demonstrando que a união trouxe ganhos significativos para sua capacidade resistente.

**Palavras-chave**: Estruturas de aço; Perfis formados a frio; Duplo rack; Compressão Axial.

# EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF DOUBLE RACK PROFILE COLUMNS UNDER AXIAL COMPRESSION

**Abstract**
Cold-formed rack profiles are widely used in storage systems due to their structural efficiency and ease of fabrication. This study presents a comprehensive evaluation of cold-formed double rack section profiles subjected to axial compression. The investigation comprises both experimental testing and theoretical analysis, with a comparative assessment between the obtained results. The experimental program involved compression tests on stub columns using a servo-hydraulic testing machine,

conducted at the Prof. Altamiro Tibiriçá Dias Structural Laboratory (DECIV/EM/UFOP), aiming to determine the ultimate load capacity of the profiles. The theoretical analysis was performed in accordance with the provisions of the Brazilian standard for cold-formed steel structures. The experimental results indicated that the failure mode was governed by yielding, and the load capacities measured experimentally were consistent with the theoretical predictions. The findings confirm that the double rack profiles exhibited effective composite action, and that the connection between the sections significantly enhanced their load-bearing capacity.

**Keywords**: Steel structures; Cold-formed steel profiles; Double rack sections; Axial compression.

[1] Engenheiro Civil, doutor, professor, DTECH, Universidade Federal de São João del Rei - UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, doutor, DECIV, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

[3,4] Engenheiro Civil, Universidade Federal de São João del Rei - UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.

[5] Engenheiro Civil, doutor, DECIV, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

[6] Engenheira Civil, doutora, professora, DECIV, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A maleabilidade das chapas finas de aço permite a fabricação de grande variedade de seções transversais, desde a mais simples cantoneira (seção em forma de L), eficiente para trabalhar à tração e compressão, até os perfis formados a frio duplos, em seção unicelular, também conhecidos como seção caixão, que devido à boa rigidez à torção (eliminando travamentos), menor área exposta, (reduzindo a área de pintura) e menor área de estagnação de líquidos ou detritos (reduzindo a probabilidade de corrosão) oferecem soluções econômicas (Silva e Silva (2008)).

Tratando mais especificamente de elementos solicitados à compressão, a elevada esbeltez local traz grande influência no comportamento estrutural do perfil, pois o torna ainda mais susceptível à ocorrência dos modos de instabilidade locais. Ressalta-se que, devido a problemas de instabilidade, é comum que os perfis de paredes finas atinjam sua capacidade resistente mesmo apresentando valores de tensões inferiores à tensão de escoamento do material.

Dentre as diversas aplicações estruturais dos perfis formados a frio têm-se os Sistemas de Armazenagem Industrial conhecidos também como RACKs (**Figura *1***). Geralmente, esses sistemas apresentam elementos com elevada esbeltez e imperfeições geométricas devidas à fabricação e montagem.

De acordo com a NBR 14762 (2010) os perfis formados a frio (PFF's) são obtidos por dobramento, em prensa dobradeira, de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, revestidas ou não, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente. Dentre as diversas seções de perfis formados a frio, tem-se a seção tipo rack ou garrafa (**Figura *2***), que será o objeto de estudo deste trabalho.



(a) Sistema de armazenamento industrial



(b) Sistema de armazenamento em perfil Rack

**Figura 1 – Sistema de armazenamento industrial em perfis formados a frio**
**Fonte: Água Sistemas (2018)**

A seção rack (Figura 2) é caracterizada por uma seção aberta, apresentando perfurações de configurações diversas ao longo de seu comprimento (facilitando o encaixe das ligações) e possuindo flanges de ligação que permitem a fixação do sistema de contraventamento diretamente no perfil, facilitando e agilizando a montagem nos depósitos. O objetivo deste trabalho é avaliar experimentalmente a capacidade resistente de colunas curtas em perfis de parede esbelta de seção dupla tipo rack, comparadas a perfis simples do tipo rack, de forma a julgar sua viabilidade técnica e econômica.

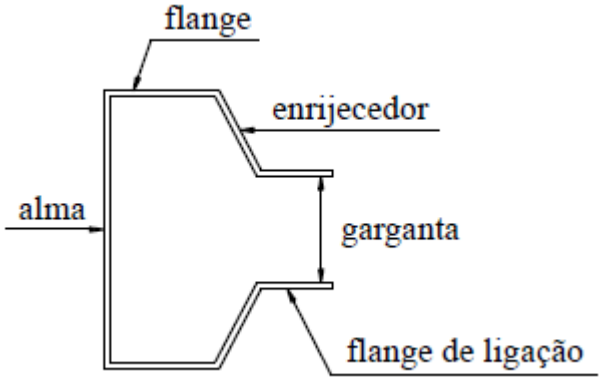



**Figura 2 - Perfil Rack**

## 2 PLACAS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

Nos perfis de aço formados a frio, os elementos planos constituem uma seção transversal sujeita a flambagem da chapa isolada, mesmo se submetidas a tensões inferiores à de

escoamento inicial, acarretando a flambagem local ou global do elemento. Este fenômeno pode ocorrer em elementos submetidos a compressão axial, à compressão por flexão, ao cisalhamento, etc. Porém, esse fenômeno não caracteriza a instabilidade do elemento, devido as tensões pós-flambagem, podendo chegar a níveis de tensões maiores que a caracterizada na flambagem local. Portanto, para levar em consideração esse fenômeno, as seções são analisadas separadamente como elementos planos sujeitos a tensões normais, aplicando-lhes a teoria da flambagem de chapa. Por sua vez, perfis formados a frio por serem esbeltos, apresentam modos de instabilidades que transformam a Compressão numa solicitação com procedimentos de verificação, por vezes de difícil solução. (CARVALHO, GRIGOLETTI, e BARBOSA, 2006). Os possíveis modos de colapso de um perfil formado a frio são: escoamento, flambagem local, flambagem global e flambagem distorcional.

O cálculo da força axial de compressão resistente característica, na ocorrência do escoamento, é feito de acordo com a Equação 1, sendo *A* a área da seção e $f_y$ a resistência ao escoamento do aço.

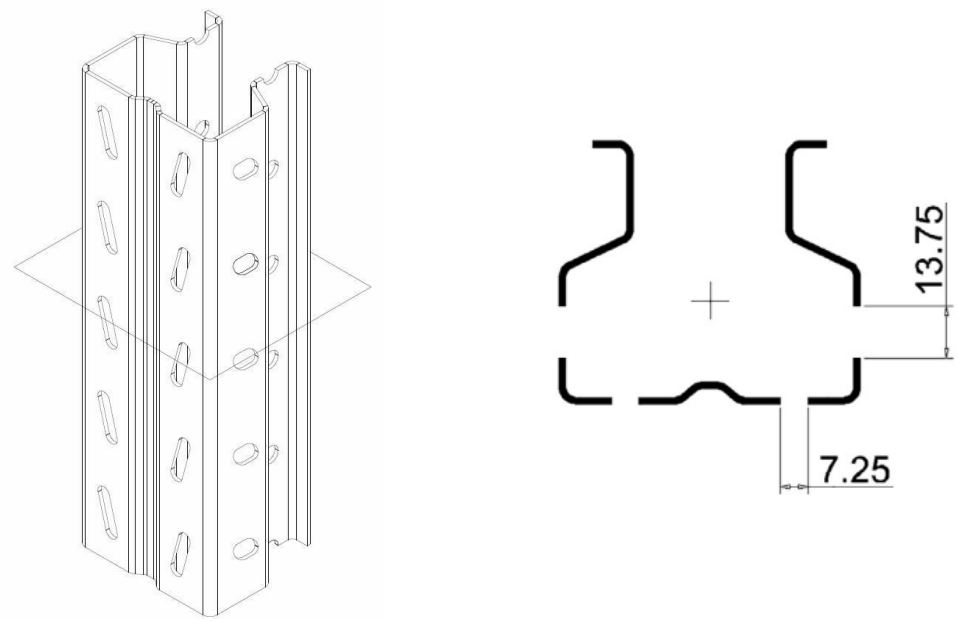
$$N_{c,Rk} = Af_y \tag{1}$$

A NBR 14762 (2010) não aborda os perfis de seção rack com furos em todo o comprimento.

Na presença de furos na seção transversal se define a área líquida da seção. No caso dos perfis rack é possível a existência de seções com diferentes configurações de furos. Para avaliação de resistência trabalha-se com a menor área.

A área líquida da seção $A_{net,min}$ é calculada segundo um plano que intercepte o maior número de perfurações existentes ao longo do comprimento da coluna.

Para o desenvolvimento deste trabalho foram utilizados perfis com características semelhantes aos estudados por ELIAS (2018). Em seu trabalho os furos tinham dimensão padrão para serem utilizados na fixação das longarinas e de outros componentes do sistema de armazenagem. Na Figura 3 (a) está representado o plano que passa pelo maior número de furos e na Figura 3 (b) as dimensões destes furos.




(a) (b)

**Figura 3 - Área líquida mínima**
**Fonte: ELIAS et al. (2018)**

ELIAS (2018) analisou teoricamente e experimentalmente painéis contraventados de sistemas de armazenagem, constituídos por colunas formadas por perfis formados a frio cuja seção transversal é do tipo rack. Na análise teórica considerou-se adaptações normativas ressaltando a necessidade de novas curvas de flambagem que considerem as perfurações nas seções transversais das colunas e o acoplamento entre os modos de flambagem.

## 3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Os ensaios experimentais foram realizados utilizando-se três colunas de aço duplo rack com tensão de escoamento ($f_y$) igual a 374,22 MPa determinada por meio de ensaio de caracterização do aço.

Foi considerada a seção transversal do tipo rack para as colunas, com larguras de alma de 90 mm (CDR 90) e espessura de 2 mm. A seção CDR 90 é mostrada na Figura 4.

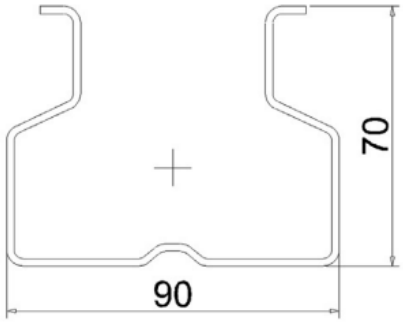



**Figura 4 - Seção transversal CDR 90 (dimensões em mm)**
**Fonte: ELIAS et al., 2018**

As propriedades geométricas da seção estudada estão apresentadas Tabela 1.

**Tabela 1 - Propriedades geométricas da seção transversal CDR 90**

| $b_w\ (mm)$ | $t\ (mm)$ | $A_g\ (cm^2)$ | $A_e\ (cm^2)$ | $I_x\ (cm^4)$ | $I_y\ (cm^4)$ | $C_w\ (cm^6)$ | $J\ (cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90 | 2,00 | 5,24 | 4,40 | 30,28 | 59,67 | 779,63 | 0,0698 |

Fonte: ELIAS, 2018

Para a formação do perfil de ensaio, foram realizadas soldas ponteadas unindo duas seções CDR 90, a uma distância padronizada de 250 mm, em duas colunas com 3 m de comprimento, de modo que os perfis trabalhem em conjunto. O perfil soldado foi cortado em colunas curtas para realização dos ensaios (Figura ). Na Figura  são apresentadas as três colunas utilizadas nos ensaios.



**Figura 5 - Corte das colunas**



**Figura 6 – Protótipos das colunas tipo rack duplo**

Após a união dos perfis as propriedades foram recalculadas com o auxílio do software GBTUL em sua versão 2.0.4.2, tais propriedades estão representadas na Tabela 2.

**Tabela 2 - Propriedades geométricas da seção transversal CDR 90 duplo rack**

| $b_w$ (mm) | t (mm) | $A_g$ ($cm^2$) | $A_e$ ($cm^2$) | $I_x$ ($cm^4$) | $I_y$ ($cm^4$) | $C_w$ ($cm^6$) | J ($cm^4$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90 | 2,00 | 10,48 | 8,80 | 119,57 | 273,72 | 670,37 | 189,75 |

Para realização do ensaio foram consideradas três colunas com comprimentos variados, a relação destes comprimentos está representada na Tabela 3.

**Tabela 3 - Comprimentos das colunas ensaiadas**

| Nº da coluna | Comprimento (mm) |
|---|---|
| Coluna 1 | 548 |
| Coluna 2 | 549 |
| Coluna 3 | 551 |

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A coluna foi centrada nas rótulas de ensaio com o uso de papel milimetrado com a marcação do centro geométrico da seção. O ensaio foi realizado com controle de deslocamentos e a velocidade do ensaio foi definida em duas zonas de controle: a primeira com velocidade de 1 mm/min até atingir 500 N de carga e a segunda com velocidade de 0,2 mm/min até o fim do ensaio.

Estando o perfil posicionado na prensa servo-hidráulica, iniciou-se a aplicação do carregamento a partir do controle de deslocamentos. Obteve-se uma curva de carga versus deslocamento que apresenta comportamento ascendente, sendo que o deslocamento axial medido se refere ao movimento vertical da prensa quando da aplicação de carga. O critério de parada é após atingir a carga última quando a curva carga versus deslocamento declina.

Nas Figuras 6 a 8 são apresentadas as colunas utilizadas ao final da realização de cada ensaio. A configuração deformada da Coluna 1 pode ser observada na alma do perfil na região dos furos próximo ao centro da coluna, como ilustrado na Figura 7. Este fato indica a ocorrência da plastificação da seção, ou seja, a resistência predominante deste ensaio é referente ao escoamento da seção líquida. A configuração deformada da Coluna 2 pode ser observada em ambas as almas do perfil na região dos furos próximo ao apoio superior, como ilustrado na Figura 8. Este fato também caracteriza a ocorrência da plastificação da seção, ou seja, que a resistência predominante deste ensaio é referente ao escoamento da seção líquida. A configuração deformada da Coluna 3 pode ser observada na alma do perfil na região dos furos próximo ao apoio superior, como ilustrado na Figura 9. Sendo assim observou-se também a ocorrência da plastificação da seção, sendo a resistência predominante deste ensaio é referente ao escoamento da seção líquida. É possível observar o modo de falha da coluna a partir das imagens dos ensaios realizados, indicando escoamento da seção líquida em todos.

Para a Coluna 1, foi registrado a carga máxima de 332,53 kN quando o deslocamento era de 3,47 mm. Para a Coluna 2, foi registrado a carga máxima de 314,04 kN e deslocamento de 2,98 mm e para a Coluna 3, foi registrado a carga máxima de 309,95 kN com o deslocamento de 3,11 mm, como representado pelo gráfico da Figura 10.

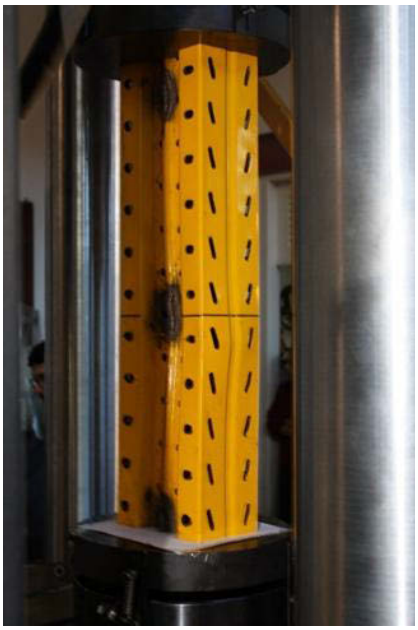


Figura 7 - Coluna 1



Figura 8 - Coluna 2



Figura 9 - Coluna 3

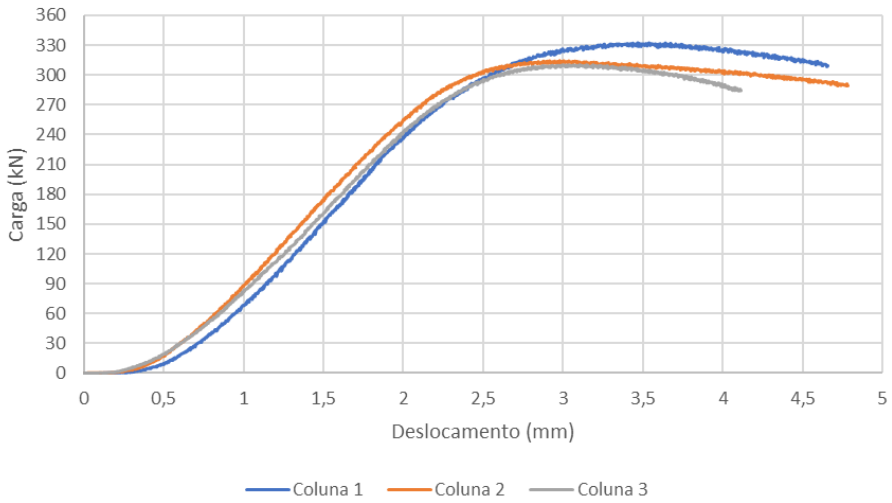



**Figura 10 – Curvas de carga versus deslocamento**

Na Tabela 4 são apresentados os valores dos resultados obtidos conforme Equação 3 considerando a área líquida mínima para o cálculo, para ambos os perfis rack simples e o duplo rack, sendo a tensão de escoamento igual a 374,22 MPa.

**Tabela 4 - Áreas dos perfis e suas forças axiais de compressão resistente de cálculo**

| Perfil | Área líquida mínima (cm²) | $N_{c,Rk}$ (kN) |
|---|---|---|
| Rack | 4,40 | 164,65 |
| Duplo Rack | 8,80 | 329,31 |

Apenas por comparação, utilizou-se o método da seção efetiva para calcular a capacidade resistente do perfil, para a seção rack apresentado na NBR 14762 (20110).

Sendo assim, de posse das propriedades geométricas da seção, conforme a **Tabela *2***, determinou-se a força normal de compressão elástica $N_e$, de acordo com o item 9.7.2.1 da NBR 14762 (2010), após o cálculo de $N_e$, determinou-se o valor do índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global ($\lambda_0$), para calcular o valor do fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global ($\chi$), obtendo-se um valor de 0,983. A partir do valor do fator de redução associado à flambagem global, calculou-se para a área efetiva da seção ($A_e$). Determinou-se o índice de esbeltez reduzido $\lambda_p$, obtendo-se um valor de 0,853, em seguida calculou-se o valor da área efetiva, e desta forma o valor da área efetiva foi de 8,292 $cm^2$. De posse de tais valores calculou-se a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rk}$), obtendo-se um valor de 304,90 kN. Após o cálculo e os ensaios, foi feito uma comparação entre os valores obtidos experimentalmente e o valor teórico, como apresentado na **Tabela *5***.

**Tabela 5 - Valores das capacidades resistentes das colunas**

| Coluna | $N_{c,Re}$ (kN) | $N_{c,Rk(MSE)}$ (kN) | $N_{c,Rk(escoamento\ puro)}$ (kN) |
|---|---|---|---|
| 1 | 332,53 | | |
| 2 | 314,04 | 304,90 | 329,31 |
| 3 | 309,95 | | |

De posse dos resultados, é possível realizar uma comparação entre os valores ensaiados e o calculado e fazer algumas observações a respeito do método. Para quantificar a diferença, foi utilizado a Equação 2.

$$\varepsilon = \frac{N_{c,Re} - N_{c,Rk}}{N_{c,Rk}} \quad (2)$$

Na Coluna 1, que obteve maior resultado dentre as ensaiadas, o valor de resistência ao escoamento obtido experimentalmente difere do teórico pelo método da seção efetiva em + 9,06 % e do teórico considerando apenas escoamento em + 0,98 %, indicando um valor muito próximo do esperado.

Na Coluna 2 o valor da resistência ao escoamento foi inferior em relação ao da Coluna 1, diferindo do teórico pelo método da seção efetiva em + 3,00 % e do teórico considerando apenas escoamento em - 4,64 %, podendo ser justificado por imperfeições nas bases da coluna, gerando excentricidade na aplicação de carga, diminuindo a capacidade resistente.

Na Coluna 3, que obteve menor resultado, o valor da resistência obtida experimentalmente diferiu do teórico pelo método da seção efetiva em + 1,66 % e do teórico considerando apenas escoamento em - 5,88 %. Durante o ajuste dessa coluna na prensa, foi possível observar que houve imperfeições em uma ou nas duas bases fazendo com que a parte superior da prensa não toque por igual todo o contorno da base da coluna, gerando excentricidade e diminuindo a capacidade resistente.

A média das resistências encontradas no ensaio foi de $N_{c,Re,médio} = 318{,}84\ kN$, que difere do valor teórico pelo MSE em + 4,61 %, e do teórico considerando apenas escoamento em - 3,18 %. Quanto mais colunas forem ensaiadas, mais representativo será o valor da média.

Avaliar as colunas pelos dois métodos mostrou-se adequado. Pelos ensaios experimentais observa-se que o modo dominante foi o escoamento da seção. Destaca-se que a ocorrência ou não da flambagem local do perfil não foi observado experimentalmente. Pelo MSE foi observada a ocorrência de flambagem local, pois $\lambda_p = 0{,}853$. Porém como a NBR 14762 (2010) não prevê esse tipo de perfil (com furos) pode não ser adequado utilizá-la.

Outro fato que pode ser destacado é o aumento duplicado da resistência da coluna, pelo fato de se trabalhar com o perfil duplicado. Observa-se também que as soldas ponteadas se mostraram eficientes para o trabalho conjunto dos perfis.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi avaliar experimentalmente a capacidade resistente de colunas curtas em perfis de parede esbelta de seção dupla tipo rack à compressão axial.

A partir da análise experimental pode-se concluir que os perfis apresentaram ruptura por escoamento não ocorrendo efeitos de flambagem, o que é justificado pelo seu baixo índice de esbeltez, verificou-se também que a capacidade resistente do perfil duplo é equivalente àquela obtida utilizando-se a área de dois perfis isolados, indicando que as distâncias adotadas para execução das soldas foram suficientes para que ambos trabalhassem em conjunto.

A partir da comparação pode-se observar que os resultados obtidos na análise experimental apresentam grande proximidade daquele obtido pela análise teórica, sendo que as diferenças

encontradas estão abaixo de 10%, o que estaria respaldado pelo coeficiente de resistência de projeto, contemplado pela NBR 14762 (2010). Tal diferença pode ser justificada pelas imperfeições geradas durante processo de preparação das colunas, como por exemplo, a solda e o nivelamento fino, realizados manualmente. Porém, como a NBR 14762 (2010) não prevê o uso de perfis rack com furos não seria adequado o seu uso.

Foi possível observar também que na comparação dos valores obtidos experimentalmente com os teóricos, a não ocorrência de flambagem (local e global) é suficiente para avaliar o modo de falha de escoamento puro da coluna dupla, considerando o escoamento da área mínima.

A análise experimental de um maior número de colunas curtas tornaria o resultado mais consistente, além disso para análise dos fenômenos de flambagem é indicado o ensaio em colunas longas. Outra forma de comparação e validação de resultados pela análise numérica.

**Agradecimentos**

Os autores agradecem a UFSJ, UFOP, CNPQ e FAPEMIG.

**REFERÊNCIAS**

Carvalho, P. M.; Grigoletti, G.; Barbosa, G. D. Curso Básico de Perfis de Aço Formados a Frio. 3 ed. Porto Alegre, (2014).

Elias, G. C. Análise de painéis contraventados de sistemas de armazenagem industriais. Dissertação de Mestrado. PROPEC - UFOP, (2018).

ELIAS, Guilherme Cássio et al. Ultimate load of steel storage systems uprights. **Engineering Structures**, v. 170, p. 53-62, 2018.

GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. Disponível em <http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>, 2008.

NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, (2010).

SILVA, E. L.; SILVA, V. P. Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355. Rio de Janeiro, (2008).

Contribuição Tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Outros

# AVALIAÇÃO MECÂNICA E QUÍMICA DE CANTONEIRAS METÁLICAS EM TORRE AUTOPORTANTE PARA REDUÇÃO DE REFORÇOS

David Marucci Soares[1]

**Resumo**

Este trabalho apresenta a avaliação mecânica e química de cantoneiras metálicas utilizadas em uma torre autoportante treliçada, com o objetivo de identificar o tipo de aço empregado e sua conformidade com as normas técnicas, visando a possibilidade de exclusão ou redução de reforços estruturais. Foram realizadas análises químicas conforme ASTM E415 [3] e ensaios de tração segundo a ABNT NBR ISO 6892-1:2024 [4], com um mínimo de três amostras por tipo de elemento estrutural. Os resultados indicaram que os montantes de reforço atendem às especificações do aço ASTM A572 [2] Grau 50, enquanto os montantes originais apresentam comportamento compatível com o aço ASTM A36 [1]. As diagonais, por sua vez, mostraram resistência intermediária. Com base na caracterização obtida, foi possível reavaliar a necessidade de reforços previstos inicialmente, apontando para uma solução técnica e economicamente mais eficiente.

**Palavras-chave**: Ensaios Mecânicos; Composição Química; Estruturas Metálicas; Torres Autoportantes

## MECHANICAL AND CHEMICAL EVALUATION OF STEEL ANGLE SECTIONS IN A SELF-SUPPORTING TOWER

**Abstract**

This paper presents the mechanical and chemical evaluation of steel angle sections used in a self-supporting lattice tower, aiming to identify the type of steel applied and verify its compliance with technical standards, enabling the potential elimination or reduction of structural reinforcements. Chemical analyses were performed according to ASTM E415 [3] and tensile tests followed ABNT NBR ISO 6892-1:2024 [4], with a minimum of three samples per structural element type. The results showed that the reinforcement angles meet the ASTM A572 [2] Grade 50 specifications, while the original main angles matched ASTM A36 [1] behavior. The diagonal members exhibited intermediate strength. Based on the obtained characterization, it was possible to reassess the initially proposed reinforcements, pointing to a more technically and economically efficient solution.

**Keywords**: Mechanical Testing; Chemical Composition; Steel Structures; Self-Supporting Towers

[1] Engenheiro Civil, Especialista em Estruturas Metálicas, Diretor Técnico da Marucci Engenharia, São Paulo, SP, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

A manutenção e reabilitação de torres autoportantes treliçadas têm ganhado crescente relevância no cenário nacional, especialmente em função da ampla utilização dessas estruturas em sistemas de telecomunicação, transmissão de dados e radiodifusão. No Brasil, a expansão da cobertura de serviços móveis e digitais intensificou a demanda por estruturas capazes de sustentar antenas e equipamentos em posições elevadas, estáveis e seguras. As torres autoportantes são particularmente empregadas em áreas urbanas e semiurbanas, onde a ocupação do solo e as restrições de acesso impõem limites à implantação de estruturas estaiadas.

Historicamente, as torres metálicas autoportantes foram majoritariamente fabricadas com perfis laminados em aço carbono, sendo o ASTM A36 [1] o material mais comum em projetos executados entre as décadas de 1980 e 2000. Com o avanço das normas técnicas e o aprimoramento dos processos produtivos, passou-se a adotar aços de maior resistência mecânica, como o ASTM A572 Grau 50 [2], possibilitando estruturas mais leves e econômicas. Contudo, muitas torres em operação no país permanecem com materiais de resistência desconhecida, especialmente em casos em que não há disponibilidade dos projetos e memoriais de cálculo originais.

A prática coerente recomenda a consideração de parâmetros conservadores na verificação e no dimensionamento de reforços quando a resistência do material não é conhecida, o que pode levar a superdimensionamentos e ao uso desnecessário de materiais. Nesse contexto, uma abordagem técnica de grande valia é a aplicação de ensaios laboratoriais para a caracterização do aço utilizado em estruturas existentes. Tais ensaios permitem obter dados precisos sobre o limite de escoamento, resistência à tração, ductilidade e composição química do material, subsidiando reavaliações estruturais mais aderentes à realidade [4][5].

O caso estudado neste trabalho refere-se a uma torre autoportante com altura superior a 100 metros, destinada à transmissão de sinais de radiodifusão, localizada em região urbana. Devido à necessidade de acréscimo de capacidade de carga, foi solicitado o laudo técnico da estrutura existente, seguido do projeto de reforço. A análise preliminar indicou que a torre, em sua configuração original, não possuía reservas suficientes para suportar o aumento de carregamento previsto. Dessa forma, iniciou-se uma fase de estudos visando à viabilidade de reforço estrutural, tendo como primeira etapa a caracterização dos materiais existentes por meio de ensaios mecânicos e químicos.

Embora a literatura ainda apresente lacunas sobre a aplicação sistemática de ensaios destrutivos em torres autoportantes, há crescente interesse em estudos que abordam a conservação e reabilitação de estruturas metálicas. Quaresma et al. [6] destacam a relevância da manutenção preventiva em estruturas metálicas, com ênfase em inspeções regulares, controle de corrosão e monitoramento contínuo como medidas para prolongar a vida útil e garantir a segurança estrutural de galpões e torres metálicas.

Silva et al. [7] aprofundam a discussão sobre técnicas modernas de conservação, como pintura eletrostática, galvanização e anodização, que, se aplicadas corretamente, podem minimizar a necessidade

de intervenções corretivas e reduzir custos ao longo do ciclo de vida da estrutura. Esses métodos tornam-se ainda mais relevantes em ambientes urbanos e industriais agressivos, como aqueles sujeitos à salinidade ou poluição atmosférica.

Já o trabalho de Leal Júnior e Guterres [8] enfoca o diagnóstico de patologias estruturais comuns em perfis metálicos, incluindo fissuras, flambagens e processos corrosivos avançados. O estudo propõe protocolos sistemáticos para inspeção e classificação da severidade dos danos, fundamentais para a definição de estratégias de recuperação adequadas.

Os três autores convergem quanto à importância de abordagens integradas, combinando monitoramento técnico, análise de desempenho histórico e caracterização laboratorial do material. Em contextos em que a documentação original da estrutura é inexistente ou incompleta, como frequentemente ocorre em torres mais antigas, essas abordagens tornam-se essenciais.

Esses estudos também apontam que a caracterização precisa do material, por meio de ensaios destrutivos ou semidestrutivos, fornece subsídios objetivos para a tomada de decisão sobre reforços, substituições ou readequações estruturais. Isso contribui para intervenções mais assertivas, com menor impacto financeiro e ambiental.

Além disso, os trabalhos ressaltam que, em estruturas elevadas, como torres de telecomunicações, qualquer intervenção deve considerar rigorosamente os aspectos de segurança na execução, logística de acesso, e impacto sobre os sistemas em operação. Nesse sentido, a identificação prévia da real resistência dos elementos estruturais pode evitar reforços desnecessários e reduzir significativamente o tempo de intervenção, o que, em última análise, reduz também os riscos operacionais.

Neste contexto, o presente trabalho visa apresentar os resultados da avaliação mecânica e química de cantoneiras metálicas coletadas na torre em questão, com o objetivo de validar a hipótese de que parte do material corresponde ao aço ASTM A572 Grau 50. Com base nessa caracterização, busca-se demonstrar a viabilidade técnica e econômica de revisão ou eliminação de reforços inicialmente propostos, contribuindo para práticas mais sustentáveis e seguras na engenharia de estruturas metálicas.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o estudo em questão, foram coletadas nove amostras representativas de três diferentes elementos estruturais da torre: montantes originais (cantoneiras L203x25,4 mm), montantes de reforço (L127x12,7 mm) e diagonais (L102x6,35 mm). A seleção das peças foi realizada com base na análise dos elementos estruturais que apresentariam maior incremento de esforço na condição futura de carregamento, garantindo a representatividade das regiões críticas no contexto do reforço projetado.

As regiões de retirada das amostras foram previamente determinadas com base nas análises estruturais, com o objetivo de não comprometer a integridade global da torre durante os procedimentos de extração e durante o intervalo de tempo até a recomposição. A intervenção foi planejada em conjunto com o setor

de engenharia de campo e acompanhada por profissionais capacitados. As recomposições estruturais foram previstas em projeto específico, e sua execução seguiu rigorosamente as instruções técnicas.

As amostras destinadas aos ensaios mecânicos foram seccionadas com dimensões padronizadas de 220 mm de comprimento por 60 mm de largura, viabilizando a execução dos corpos de prova segundo os requisitos normativos. A Figura 1 mostra o montante original da torre após a remoção da amostra padronizada para os ensaios mecânicos:



**Figura 1** – Trecho de remoção da amostra para ensaio mecânico

As cantoneiras que passaram por remoção de amostras para o ensaio mecânico, exigiram recomposição com a instalação de talas metálicas parafusadas na aba das cantoneiras que sofreu intervenção, com dimensionamento conforme a norma ABNT NBR 8800:2024 [9]. A Figura 2 indica o detalhe do projeto de adequação:

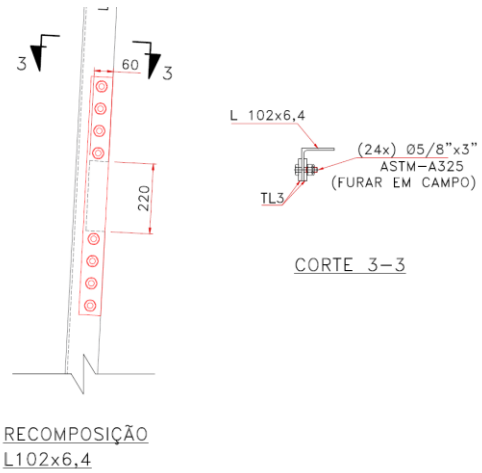



**Figura 2** – Projeto de recomposição dos elementos após remoção das amostras para ensaio mecânico

Para a análise química, foram extraídas amostras com serra copo de diâmetro 19 mm. Este processo foi realizado com o auxílio de fluido de corte apropriado e equipamentos operando em baixa rotação, com o intuito de evitar o aumento localizado de temperatura e a possível alteração microestrutural do material base. A Figura 3 mostra o montante de reforço após a remoção da amostra química:



**Figura 3** – Trecho de remoção da amostra para ensaio químico

Os procedimentos de corte, tanto para os corpos de prova para ensaios mecânicos quanto para os pontos de amostragem química, foram realizados com cautela, utilizando ferramentas calibradas e monitoramento constante para evitar deformações nas peças remanescentes. Após a coleta, as superfícies afetadas foram pintadas com composto rico em zinco e posterior tinta spray a base de esmalte alquídico, além de serem identificadas.

Todos os ensaios mecânicos foram conduzidos conforme os parâmetros estabelecidos pela norma ABNT NBR ISO 6892-1:2024 [4]. A preparação dos corpos de prova seguiu rigorosamente os critérios de retificação das superfícies e controle dimensional, assegurando simetria e paralelismo nas seções. Durante os ensaios, foram utilizados extensômetros eletrônicos para a medição precisa da deformação longitudinal, aplicando-se carregamento axial monotônico sob taxa de deformação controlada (método B, strain rate control). Os parâmetros obtidos incluíram o limite de escoamento convencional, a resistência máxima à tração, o alongamento total e a estricção da seção após a ruptura.

Os equipamentos utilizados para os ensaios foram certificados por calibração rastreável conforme a norma ABNT NBR ISO/IEC 17025:2017 [3], sendo a máquina de tração dotada de célula de carga compatível com a faixa de esforço esperada para os materiais testados. Os dados obtidos foram registrados digitalmente, com geração de curvas tensão-deformação para cada amostra, permitindo análise gráfica da ductilidade e do regime plástico dos materiais.

A caracterização química foi realizada de acordo com a norma ASTM E415:2017 [5], utilizando o método de espectrometria de emissão óptica por centelha direta (OES). As amostras foram submetidas a limpeza com jato abrasivo e lixamento prévio para eliminação de camadas oxidadas e contaminações superficiais.

A análise identificou os teores de carbono, manganês, silício, fósforo, enxofre e elementos residuais como cromo, níquel e molibdênio. Para maior confiabilidade, cada ponto foi analisado em triplicata, sendo adotada a média aritmética dos resultados.

Todos os resultados obtidos nos ensaios foram organizados em tabelas específicas e comparados com os limites estabelecidos para os aços ASTM A36 [1] e ASTM A572 Grau 50 [2], conforme especificações normativas vigentes. Essa comparação permitiu estabelecer correlações entre o desempenho real das peças avaliadas e os parâmetros normativos, subsidiando tecnicamente a decisão quanto à manutenção ou modificação do plano de reforço originalmente proposto. Os resultados também foram utilizados para atualizar os modelos de cálculo estrutural, com base em propriedades mecânicas representativas do material efetivamente utilizado na torre.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos confirmaram diferenças significativas entre os tipos de cantoneiras analisadas. A Tabela 1 apresenta os dados individuais obtidos nos ensaios mecânicos e químicos das nove amostras testadas.

| Código | Elemento | fy (MPa) | fu (MPa) | Alongamento (%) | C (%) | Mn (%) | P (%) | S (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1A | Montante Original | 304 | 507 | 30,0 | 0,15 | 1,21 | 0,018 | 0,024 |
| 2A | Montante Original | 299 | 500 | 28,5 | 0,18 | 1,22 | 0,015 | 0,023 |
| 3A | Montante Original | 313 | 499 | 29,0 | 0,16 | 1,23 | 0,015 | 0,019 |
| 1B | Montante Reforço | 362 | 503 | 27,0 | 0,14 | 0,60 | 0,012 | 0,029 |
| 2B | Montante Reforço | 355 | 494 | 24,5 | 0,16 | 0,55 | 0,012 | 0,029 |
| 3B | Montante Reforço | 361 | 503 | 25,0 | 0,13 | 0,55 | 0,012 | 0,030 |
| 1C | Diagonal | 224 | 482 | 26,5 | 0,18 | 0,77 | 0,018 | 0,022 |
| 2C | Diagonal | 260 | 494 | 26,0 | 0,19 | 0,82 | 0,032 | 0,023 |
| 3C | Diagonal | 235 | 498 | 27,5 | 0,19 | 0,81 | 0,032 | 0,025 |

**Tabela 1** – Resultados encontrados nos ensaios mecânicos e químicos

Em comparação aos valores normativos, os montantes de reforço apresentaram limites de escoamento acima de 345 MPa, valor exigido para o aço ASTM A572 Grau 50 [2], confirmando compatibilidade com esse material. Já os montantes originais apresentaram valores médios entre 299 e 313 MPa, alinhados com o aço ASTM A36 [1], cujo limite mínimo é de 250 MPa.

A Tabela 2 permite verificar que todos os elementos ensaiados atenderam, em maior ou menor grau, aos limites estipulados pelas normas ASTM A36 [1] e A572 Grau 50 [2], considerando as propriedades mecânicas e químicas máximas e mínimas exigidas. Essa comparação direta foi essencial para a correta classificação do material e para a definição de intervenções estruturais localizadas.

| Propriedade | ASTM A36 | ASTM A572 Grau 50 |
|---|---|---|
| Limite de Escoamento | ≥ 250 MPa | ≥ 345 MPa |
| Resistência à Tração | 400–550 MPa | 450–650 MPa |
| Alongamento mínimo (%) | 20–22 | 18–21 |
| C (máx.) | 0,26% | 0,23% |
| Mn (mín.) | 0,60% | 0,50% |
| P (máx.) | 0,04% | 0,035% |
| S (máx.) | 0,05% | 0,040% |

**Tabela 2** – Propriedades químicas e mecânicas conforme as normas ASTM

As diagonais apresentaram comportamento intermediário, com valores de escoamento entre 224 e 260 MPa. Embora parte das amostras se aproxime do limite do ASTM A36, algumas indicam resistência abaixo do padrão, exigindo cautela em seu reaproveitamento estrutural.

Do ponto de vista químico, os montantes de reforço exibiram baixos teores de carbono (0,13 a 0,16%) e enxofre (0,029 a 0,030%), compatíveis com o perfil de aços de baixa liga de alta resistência, como o A572 Grau 50 [2]. Os montantes originais, por sua vez, apresentaram altos teores de manganês (acima de 1,2%), característica frequente em aços carbono destinados a aplicações estruturais de boa ductilidade.

As curvas obtidas nos ensaios mostraram comportamento típico dos aços laminados estruturais, com regiões bem definidas de escoamento, endurecimento por encruamento e ruptura. O alongamento médio acima de 24% em todas as amostras reforça a ductilidade dos materiais e sua aptidão para regime plástico em situações de sobrecarga.

A validação da composição química também foi essencial para excluir a presença de elementos prejudiciais à soldabilidade, como enxofre em excesso. Nenhuma das amostras superou os limites especificados pelas normas para os aços avaliados.

Com base nesses resultados, foi possível atualizar os modelos computacionais de análise estrutural com valores de resistência mais realistas, o que resultou em redução significativa dos perfis inicialmente previstos para o reforço.

A identificação do material como ASTM A572 Grau 50 [2] nos montantes de reforço permitiu eliminar o uso de perfis adicionais em diversos trechos da torre. Essa medida representa não apenas uma economia de material e tempo, mas também menor interferência operacional na estrutura.

Por fim, os dados obtidos oferecem base segura para a continuidade do projeto de reforço da torre, evidenciando a importância dos ensaios mecânicos e químicos na tomada de decisão em obras de reabilitação estrutural.

Adicionalmente, observou-se que as amostras dos montantes de reforço apresentaram menor dispersão entre os valores de escoamento e resistência à tração, indicando maior uniformidade do lote. Essa homogeneidade é desejável, pois reduz incertezas no comportamento global da estrutura e permite adoção de critérios mais racionais no dimensionamento.

Já os montantes originais, embora atendam ao ASTM A36 [1], apresentaram uma leve dispersão nos resultados, o que pode estar relacionado a variações no processo produtivo à época da fabricação. Esse fator foi considerado na reanálise estrutural destes elementos.

As diferenças entre os elementos também se manifestaram na estricção observada após os ensaios, não detalhada nas tabelas, mas com valores consistentemente acima de 50%, indicando elevado grau de ductilidade.

Com relação às diagonais, é importante destacar que, apesar de algumas amostras apresentarem limite de escoamento inferior ao desejável, a resistência à tração foi satisfatória, e os teores de impurezas mantiveram-se dentro de limites normativos. Assim, a análise estrutural manteve as propriedades mecânicas conforme ASTM A36 [1].

A economia gerada pela redução de perfis e pela manutenção parcial da estrutura existente foi estimada em aproximadamente 18% no custo direto dos materiais. Essa redução tem impacto direto no cronograma da obra, na logística de montagem e na necessidade de interrupção do funcionamento da torre.

Outro aspecto relevante é a sustentabilidade: a menor intervenção estrutural reduz a emissão de $CO_2$ associada à produção de novos perfis metálicos, o que está alinhado com diretrizes internacionais de construção consciente.

A execução dos ensaios também evidenciou a importância da metodologia adotada para coleta de amostras, com um impacto controlado na estrutura e elevado controle de qualidade. Tal abordagem deve ser replicada em outras inspeções de estruturas metálicas existentes.

Em resumo, os ensaios realizados foram decisivos para o redirecionamento da estratégia de reforço. A compreensão aprofundada das propriedades dos materiais permitiu uma abordagem técnica mais eficiente, segura e econômica para a extensão da vida útil da torre.

## 4 CONCLUSÃO

O presente trabalho demonstrou a importância da caracterização mecânica e química de materiais estruturais em torres autoportantes existentes como estratégia para otimização de reforços. Frente à necessidade de aumento de capacidade de carga da torre avaliada, a realização dos ensaios permitiu identificar diferentes patamares de resistência entre os elementos estruturais, com destaque para os montantes de reforço, compatíveis com o aço ASTM A572 Grau 50 [2].

A metodologia aplicada, com remoção de amostras em pontos estrategicamente definidos e posterior recomposição segundo projeto, demonstrou-se eficaz e segura, possibilitando a obtenção de dados confiáveis sem comprometer a integridade estrutural. Tal procedimento pode ser replicado em outros contextos de reabilitação estrutural com igual sucesso.

A interpretação dos resultados, com base em normas internacionais reconhecidas, como ASTM A36 [1], ASTM A572 [2] e ASTM E415 [5], embasou tecnicamente a decisão de revisar o projeto de reforço, reduzindo a necessidade de perfis adicionais e otimizando a solução estrutural.

Entre os benefícios observados, destacam-se a economia de material, a redução do impacto ambiental da obra e a diminuição no tempo de execução. Além disso, a abordagem adotada amplia o horizonte de aplicação de ensaios destrutivos/semi destrutivos e de caracterização localizada para obras existentes.

O estudo também evidenciou que muitas estruturas antigas possuem desempenho superior ao previsto em projeto, o que reforça a necessidade de diagnósticos individualizados antes de se adotar reforços padronizados ou conservadores. Essa constatação é especialmente relevante para estruturas singulares, como torres treliçadas com mais de 100 metros de altura.

Ressalta-se ainda o papel fundamental da equipe de campo na execução dos ensaios, uma vez que a coleta cuidadosa das amostras evitou elevações térmicas, trincas ou danos colaterais que poderiam comprometer o desempenho da torre ou comprometimento das amostras.

Com base nos resultados obtidos, recomenda-se que projetos de reforço em estruturas existentes considerem, sempre que possível, a realização de ensaios destrutivos e não destrutivos para fundamentar suas decisões. Isso representa um ganho em segurança, economia e sustentabilidade.

Adicionalmente, destaca-se que os custos envolvidos na coleta das amostras e na realização dos ensaios, bem como os prazos para execução dessas etapas, são consideráveis. Dessa forma, a viabilidade econômica da caracterização do material deve ser cuidadosamente analisada caso a caso. Para torres de menor porte, ou situações em que os reforços previstos sejam pouco significativos, esse tipo de investigação pode não se justificar economicamente. No entanto, para estruturas de grande altura e elevado grau de solicitação, como é o caso tratado neste estudo, os benefícios decorrentes da redução de reforços e otimização da solução estrutural são expressivos e justificam plenamente o investimento.

Por fim, conclui-se que a abordagem adotada neste trabalho pode ser tomada como referência para estudos futuros, tanto em torres de telecomunicação quanto em outras tipologias de estruturas metálicas de grande porte que demandem avaliação de desempenho para extensão de vida útil ou aumento de capacidade.

**REFERÊNCIAS**

[1] ASTM International. ASTM A36/A36M-19 – Standard Specification for Carbon Structural Steel. West Conshohocken, PA, USA, 2019.

[2] ASTM International. ASTM A572/A572M-21 – Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel. West Conshohocken, PA, USA, 2021.

[3] ASTM International. ASTM E415-17 – Standard Test Method for Analysis of Carbon and Low-Alloy Steel by Spark Atomic Emission Spectrometry. West Conshohocken, PA, USA, 2017.

[4] ABNT. ABNT NBR ISO 6892-1:2024 – Materiais metálicos – Ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2024.

[5] ABNT. ABNT NBR ISO/IEC 17025:2017 – Requisitos gerais para a competência de laboratórios de ensaio e calibração. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

[6] Quaresma, J. E.; Florian, F.; Ricco, M. C. "A importância da manutenção periódica em estruturas metálicas visando garantir a segurança e durabilidade", RECIMA21 – Revista Científica Multidisciplinar, Novembro 2024. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/376606838_A_IMPORTANCIA_DA_MANUTENCAO_PERIODICA

[7] Silva, B. Q. Dantas et al. "Estudo da aplicação de técnicas de conservação em estruturas metálicas", Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento, Vol. 8, Ed. 8, p. 160–179, Agosto 2022. Disponível em: https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/tecnicas-de-conservacao

[8] Jerry A. Leal Júnior; Paulo R. C. Guterres. "Estudo das patologias em estruturas metálicas", monografia UFU, 2022. Disponível em: https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/37483/1/EstudoPatologiasEstrutura.pdf

[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8800:2024 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

# CONSTRUMETAL 2025

10° CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

# CONSTRUMETAL 2025

10º CONGRESSO LATINO-AMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

## 09 SET

Allianz Parque
São Paulo-SP

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

ORGANIZAÇÃO E PROMOÇÃO

FRANCAL
ECOSSISTEMA PARA EVENTOS

ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica
Av. Brig. Faria Lima, 1931 – 9º andar – 01451-917 – São Paulo, SP – Brasil
www.abcem.org.br / www.construmetal.com.br